

## GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

PROGRAMA

FECHA	HORARIO	PROFESOR	TEMA
04  Nov.  85	17:00 - 18:00	ING. MARIANO RUIZ VAZQUEZ	INTRODUCCION - Importancia de la Geología en la Construcción. - Construcciones que requieren estudios Geológicos.
	18:00 - 18:15	D E S C A N S O	
	18:15 - 19:45	ING. JORGE ARMANDO RABAGO MARTIN	COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS.
	19:45 - 20:00	D E S C A N S O	
	20:00 - 21:00	ING. ROLANDO DE LA LLATA ROMERO	FACTORES GEOLOGICOS DE MAYOR INTERES.
05  Nov.  85	17:00 - 18:00	ING. ROLANDO DE LA LLATA ROMERO	FACTORES GEOLOGICOS DE MAYOR INTERES.
	18:00 - 18:15	D E S C A N S O	
	18:15 - 19:45	ING. JORGE I. MAYCOTTE	DESCRIPCION Y CLASIFICACION INGENIERIL DE LAS ROCAS.
	19:45 - 20:00	D E S C A N S O	
	20:00 - 21:00	ING. JORGE I. MAYCOTTE	DESCRIPCION Y CLASIFICACION INGENIERIL DE LAS ROCAS.

## GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

2.

PROGRAMA

FECHA	HORARIO	PROFESOR	TEMA
06   Nov   85	17:00 - 19:00	ING. JOSE LUIS ROSAS LOPEZ	MATERIALES DE CONSTRUCCION
	19:00 - 19:30	D E S C A N S O	
	19:30 - 21:00	ING. JOSE LUIS ROSAS LOPEZ	CONTINUACION, MATERIALES DE CONSTRUCCION
07   Nov.   85	17:00 - 19:00	ING. TOMAS LUGO IBARRA	PRESAS
	19:00 - 19:30	D E S C A N S O	
	19:30 - 21:00	ING. TOMAS LUGO IBARRA	CONTINUACION, PRESAS
08   Nov.   85	17:00 - 19:00	ING. RAMON PRIETO VELEZ	PLANTAS NUCLEOELECTRICAS
	19:00 - 19:30	D E S C A N S O	
	19:30 - 21:00	ING. SERGIO FLORES	PLANTAS TERMOELECTRICAS
11   Nov.   85	17:00 - 19:00	ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA	EXCAVACION A CIELO ABIERTO
	19:00 - 19:30	D E S C A N S O	
	19:30 - 21:00	ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA	CONTINUACION, EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

## GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

3.

PROGRAMA

FECHA	HORARIO	PROFESOR	TEMA
12  Nov. 85	17:00 - 19:00	ING. FRANCISCO RUZ VILLAMIL	VIAS TERRESTRES
	19:00 - 19:30	D E S C A N S O	
	19:30 - 21:00	ING. FRANCISCO RUZ VILLAMIL	CONTINUACION, VIAS TERRESTRES
13  Nov. 85	17:00 - 19:00	ING. JULIO PINDTER	OBRAS PORTUARIAS
	19:00 - 19:30	D E S C A N S O	
	19:30 - 21:00	ING. JULIO PINDTER	CONTINUACION, OBRAS PORTUARIAS
14  Nov. 85	17:00 - 19:00		CANALES Y DUCTOS
	19:00 - 19:30	D E S C A N S O	
	19:30 - 21:00		CONTINUACION, CANALES Y DUCTOS
15  Nov. 85	17:00 - 19:00	MESA REDONDA	
	19:00 - 19:30	D E S C A N S O	
	19:30 - 21:00	ENTREGA DE DIPLOMAS	

CURSO: "GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION"

FECHA: DEL 4 AL 15 DE NOVIEMBRE DE 1985

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION)	PUNTUALIDAD
C O N F E R E N C I S T A					
1	ING. MARIANO RUIZ VAZQUEZ				
2	ING. JORGE ARMANDO RABAGO MARTIN				
3	ING. ROLANDO DE LA LLATA ROMERO				
4	ING. JORGE I. MAYCOTTE				
5	ING. JOSE LUIS ROSAS LOPEZ				
6	ING. TOMAS LUGO IBARRA				
7	ING. RAMON PRIETO VELEZ				
8	ING. SERGIO FLORES				
9	ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA				
10	ING. FRANCISCO RUZ VILLAMIL				
11	ING. JULIO PINDTER VEGA				



CURSO: "GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION"

FECHA: DEL 4 AL 15 DE NOVIEMBRE DE 1985

		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
T E M A					
1	INTRODUCCION				
2	COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS				
3	FACTORES GEOLOGICOS DE MAYOR INTERES				
4	DESCRIPCION Y CLASIFICACION INGNERIL DE LAS ROCAS				
5	MATERIALES DE CONSTRUCCION				
6	PRESAS				
7	PLANTAS NUCLEARES				
8	PLANTAS TERMoeLECTRICAS				
9	EXCAVACION A CIELO ABIERTO				
10	EXCAVACIONES SUBTERRANEAS				
11	VIAS TERRESTRES				

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10



## EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O		
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE

AGRADABLE

DESAGRADABLE

2.- Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR  
ANUNCIO TITULADO DE  
VISION DE EDUCACION  
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES  
ANUNCIO TITULADO DE  
VISION DE EDUCACION  
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,  
TELEFONO, VERBAL,  
ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERA UNAM "LOS  
UNIVERSITARIOS HOY"

GACETA  
UNAM

3.- Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL  
PARTICULAR

METRO

OTRO MEDIO

4.- ¿Qué cambios haría en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

---

---

---

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas?

sí

no

6.- ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

7.- La coordinación académica fué:

EXCELENTE

BUENA

REGULAR

MALA

8.- Si está interesado en tomar algún curso INTENSIVO ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES  
DE 9 a 13 H. Y  
DE 14 A 18 H.  
(CON COMIDAD)

LUNES A  
VIERNES DE  
17 a 21 H.

LUNES A MIERCOLES  
Y VIERNES DE  
18 A 21 H.

MARTES Y JUEVES  
DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H.  
SABADOS DE 9 A 14 H.

VIERNES DE 17 A 21 H.  
SABADOS DE 9 A 13 H.  
DE 14 A 18 H.

OTRO

9.- ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

10.- Otras sugerencias:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



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

GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

IMPORTANCIA DE LA GEOLOGIA EN LA CONSTRUCCION  
CONSTRUCCIONES QUE REQUIEREN ESTUDIOS GEOLOGICOS

ING. MARIANO RUIZ VAZQUEZ

NOVIEMBRE, 1985

# GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

## INTRODUCCION

### IMPORTANCIA DE LA GEOLOGIA EN LA CONSTRUCCION"

LA GEOLOGIA ES LA CIENCIA QUE ESTUDIA LA TIERRA. LA ESTUDIA TANTO EN LO QUE RESPECTA A SU CONSTITUCION, ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA, COMO EN LO RELATIVO A TODOS AQUELLOS FENOMENOS QUE EN ORDEN CRONOLOGICO HAN VENIDO A MODIFICARLA; MODIFICACION DEBIDA A LOS ESFUERZOS ORIGINADOS DENTRO DE ELLA (GEODINAMICA INTERNA) Y AL TRABAJO INCESANTE DE LOS DIVERSOS AGENTES DE INTEMPERISMO, EROSION Y SEDIMENTACION. DICHO DE OTRA MANERA Y CONSIDERANDO DESDE LUEGO LA ESTRATIGRAFIA, LA GEOLOGIA SE ESFUERZA EN ESTABLECER LA HISTORIA DE LA TIERRA.

AHORA BIEN, EN AQUELLA PARTE DE LA CORTEZA TERRESTRE DONDE CON MAYOR ACCION EJERCEN SU INFLUENCIA LOS DIVERSOS AGENTES TECTONICOS, DE INTEMPERISMO, EROSION Y DEPOSITO Y DONDE EL HOMBRE LEVANTA SUS EDIFICIOS Y MONUMENTOS, ES DONDE LA GEOLOGIA DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA INGENIERIA CIVIL O SI SE QUIERE, DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA CONSTRUCCION, TIENE SU MAXIMA APLICACION.

SE TRATA NO DE UNA GEOLOGIA QUE SE PIERDA EN DEFINICIONES, VOCABLOS O EN TERMINOS NO CONOCIDOS POR EL CONSTRUCTOR O EN DESCRIPCIONES DE FLORA Y FAUNA DE EPOCAS GEOLOGICAS PASADAS, QUE NADA TIENEN QUE VER EN LA GEOTECNIA, SINO DE UNA GEOLOGIA A PEQUEÑA ESCALA, A ESCALA DE RELOJERIA (DEL 1:50 a 1:5000) QUE NOS HABLE DEL COMPORTAMIENTO PRESENTE Y FUTURO DEL MACIZO ROCOSO SOBRE EL CUAL VA A SER CONSTRUIDA LA OBRA, TENIENDO EN CUENTA: LITOLOGIA, DISCONTINUIDADES GEOMORFOLOGIA, HIDROGEOLOGIA, LA EVOLUCION HISTORICA RECIENTE Y LOS FENOMENOS DE GEODINAMICA INTERNA Y EXTERNA.

CON LA IDEA DE HACER RESALTAR LA IMPORTANCIA DE LA GEOLOGIA EN LA CONSTRUCCION, SE VERAN A CONTINUACION LAS INTERROGANTES QUE PUEDEN PRESENTARSE AL CONSTRUCTOR DE PRESAS, DE PUERTOS, DE OBRAS SUBTERRANEAS, ETC.

TENGASE EN CUENTA QUE ESTAS INTERROGANTES SOLO PODRAN SER CONTESTADAS UNA VEZ QUE SE REALIZA UN ESTUDIO GEOTECNICO DETALLADO, QUE COMPRENDA TRABAJOS DE CARTOGRAFIA GEOLOGICA, PERFORACIONES, POZOS A CIELO ABIERTO, SOCAVONES, LA APLICACION DE ALGUN O ALGUNOS METODOS GEOFISICOS, INVESTIGACIONES DE LABORATORIO E INCLUSIVE, SI ES POSIBLE DESPUES DE LLEVAR EL MODELO GEOLOGICO A LA COMPUTADORA.

INTERROGANTES EN PRESAS. 7 1A/11/58 11 316

- SE DESPLANTARA LA CORTINA EN ROCA SANA O POR LO CONTRARIO EN ROCA DEFECTUOSA?
- QUE TIPO Y VOLUMEN DE ROCA O MATERIALES SERA NECESARIO REMOVER EN LA ZONA DE CIMENTACION DE LA CORTINA?
- CUAL SERA EL ESPESOR DEL RELLENO O DEPOSITO ALUVIAL EN LA ZONA DEL CAUCE?
- EXISTEN ACCIDENTES ESTRUCTURALES, FALLAS O FRACTURAS, QUE PONGAN EN PELIGRO LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA?
- SERA NECESARIO UN TRATAMIENTO DE LA ZONA O LAS ZONAS DEFECTUOSAS?
- PRESENTAN LAS LADERAS FENOMENOS DE GEODINAMICA EXTERNA (REP-TACION, AVALANCHAS O DESLIZAMIENTOS) QUE DEN LUGAR A PROBLEMAS DE INESTABILIDAD?
- ES ACEPTABLE LA CALIDAD DE LOS MATERIALES EN LA ZONA DEL VERTEDOR Y OBRA DE TOMA?
- HABRA PROBLEMAS DE EROSION REGRESIVA O FENOMENOS DE INTEMPERISMO QUE AFECTEN LAS DOS OBRAS AUXILIARES MENCIONADAS?
- EL VASO DE ALMACENAMIENTO Y LA ZONA DE LA CORTINA SERAN IMPERMEABLES?
- HABRA PROBLEMAS DE DESLIZAMIENTO EN LA ZONA DEL EMBALSE, QUE PUDIERAN TENER CONSECUENCIAS TRABAJANDO A PRESA LLENA?
- SERAN SATISFECHAS LAS NECESIDADES DE MATERIALES DE CONSTRUCCION EN LA VECINDAD DE LA OBRA: DE AGREGADOS, DE ENROCAMIENTO O DE ARCILLAS?
- SERAN SUSCEPTIBLES DE UTILIZAR EN LA CONSTRUCCION, LOS MATERIALES REMOVIDOS EN LAS EXCAVACIONES QUE HAYA NECESIDAD DE REALIZAR?
- CUAL SERA EL RIESGO SISMICO DE LA ZONA?
- CUAL SERA LA VIDA UTIL DE LA PRESA, TENIENDO EN CUENTA EL VOLUMEN DE AZOLVES?



INTERROGANTES QUE SE LE PRESENTAN AL CONSTRUCTOR DE TUNELES DE OBRAS SUB  
TERRANEAS

- 1.- ¿SE EXCAVARA EL TUNEL COMPLETAMENTE EN ROCA SANA O SE ENCONTRARAN ZONAS INTEMPERIZADAS O ALTERADAS POR ACCION HIDROTHERMAL O BIEN CANALES O CAUCES SEPULTADOS CON PRESENCIA MATERIAL PERMEABLE?
- 2.- ¿SE OBTENDRA DURANTE LA EXCAVACION UNA SECCION LIMPIA O BIEN HABRA SOBRES-EXCAVACION?
- 3.- ¿SERA LA ROCA FACILMENTE EXCAVADA Y PERFORADA O POR EL CONTRARIO DIFICIL?
- 4.- ¿EXISTEN RAZONES QUE DEN LUGAR A PENSAR EN LA POSIBILIDAD DE GRANDES O PEQUEÑOS DESPRENDIMIENTOS DE ROCA DEL TECHO DEL TUNEL? (QUE PARTE DEL TUNEL NECESITARA SOPORTES O ADEMOS Y DE QUE TIPO?).
- 5.- ¿SI EXISTEN FALLAS QUE POSICION GUARDAN ESTAS CON RESPECTO AL EJE DEL TUNEL, EN QUE LONGITUD LO AFECTAN Y CUAL ES LA MAGNITUD DEL AFALLAMIENTO PARA QUE LLEGUE A ENCONTRARSE ROCA TRITURADA?
- 6.- ¿EN QUE PUNTOS Y EN QUE CANTIDADES SERA ENCONTRADA AGUA?
- 7.- ¿SI EXISTEN MATERIALES NO CONSOLIDADOS EN LOS PORTALES DE ENTRADA O DE SALIDA DEL TUNEL O BIEN SI LA ROCA ESTA MUY INTEMPERIZADA EN ESTOS LUGARES, EN QUE LONGITUD SE VERA AFECTADO EL TUNEL Y QUE DIFICULTADES ESPECIALES SE PRESENTARAN EN LAS EXCAVACIONES INICIALES?
- 8.- ¿HAY POSIBILIDAD DE ENCONTRAR MUCHAS DIFICULTADES EN LAS PARTES PROFUNDAS DEL TUNEL EN ZONAS DE ROCA QUE SE ESTA INCHANDO POR LIBERACION DE PRESIONES, O BIEN POR DESPRENDIMIENTOS VIOLENTOS DE ROCA?
- 9.- ¿EN QUE CASO DE TUNELES DE PRESION, SE REQUERIRA UN REFUERZO O REVESTIMIENTO A TODO LO LARGO DEL TUNEL O SOLO EN CIERTOS LUGARES POR EJEMPLO EN LA VECINDAD DE FALLAS?
- 10.- ¿SE ENCONTRARAN EN EXCESOS ALTAS TEMPERATURAS O GASES TOXICOS O VENENOSOS?
- 11.- ¿REQUERIRA LA OBRA EN SU TOTALIDAD DE REVESTIMIENTO Y DE QUE TIPO?

INTERROGANTES EN OBRAS PORTUARIAS

- CUALES SERAN LOS MATERIALES EN LA ZONA DE CIMENTACION DE LOS MUELLES, - DIQUE SECO U OTRAS CONSTRUCCIONES?
  
- QUE PROBLEMAS ESPECIFICOS SE PRESENTARAN EN LAS OBRAS MENCIONADAS, RELACIONADAS CON EL TERRENO DE CIMENTACION?
  
- EN EL CASO DE UN PUERTO INTERIOR CUALES SERAN LOS MATERIALES QUE DEBERAN SER DRACADOS Y CUAL EL TIPO DE DRAGA?
  
- SE PRESENTARAN PROBLEMAS DE AZOLVAMIENTO DEL PUERTO, TANTO EN LA DARSE NA COMO EN EL CANAL DE ACCESO?
  
- COMO EVITAR ESTOS PROBLEMAS DE AZOLVAMIENTO Y DE EROSION DEL LITORAL?
  
- EXISTEN MATERIALES ROCOSOS EN TAMAÑO, CANTIDAD Y CALIDAD PARA LA CONSTRUCCION DE: ESCOLLERAS, ESPIGONES Y ROMPEOLAS?  
IGUALMENTE SE CONTARA CON AGREGADOS PARA EL CONCRETO QUE SE UTILICE EN LA CONSTRUCCION DE OBRAS? BLOQUES O TETRAPODOS EN EL CASO DE NO EXISTIR MATERIALES DE ENROCAMIENTO?
  
- EN UN PUERTO FLUVIAL CUAL SERA LA EVOLUCION DE LA CORRIENTE Y CUALES - LOS PROBLEMAS DE CIMENTACION DE LOS MUELLES Y TAL VEZ DE AZOLVAMIENTO?
  
- QUE OBRAS DE PROTECCION DEL PUERTO SERA NECESARIO CONSTRUIR PARA LA -- BUENA OPERACION DEL MISMO, TENIENDO EN CUENTA: VIENTOS DOMINANTES, MAGNITUD DE OLAS Y CORRIENTES COSTERAS?

## INTERROGANTES EN MOVIMIENTO DE TIERRAS

- QUE MATERIALES SE VAN A MANEJAR?
- QUE MODO DE EXTRACCION HAY QUE ESCOGER?
- CUALES SON LAS POSIBILIDADES DE UTILIZACION DEL MATERIAL EXTRAIDO?
- QUE VOLUMEN DEL MATERIAL NO ES UTILIZABLE?
- SE ENCONTRARA EL MANTO FREATICO?
- CUAL SERA LA ESTABILIDAD DEL TALUD DESPUES DE LA EXCAVACION?
- SE AFECTARAN LAS OBRAS CONSTRUIDAS EN LA VECINDAD DE LA EXCAVACION?

## INTERROGANTES EN PLANTAS NUCLEOELECTRICAS

Algunas veces la selección del sitio, para construir una planta Nucleoelectrica se hace tomando como base principalmente criterios topográficos, hidrológicos y demográficos, y en segundo lugar factores geológicos, sísmicos y tectónicos, relacionados con la construcción misma.

La Comisión Reguladora de los Estados Unidos (USNRC) y la Agencia Internacional de la Energía Atómica (IAEA) establecieron una serie de requerimientos para autorizar la construcción de una planta nuclear algunos de los cuales tienen que ver con el aspecto geológico. Las interrogantes que se derivan pues de estos requerimientos, relacionados con factores sismotectónicos y factores geotécnicos, son las siguientes:

¿ES ACEPTABLE LA ROCA DE CIMENTACION Y AQUE PROFUNDIDAD SE ENCUENTRA LA ROCA DE BUENA CALIDAD?

¿EXISTEN PROBLEMAS DE INESTABILIDAD EN LAS LADERAS?

¿EXISTEN CAVIDADES DE DISOLUCION U OTRAS QUE NECESITEN DE ESTABILIZACION?

¿HABRA PROBLEMAS DE EROSION O SEDIMENTACION?

¿SON DESFAVORABLES LAS CONDICIONES TOPOGRAFICAS DE TAL MANERA QUE SEA NECESARIO HACER OPERACIONES DE RELLENO Y ESCAVACION Y CON ESTE ULTIMO CASO, UTILIZAR EXPLOSIVOS?

¿ES CONFIABLE LA INFORMACION GEOLOGICA EXISTENTE?

¿SE ENCUENTRA EL SITIO EN UNA ZONA SISMICA QUE HAYA DADO LUGAR A PROBLEMAS: MINIMOS, LIGEROS, SIGNIFICANTES O SEVEROS?

¿HAY PRESENCIA DE FALLAS: ACTIVAS, CAPACES O INACTIVAS?

¿A QUE DISTANCIA SE ENCUENTRA EL SITO DE ESTAS DISCONTINUIDADES?

CONSTRUCCIONES QUE REQUIEREN ESTUDIOS GEOLOGICOS

PRESAS DE ALMACENAMIENTO

PRESAS DERIVADORAS

OBRAS SUBTERRANEAS

- { MINAS SUBTERRANEAS
- { TUNELES (PARA FINES MUY DIVERSOS)
- { CASAS DE MAQUINAS
- { ALMACENAMIENTOS SUBTERRANEOS

CENTRALES NUCLEARES

LINEAS DE TRASMISION

VIAS TERRESTRES

- { FERROCARRILES
- { CARRETERAS

PUENTES

PUERTOS

- { MARITIMOS { RADAS, BAHIAS
- { MARITIMOS { ARTIFICIALES
- { MARITIMOS { INTERIORES
- { FLUVIALES

OBRAS FUERA DE LA COSTA

AEROPUERTOS

CANALES

OBRAS A TAJO ABIERTO

- { MINAS A CIELO ABIERTO { (FIERRO, CARBON, COBRE,
- { MINAS A CIELO ABIERTO { NO METALICOS, ETC.)
- { BANCOS DE MATERIALES

COMBUSTOLEODUCTOS

CIMENTACIONES DIVERSAS

- CASAS HABITACION
- EDIFICIOS
- PLANTAS DE BENEFICIO

Tal vez se piense que exagero al decir que inclusive una casa habitación, - unifamiliar, de un piso, requiere de un estudio geológico. No hay tal exageración. ¿Cuántos fraccionamientos se conocen en el poniente del área urbana metropolitana que requiere de un estudio?. Tarango, Santa Fe, Tecama-chalco, la Herradura, etc. son lugares donde hay presencia de cavernas e inestabilidad de las laderas, que necesitan del conocimiento geológico.

Hace mas de medio siglo el profesos Lugeón, al terminar una serie de conferencias sobre geología de presas dijo:

UNA PRESA NO ES UN OBJETO MUERTO. Es un Organismo viviente que TUVO SU NACIMIENTO Y COMO TAL TENDRA SU MUERTE, MUERTE POR VEJEZ Y POR ENFERMEDADES O MUERTE POR ACCIDENTE SI SE DEBILITO ESTUVO MAL CONSTEVIDA O MAL ALIMENTADA.

ES UN ORGANISMO QUE PIDE NECESARIAMENTE CUIDADOS, TANTOS MAS PUESTO QUE ES-ALGO QUE VINO A PERTURBAR LAS LEYES NATURALES Y LAS FUERZAS DE LA NATURALEZA SE ENSAÑAN PARTICULARMENTE CON AQUELLO QUE PARA ELLAS ES UN OBSTACULO.

LO ESENCIAL DESDE EL PUNTO DE VISTA HUMANO ES QUE PUEDAN RESISTIR AL TIEMPO YA QUE CONSIDERADAS GEOLOGICAMENTE, NO SON SINO COSAS PASAJERAS.

Por analogía podríamos decir que toda obra civil es un algo que tuvo su nacimiento que pudiera tener tambien su muerte. Y se acaba de vivir el final-trágico y triste, que digamos, por accidente, tuvieron tantas obras en nuestra ciudad de México.



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

**GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION**

**FACTORES GEOLOGICOS DE MAYOR INTERES**

**M.EN C., ROLANDO DE LLATA R.**

**NOVIEMBRE DE 1985**

SECCION B. GEOTECNIA

TOMO I. RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES PARA LA OBTENCION DE DATOS GEOLOGICOS

TEMA 1. GEOLOGIA

CAPITULO 1. DATOS GEOLOGICOS REQUERIDOS



ADICIONALES

CAPITULO 1. DATOS GEOLOGICOS REQUERIDOS

1.1	INTRODUCCION	1
	TABLA DE DATOS GEOLOGICOS REQUERIDOS	3

ADICIONALES

CONVENCIONES, NOTACIONES, ETC.

## CAPITULO 1. DATOS GEOLOGICOS REQUERIDOS

### 1.1 INTRODUCCION

Es la información necesaria para determinar la factibilidad de construcción de una obra civil, y que a su vez contribuye a realizar un estudio geotécnico.

Dicha información comprende:

Litología	naturaleza, características texturales y propiedades
Discontinuidades	fallas, fracturas y juntas, con determinación de forma, frecuencia y relleno
Estratigrafía	origen, espesor, distribución y posición en la secuencia de las distintas unidades litológicas presentes
Geomorfología	evolución de las formas y su relación con otros fenómenos y accidentes. Topografía
Hidrología	flujo de agua superficial y subterránea, composición y niveles

Geodinámica Externa	fenómenos de erosión y movimiento en masa del terreno (solifluxión, "creep" y deslizamientos)
Geodinámica Interna	vulcanismo, focos sísmicos
Materiales de construcción	agregados, enrocamiento y arcillas, con determinación de calidad y volumen
Modificaciones del medio natural debidas a la acción del hombre	cortes, vaciado y llenado de presas, terraplenes

Los datos geológicos son necesarios primero cuando se seleccione en gabinete un sitio para construcción, es decir, en la etapa de anteproyecto; enseguida, en la etapa que corresponde a la definición de las características geotécnicas del sitio de construcción, tanto en el reconocimiento preliminar como durante los estudios detallados; luego, en la etapa de construcción de la obra, y finalmente estando la obra en operación.

En el anteproyecto los datos geológicos se obtienen de fotografías aéreas, de planos y de toda la información existente.

En el reconocimiento preliminar y en los estudios de detalle, los datos geológicos provendrán de levantamientos, perforaciones, pozos, socavones, prospección geofísica y de la construcción misma.

Para garantizar el éxito en la obtención de los datos geológicos es necesario contar con técnicos experimentados para los trabajos de campo, y propiciar durante todas las etapas de la exploración geológica una íntima colaboración entre el geólogo, el geotécnico y el proyectista.

TABLA I.1 Datos geológicos requeridos

DATOS GEOLOGICOS	TIPO DE OBRA										
	PRESA		OBRA SUBTERRANEA	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	VIA TERRESTRE	LINEA DE TRANSMISION	CANAL	PUENTE	PUERTO	AEROPUERTO	CEMENTACION
	CORTINA	VASO									
<b>1. LITOLOGIA</b>											
1.1 SUELOS											
Espesor en metros	E		E	E	E	E	E	E	E	E	E
Extensión	RE	R	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE
Clasificación	RE	R	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE
Composición	E		EC	E	E	E	E	E	E	E	E
Textura	E		E	E	E	E	E	E	E	E	E
Estructura	EC		E	EC	E	E	EC	E	E	EC	EC
Porosidad	E		E	E	E	E	E	E	E	E	E
Permeabilidad	E	E	E	EC	E	E	EC	E	E	EC	EC
1.2 ROCAS											
Profundidad roca sana	EC			EC	E	E	E	E	E	E	E
Clasificación	RE	R	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE
Textura	RE		RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE
Estructura	RE		RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE
Porosidad	RE	R	RE	RE	RE	RE	EC	E	E	E	EC
Permeabilidad	REC	RE	RE	RE	E	E	EC	EC	E	E	EC
Recuperación	E		E	E			E	E	E	E	E
Indice de calidad de la roca (R.Q.D.)	E		E	E			E	E	E	E	E
<b>2. DISCONTINUIDADES GEOL. ESTRUCT.</b>											
2.1 FALLAS Y JUNTAS (DIACLASAS)											
Presencia	RE	R	RE	RE	REC	R	RE	RE	RE	R	R
Tipo	RE	R	RE	RE	RE	R	P	RE	RE	R	R
Frecuencia	E		EC	EC	EC	H	E	EC	E	R	EC
Rumbo y achado	REC	RE	REC	REC	REC		P	REC	RE	R	R
Características											
— Amplitud	RE	E	REC	REC	REC		REC	REC	RE	R	REC
— Relleno	RE	E	REC	REC	REC		RE	RE	RE	R	REC
— Paredes	RE		REC	REC	REC		RE	RE	RE	R	REC
2.2 PLIEGUES											
Presencia	RE	RE	RE	REC	R	RE	RE	RE	RE	R	R
Intensidad	REC	RE	EC	REC	REC	RE	RE	RE	RE	R	R
Tipo	REC	RE	REC	REC	REC	E	RE	RE	RE	R	R
Rumbo	REC	RE	REC	REC	REC	RE	RE	RE	RE	R	R
2.3 DISCORDANCIAS											
Tipo	RE	RE	REC	REC	REC		RE	RE	RE		
Magnitud	RE	RE	REC	REC	REC		RE	RE	RE		
2.4 CAMBIOS DE FACIES	EC	E	EC	EC	EC		E	E	E		
<b>3. ESTRATIGRAFIA</b>											
Formaciones o unidades litológicas	P	R	RE	RE	RE	R	RE	RE	E	RE	E
Espesores	RE		E	E	E	E	E	E	EC	E	E
Distribución	RE	R	REC	REC	RE	R	RE	RE	RE	RE	RE
Fosición en la secuencia entre diferentes unidades	REC	R	EC	EC	R		E	E	E	E	E
Ambientes de depósito	RE		E	E	R		E	E	E	E	E
<b>4. GEOMORFOLOGIA</b>											
Génesis de las formas del relieve	RE	RE	R	RE	R		R	RE	R		
Evolución de las formas del relieve	RE	RE	R	RE	R		R	RE	RE		
Interrelación de las formas del relieve con otros accid.	REC	RE	REC	REC	REC	R	RE	RE	RE	RE	RE
Topografía	RE	RE	RE	RE	REC	RE	RE	RE	R	RE	R
Características	RE	RE	RE	RE	REC	RE	RE	RE	R	RE	R
<b>5. HIDROLOGIA</b>											
5.1 FLUJO DE AGUA SUPERFICIAL											
5.2 ACUÍFEROS											
Niveles piezométricos	ECO	ECO	ECO	ECO	ECO	R	ECO	E	ECO	E	ECO
Artesianismo y manantiales	RE	RE	RE	RE	RE		RE	E	RE	E	RE
Composición del agua	E		EC	E	E		E	E	E	E	E
Temperatura del agua	E		EC	E	E		E	E	E	E	E
Flujo de agua subterránea	EC	ECO	ECO	ECO	EC		EC	EC	ECO	E	ECO
<b>6. GEODINAMICA EXTERNA</b>											
Erosión e intemperismo	REC	RE	REC	REC	REC	RE	REC	REC	REC	RE	EC
Transporte	RE	RE	RE	RE	RE	R	RE	RE	RE	R	R
Acumulación											
Movimiento en masa del terreno	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R
— Soliflucción	E		E	ECO	ECO	E	ECO	EC	R	R	ECO
— Creep (flujo plástico)	E		EC	ECO	ECO	E	ECO	EC	R	R	ECO
— Deslizamientos	E		EC	ECO	ECO	E	ECO	EC	R	R	ECO
— Avalanchas	E		EC	ECO	ECO	E	ECO	EC	R	R	ECO
Perturbaciones ciclónicas	R		R	R	R	R	R	R	R	R	R
<b>7. GEODINAMICA INTERNA</b>											
Volcanismo	R	R	R	R	R	RE	R	R	R	R	R
Sismicidad y focos sísmicos	R	R	R	R	R	RE	R	R	R	R	R
Esfuerzos tectónicos	R	R	R	R	R	RE	R	R	R	R	R
Terreno expansivo o estruible	E		E	E	EC		E	RE	R	R	EC
Terreno explosivo	E		E	E	EC		E	RE	R	R	EC
Presencia de gases o vapores y gradientes geotérmico	E		ECO	EC	EC		E	RE	R	R	EC
<b>8. MATERIALES DE CONSTRUCCION</b>											
Agregados	R		R	R	R	R	R	R	R	R	RE
Enrocamientos	R		R	R	R	R	R	R	R	R	RE
Suelos finos	E		E	E	E	E	E	E	E	E	E
Calidad de los materiales	E		E	E	E	E	E	E	E	E	E
Volumen de los materiales	E		E	E	E	E	E	E	E	E	E
<b>9. MODIFICACIONES DEL MEDIO NATURAL DEBIDAS A LA ACCION DEL HOMBRE</b>	CO	CO	CO	CO	CO		CO	CO	CO	CO	CO

Datos geológicos que deben obtenerse { en la selección del sitio y en el RECONOCIMIENTO preliminar (R)  
durante la EXPLORACION del sitio de construcción (E)  
en la etapa de CONSTRUCCION de la obra (C)  
durante la OPERACION de la obra (O)

SECCION B. GEOTECNIA

TOMO II. COMENTARIOS

TEMA 1. GEOLOGIA

CAPITULO I. DATOS GEOLOGICOS REQUERIDOS

## CAPITULO 1. DATOS GEOLOGICOS REQUERIDOS

1.1	INTRODUCCION	1
1.1.1	LITOLOGIA	2
1.1.2	DISCONTINUIDADES	2
1.1.3	ESTRATIGRAFIA	3
1.1.4	GEOMORFOLOGIA	4
1.1.5	HIDROLOGIA	4
1.1.6	GEODINAMICA EXTERNA	5
1.1.7	GEODINAMICA INTERNA	6
1.1.8	MATERIALES DE CONSTRUCCION	6
1.1.9	MODIFICACIONES DEL MEDIO NATURAL DEBIDAS A LA ACCION DEL HOMBRE	7
1.2	REFERENCIAS	8
1.3	BIBLIOGRAFIA	8

## CAPITULO 1. DATOS GEOLOGICOS REQUERIDOS

### 1.1 INTRODUCCION

A continuación se describen algunos términos relacionados con la tabla de datos geológicos requeridos. Esta tabla se elaboró con la idea de que el usuario sepa qué información se debe obtener durante la prospección en sus diversas etapas y proporcione al geotécnico, al proyectista o al constructor, la información necesaria para la realización de sus trabajos y en la toma de decisiones.

Se consideró en ella el tipo de obra por construir y las necesidades o exigencias impuestas al terreno por la obra misma, de tal manera que la información o datos geológicos recabados contribuyan a la realización de un buen estudio geotécnico que llevará a tener una prolongada vida útil de la obra y un mínimo de problemas durante su construcción y operación.

La omisión de alguno o algunos datos geológicos puede llevar a una interpretación o resultados equivocados en el estudio geotécnico, al retraso en la construcción o al encarecimiento de la obra y en ciertos casos al fracaso de la misma.

## B. II

### 1.1.1 LITOLOGIA

Comprende tanto los suelos como las rocas. Los primeros son aquellos agregados naturales de partículas minerales que pueden ser disgregados por agentes mecánicos tales como agitación en agua, y las segundas los agregados naturales de partículas minerales unidas firmemente por fuerzas cohesivas permanentes (ref. 1)

La determinación del tipo de suelo o roca no debe quedarse en la simple clasificación de campo, sino verificarse en el laboratorio, pues podrían existir, particularmente en las rocas, algunos elementos invisibles cuya presencia sea de interés (p ej: cementación con carbonatos en arenas). La textura es resultado de la forma, tamaño y acomodo de los elementos (granos, cris-tales y restos orgánicos) que constituyen el material; ejemplos: equigranular, fanerítica, inequigranular porfirítica, clástica, no clástica. La estructura se refiere a los rasgos mayores que se presentan en un macizo rocoso; ejemplos: vesicular, fluidal, foliada, estratificada, laminada, esquistosa y clivada.

En ocasiones se observan otros rasgos que se encuentran localizados solo en partes de los macizos rocosos y que no son una característica general; ejemplo de ellos son pliegues de arrastre, estilolitas, marcas de oleaje, etc., que también pueden influir en el comportamiento del macizo rocoso.

Los datos relativos a la permeabilidad tanto de suelos como de rocas, se ob-tienen mediante pruebas u observaciones, preferentemente de campo (Tema 3, capítulo 4, inciso 4.6 de esta sección).

### 1.1.2 DISCONTINUIDADES

Después de la naturaleza de los materiales, el conocimiento de las disconti-nuidades (fallas, fracturas, diversos tipos de juntas, estratificación, la-minación y foliación), se puede considerar entre los datos más importantes para determinar el comportamiento de un suelo o macizo rocoso.



## B.11

Cuando existan fallas se deben conocer las características del material en la zona de falla, producto de la falla misma o emplazado posteriormente (material brechado, arcilloso, permeable, impermeable, resistente o nó resistente); se debe conocer también la magnitud del afallamiento y su edad en relación con otras unidades litológicas que no han sido afectadas. En lo que respecta a su edad y en relación con el aspecto sísmico, hay fallas menos importantes que otras; por ejemplo, una falla mesozoica en general es menos importante que una del Holoceno o Reciente, pues estas últimas pueden ser activas.

Deben quedar establecidas la separación, echado y dirección de los diversos sistemas de fracturas, así como las características del relleno, o la ausencia del mismo.

Habrã que señalar si los planos de discontinuidad presentan alteración o si son lisos, alabeados y rugosos (con estrías o relices).

Las discordancias, son accidentes estructurales que revisten singular importancia, tanto porque representan en sí una zona de debilidad alterada o permeable, como porque pueden corresponder a dos unidades litológicas totalmente diferentes, equivalentes a una falla en cuanto a permeabilidad y deformabilidad diferencial.

### 1.1.3 ESTRATIGRAFIA

Los datos recabados permitirán establecer una columna geológica que ayude a determinar la relación que existe entre las distintas unidades litológicas o formaciones presentes y su distribución local y regional.

Se debe mencionar el nombre de las unidades o formaciones existentes y se dará su definición, para facilitar la comunicación entre geólogos y geotécnicos.

## B. II

En algunos casos será aconsejable conocer el ambiente de depósito de los materiales donde se construya la obra; por ejemplo: terrenos pantanosos, deltaicos, aluviales, arrecifales, lacustres, etc, que presentarán cambios de facies muy marcados y que condicionarán el programa de exploración requerido.

### 1.1.4 GEOMORFOLOGIA

Dentro de este tema cabe mencionar que los datos relativos a la génesis de las formas del relieve o geomorfogenia incluyen los fenómenos o secuencia de eventos que dieron lugar en las formas del relieve. Así, el análisis de la evolución de estas formas conduce al conocimiento de su historia.

La interrelación de las formas del relieve con otros accidentes incluye la presencia de fallas y fracturas y la influencia de las discontinuidades en el modelado de la región; por ejemplo: escarpes producto de fallas regionales, alineamiento de arroyos o ríos debido a la dirección de las fracturas y fallas, o alineamiento de formas positivas o negativas, es decir, de elevaciones o de depresiones.

### 1.1.5 HIDROLOGIA

Flujo de agua en la superficie del terreno. Las obras en que es particularmente importante el conocimiento del flujo de agua superficial son los puentes, presas y vías terrestres, por los problemas destructivos que les puede ocasionar.

En múltiples casos en los que se cuestiona la estabilidad del medio o las dificultades impuestas durante la construcción de la obra y después de la misma, se necesitará la información relativa a la presencia de agua subterránea, determinando: dirección y velocidad del flujo, composición, presión y niveles piezométricos. Así, en taludes, obras subterráneas o cortes en carreteras o cimentaciones, la presencia de agua puede provocar, entre otras cosas, inestabilidad, alteración y deformación.

## B. II

### 1.1.6 GEODINAMICA EXTERNA

Corresponde a la actividad de los agentes modificadores del medio natural que se desarrollan externamente a la corteza terrestre (agua, viento, temperatura, nieve). Por ejemplo, fluctuaciones cíclicas de temperatura pueden congelar y descongelar el agua presente en los poros de las rocas o en las grietas de las mismas, lo que finalmente las debilitará. La actividad pluvial acentuada de ciertas zonas es determinante en cuanto a la resistencia de los materiales y a la estabilidad del medio.

La resistencia al intemperismo y a la abrasión puede ser determinada por simple observación de campo y/o por pruebas de laboratorio (Tema 3, cap 4, inciso 4.2 de esta sección).

En vertedores, obras de toma y túneles de desfogue puede presentarse el fenómeno de erosión regresiva o remontante. Al variar las condiciones naturales del gradiente de una corriente por construcción de un bordo, el río incrementará aguas arriba su actividad erosiva, tendiendo a recuperar su equilibrio original; de modo semejante, en la construcción de un puerto la alteración de las corrientes puede provocar una mayor actividad erosiva sobre el litoral.

Aguas arriba de los vasos de almacenamiento se pueden desarrollar deltas originados por la variación del gradiente de la corriente. En los puertos, las corrientes costeras que se generan por la incidencia diagonal de las olas en la costa provocará además de erosión, azolvamiento del canal de acceso al puerto y del puerto mismo.

Los datos acerca del fenómeno del movimiento en masa del terreno: rápido (avalanchas y deslizamientos) y lento ("creep" y solifluxión), incluyen tanto los vestigios de su existencia en épocas pasadas como la posibilidad de su ocurrencia futura debida a la modificación del medio realizada por el hombre.

## B.11

Otro dato que debe recabarse es la dirección de vientos dominantes e intensidad y frecuencia de las perturbaciones ciclónicas, dada la importancia que estas tendrán en relación con la erosión e inestabilidad de las zonas que se estudian.

### 1.1.7 GEODINAMICA INTERNA

Corresponde a los datos de aquellos agentes modificadores del medio natural que se originan en la superficie y bajo ella, como pueden ser: la frecuencia e intensidad de sismos, los terrenos expansivos y las rocas explosivas (popping rock).

Se señalará la existencia de rocas o materiales que puedan presentar el fenómeno de expansión debido a su avidez de agua. Algunas rocas expansivas perjudiciales a las obras son las anhidritas y las rocas bentoníticas.

En ciertos casos será necesario considerar la posible presencia del fenómeno de roca explosiva (popping rock) que se produce cuando las rocas están o han estado sometidas a una *deformación elástica intensa debida posiblemente a la permanencia de presiones horizontales, dejadas por fenómenos de plegamientos tectónicos no disipados o debida a otras causas no bien definidas aún* (ref. 2)

En regiones volcánicas pueden presentarse gases tóxicos durante la construcción de las obras subterráneas. En otras regiones la composición y clasificación de los materiales pueden anticipar la aparición de este fenómeno; por ejemplo: emanaciones de gas carbónico en trabajos sobre rocas calcáreas. En regiones afectadas por fenómenos intrusivos o en regiones volcánicas, el gradiente geotérmico es con frecuencia más elevado.

### 1.1.8 MATERIALES DE CONSTRUCCION

Se debe considerar la existencia y localización de los materiales que son necesarios para la construcción de la obra, así como la utilización de los ma

## B. II

teriales removidos en una obra, ya sea como enrocamientos o como agregados.

Para enrocamientos se analizarán: composición, alterabilidad, resistencia a la erosión, densidad, etc.

En los agregados se considerará principalmente su composición, densidad y adherencia.

Los suelos finos podrán ser extraídos de bancos de rocas lutíticas, vegas de ríos, tobas volcánicas arcillosas, depósitos lacustres, y otros, lo que le dará características definidas al material requerido.

Para determinar el volumen de materiales utilizables en la construcción es necesario recabar la información que lleve a definir la geometría del depósito (topografía, y perforaciones o pozos a cielo abierto).

### 1.1.9 MODIFICACIONES DEL MEDIO NATURAL DEBIDAS A LA ACCION DEL HOMBRE

La acción del hombre es un factor geológico que interesará para todo tipo de obra civil bajo dos aspectos importantes:

El primero en la constatación de las modificaciones aportadas al medio natural por la acción pasada del hombre y que muchas veces es difícil de diferenciar de los fenómenos naturales en los que no tiene que ver la acción del hombre. De este tipo se puede pensar en fenómenos de inestabilidad reactivados por la acción humana (rellenos en carreteras, taludes constituidos con desechos de minas, cortes, etc), derrumbes o asentamientos provocados por extracción de minerales o agua, variación del nivel freático debido al bombeo desmedido, etc.

El segundo aspecto se aboca a la previsión de posibles modificaciones causadas por la presencia o desarrollo de obras futuras, es decir, acción futura del hombre y el cual es un problema más delicado y más difícil en su predic

## B.II

ción a priori, debido a que dependerá de las medidas adoptadas en la obra y de las condiciones en donde se emplazará la misma. Dentro de este aspecto se puede pensar en situaciones como: asentamientos posibles de las cimentaciones, mapeo de zonas de inestabilidad potencial, cambio en las condiciones hidrológicas de la región (en el caso de bordos, presas o pozos de bombeo) y posibles zonas de disolución de materiales, o contaminación de aguas.

### 1.2 REFERENCIAS

- 1 Terzaghi, K. y Peck, R.B, "Soil mechanics in engineering practice", - 2a. ed, John E Wiley, Inc, Nueva York 1967, p 4
- 2 Juárez Badillo, E y Rico, A, "Mecánica de suelos", Tomo II 2a ed, - - LIMUSA, México 1973

### 1.3 BIBLIOGRAFIA

Fookes, P G, "Planning and stages of site investigation", Engineering Geology-Elsevier Publishing Company, Vol 2, No 2, Amsterdam 1967, - - pp 81-106

Terzaghi, K, "Mechanics of landslides", Berkey Volume 1950

Sharpe, C F Stewart, "Landslides and related phenomena". Columbia University Press, Nueva York 1938

S A R H, "Manual para proyectos de pequeñas obras hidráulicas para riego y abrevadero. Instructivo de campo", Colegio de Posgraduados, - Chapingo, México 1977

Krinine, D P, y Judd, W R, "Principles of engineering geology and geotechnics", McGraw-Hill Book Company, Inc. International Student Edition, Nueva York 1957

American Geological Institute, "Dictionary of geological terms", Dolph in Books, Doubleday E Company, Inc, Nueva York 1962

Billings, M P, "Geología estructural", EUDEBA, 4a ed, Argentina 1974

Sane Jouand, R, "La cartographie géotechnique en France", Ministère de L'équipement, París, Francia 1972

DATOS GEOLOGICOS DE INTERES EN LA MECANICA DE  
ROCAS.

Diversos estudios geológicos, geomorfológicos e hidro--  
geológicos 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, arro-  
yos etc.
  - 7) Las zonas de infiltración (terrenos permeables, zo--  
nas de hundimientos).
  - 8) Las zonas inestables (solifluxión "creep", desliza-  
mientos, avalanchas).
  - 9) Los bancos de material.
  - 10) Los fenómenos erosivos y de depósito.
  - 11) Los datos sobre riesgos naturales
    - a) Sísmicos
    - b) Inundación.
    - c) Volcánicos
- etc.

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 planes no penetrativos 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).

Comunmente y en especial, en el caso de fallas normales, inversas o de transcurrencia, las discontinuidades penetrativas adyacentes que dividen entre sí, no están relacionadas



geométricamente.

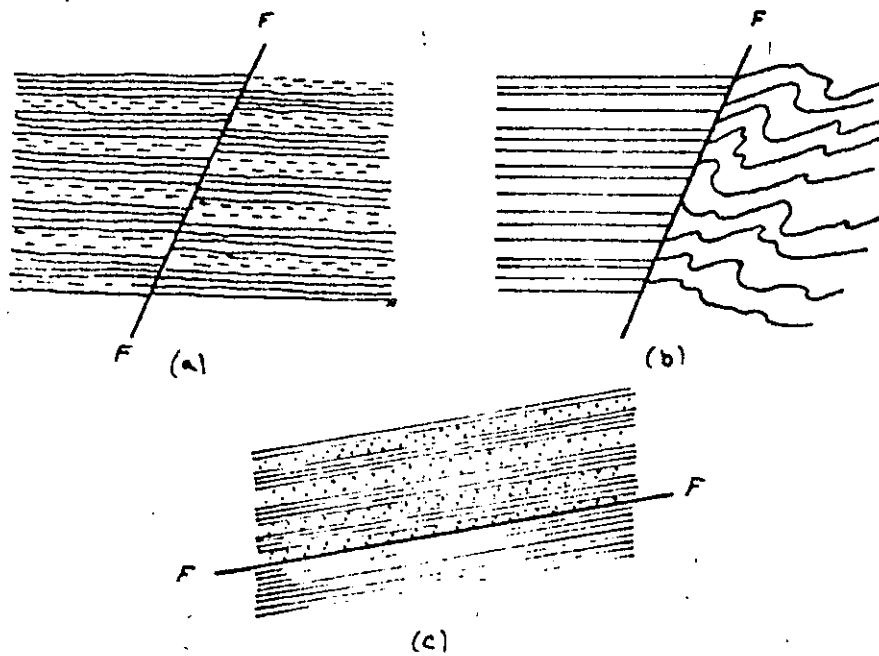
Sin embargo, en el caso de los cabalgamientos, el plano de la falla (superficie de deslizamiento o de cizalla), la fábrica de los dominios separados por la discontinuidad -- tienden a estar más relacionados entre si (Fig. 4c).

Los contactos ígneos también son discontinuidades no -- penetrativas, con excepción donde las zonas de contacto -- separan cuerpos del mismo origen. Los contactos ígneos, -- 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 ígnea (Fig. 5d).

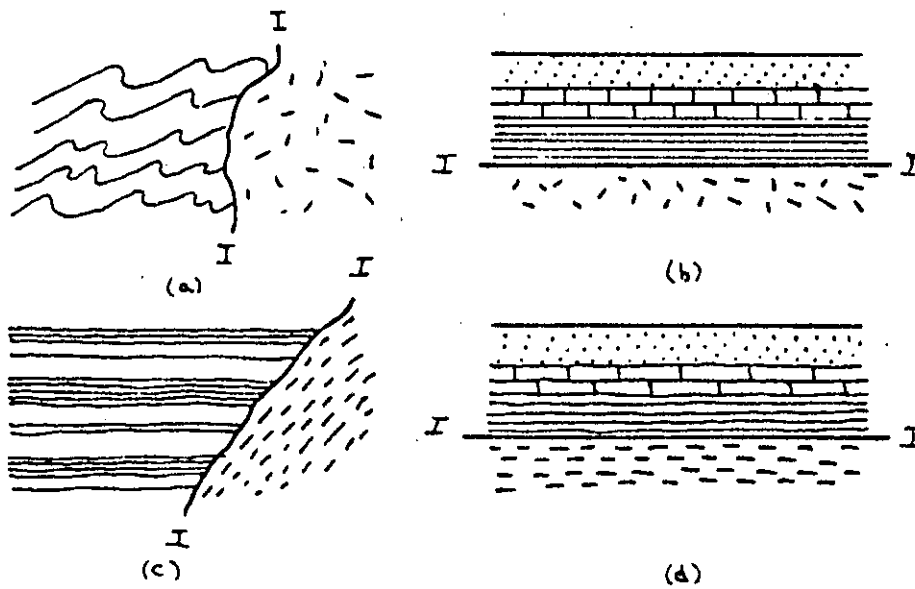
Otro tipo de discontinuidades geológicas no penetrativas son las superficies de erosión o discordancias.

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 fábrica de las rocas que separa.



ESTRUCTURAS NO PENETRATIVAS  
Contactos en fallas

Figura 4



ESTRUCTURAS NO PENETRATIVAS  
Contactos en cuerpos ígneos

Figura 5

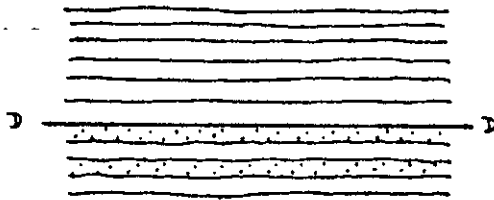
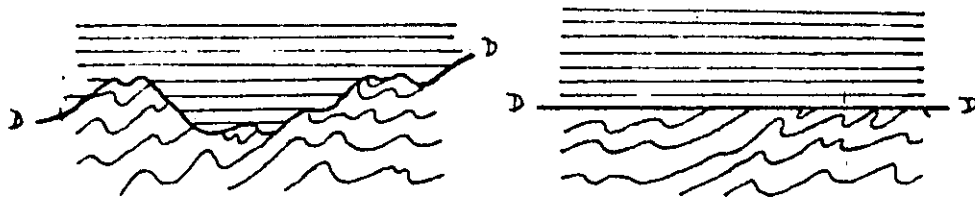
Sin embargo, en una discordancia donde la superficie es ---  
plana la zona de discontinuidad erosiva es generalmente -----  
concordante con las rocas estratificadas sobreyacentes -----  
(Fig. 6b).

En las discordancias estratigráficas las fabricas de -----  
ambos lados de la superficie, pueden tener una relación geo---  
métrica penetrativa.

En las rocas metamórficas las isogradas que son super-----  
ficies que separan zonas de rocas de diferentes grados de ---  
metamorfismo, también se consideran como planos de discon---  
tinuidad no penetrativo.

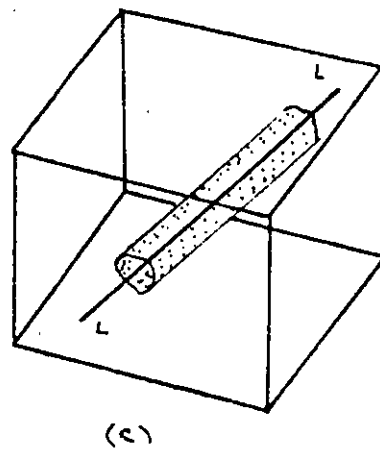
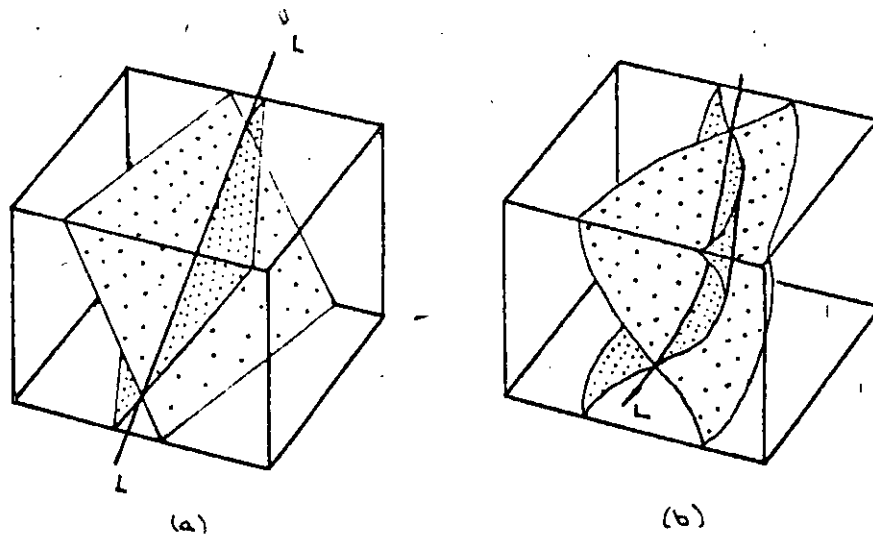
Para ciertas dimensiones las juntas o diaclasas pueden ---  
considerarse como estructuras no penetrativas. No obstante, -  
es común que las diaclasas tengan una orientación preferen---  
cial con relación geométrica marcada considerandose más a ---  
una discontinuidad penetrativa. Generalmente en rocas estra---  
tificadas no plegadas, las diaclasas se desarrollan normal---  
mente 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 consi---  
deran las discontinuidades penetrativas planas más comunes---  
y de las que se deberan hacer un analisis 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 tectogénica.
- 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.

#### Forma:

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 cóncavas y no forman una familia con orientación subparalela se dice que NO SON SISTEMATICAS.

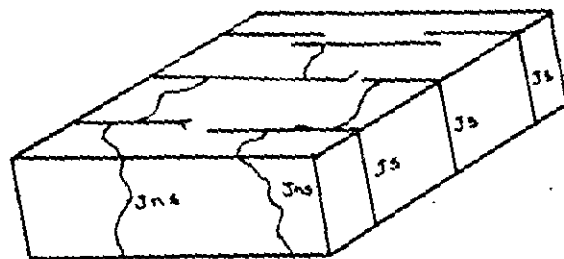


Fig. 8

Js = Juntas Sistemáticas  
Jns = Juntas No Sistemáticas

Se hace hincapie, 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 esta intimamente 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.



## Frecuencias:

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 si, 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.

*Relación de fracturas y otras estructuras*

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 contemporaneamente, 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-

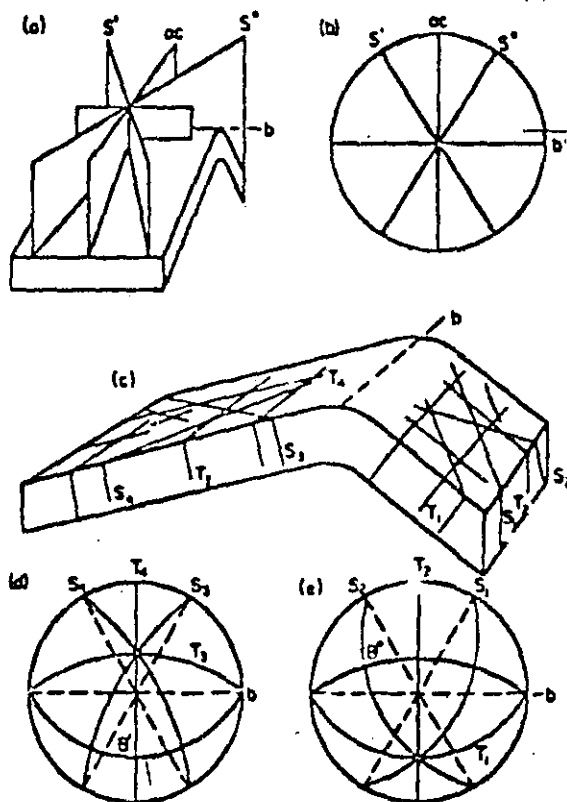


Fig 9 (a) Block diagram showing typical relationship of master joints to an anticline. (b) Stereogram of master joints shown in (a). (c) Block diagram showing typical relationship of joints in the limbs of an asymmetrical anticline. (d) Stereogram of joints in the gently dipping limb. (e) Stereogram 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 alcanzan a desarrollar 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 pliegos 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  $T_2$  y  $T_4$  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  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  y  $S_4$  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.

<u>Tipo de Junta</u>	<u>Dirección y Comentario</u>
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).

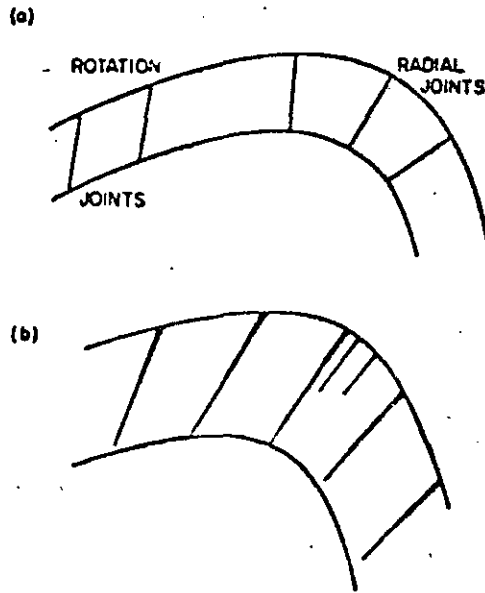


Fig 10 (a) Section of crest of anticline showing typical orientations of radial joints, about the crest, and rotation joints in the gentle dipping limb. (b) Similar open or quartz or carbonate filled structure sometimes described as "joints".

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  $15^\circ$  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 PREVENCIONES. SAHOP, 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.

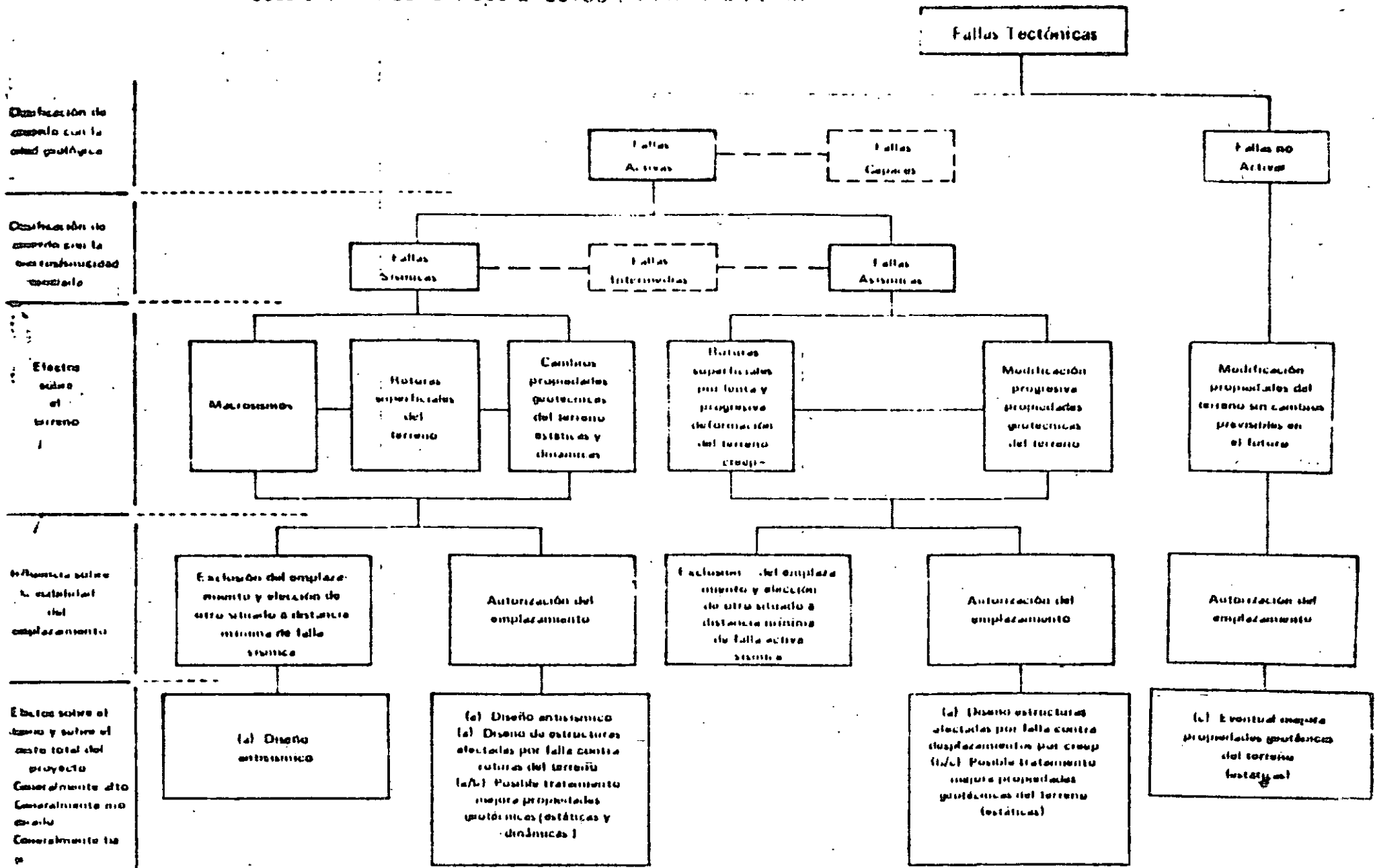
Por lo tanto, el geólogo además de identificar en el campo una falla, deberá precisar las siguientes propiedades, - - que en ocasiones son difíciles o imposibles momentáneamente-determinar. Entre estas propiedades están:

- 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 términos generales, se pueden - - dividir en fallas activas o fallas inactivas. (Fig.11). - -



Cuadro I. - FALLAS Y SUS EFECTOS EN LA INGENIERIA



(según Gonzalez de Vallejo)

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, des-  
de 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 segu-  
ridad se acepten en diferentes partes del mundo las recomen-  
daciones de la "U.S. Nuclear Regulatory Commision" 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 primero o con macrosismicidad asociada.

Las fallas activas por lo tanto, se podrán dividir en - -

# COLUMNA GEOLOGICA

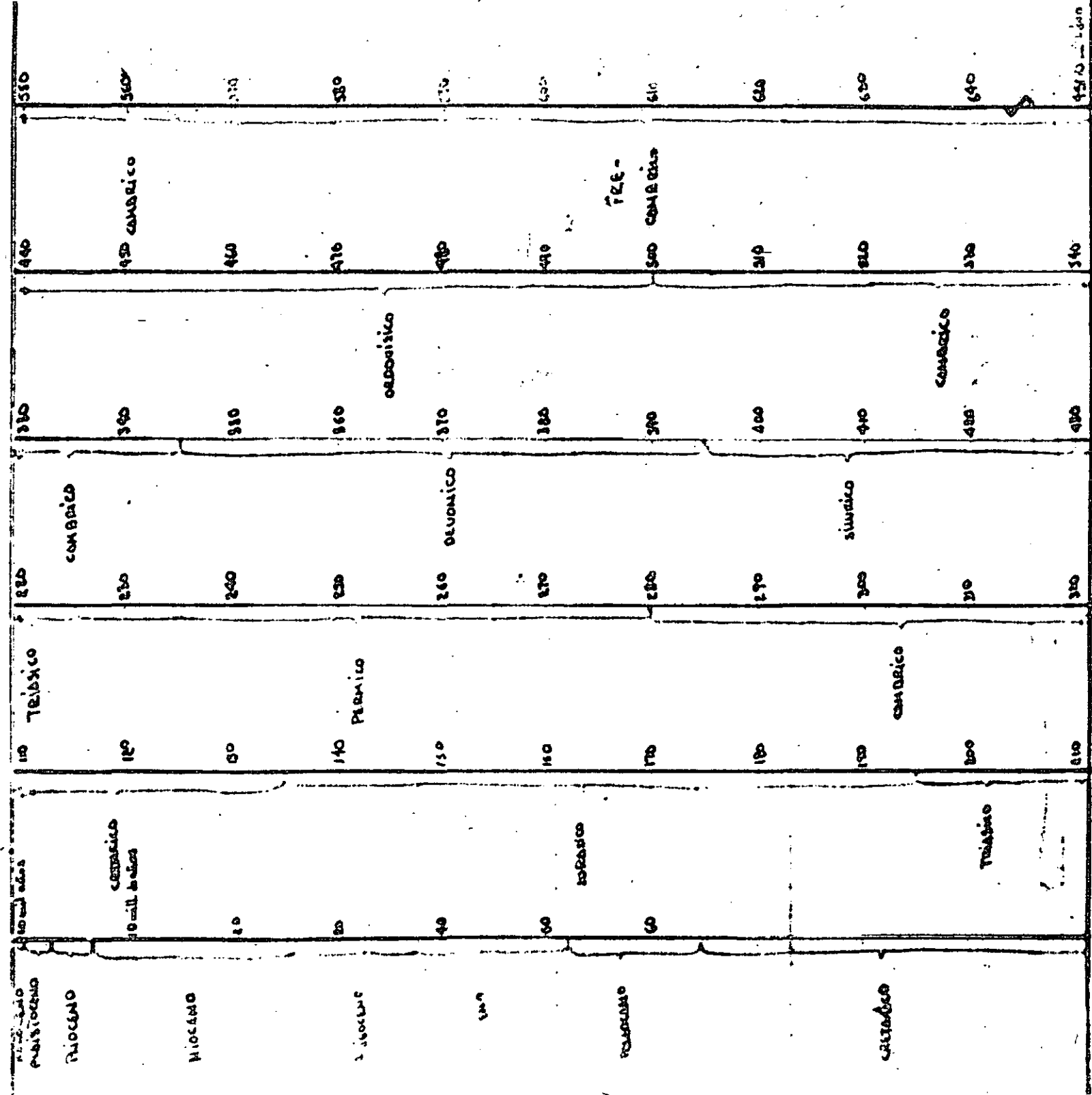


Fig. 12.

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 Rocosos.

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
  - tersa
  - 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.

REPRESENTACION Y ANALISIS DE DATOS GEOLOGICOS  
EN DIAGRAMAS ESTEREOGRAFICOS

Rolando de la Llata Romero\*

INTRODUCCION

Una vez que se han marcado sobre el mapa los rasgos geológicos, éstos en general presentarán 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,

---

\* Instituto de Geología, Facultad de Ingeniería, UNAM.



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, puede 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 complemento alguna o algunas de las otras para llegar a soluciones con un grado de exactitud satisfactorio.

En el caso de la mecánica de rocas, la proyección estereográfica ha adquirido bastante popularidad en la identifica-

ción 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 (1963) 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

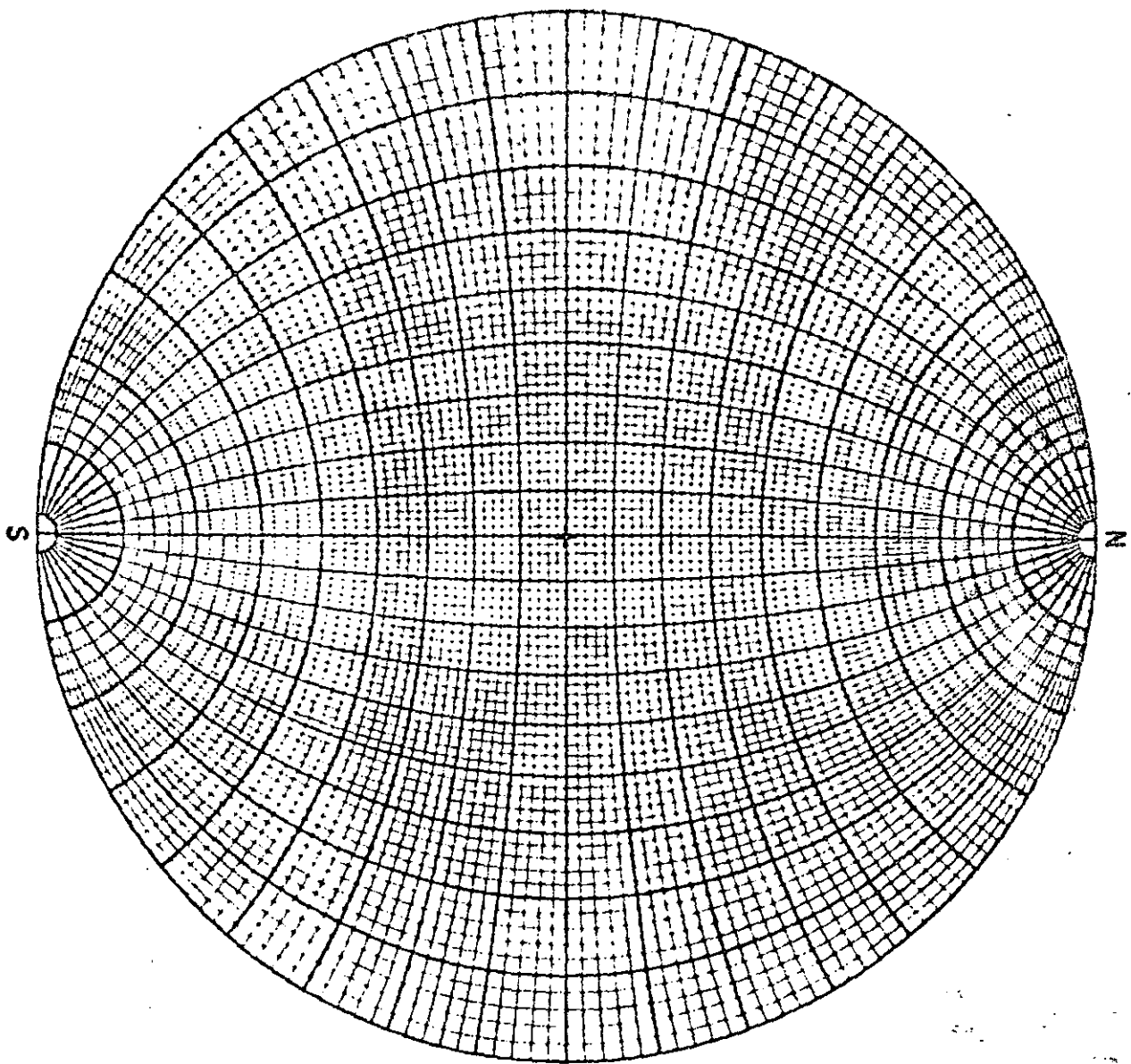
puede ser tratada por medio de la computadora. Al final de la mayoría de cada artículo existe una amplia bibliografía a la cual se puede recurrir.

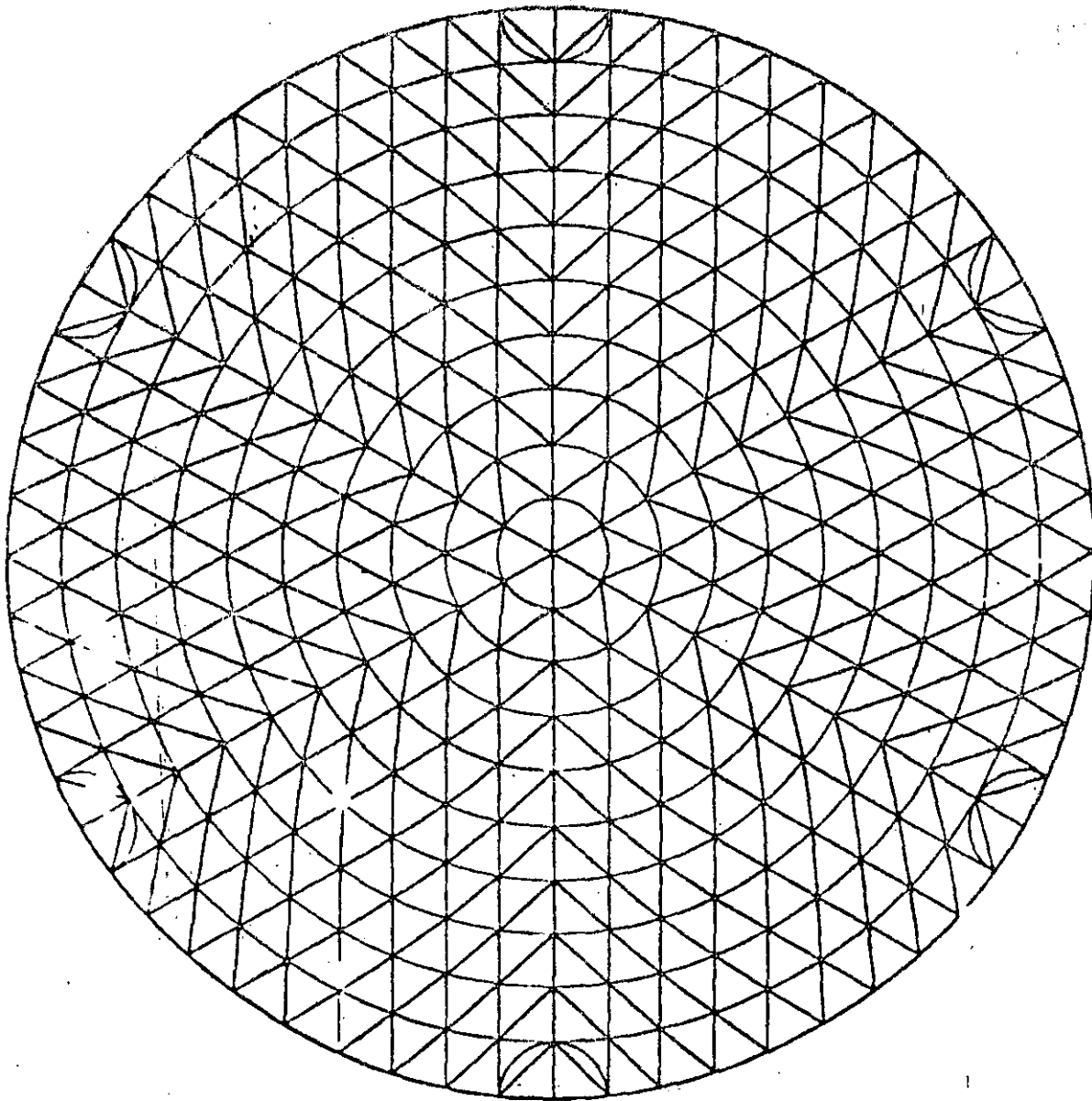
#### BIBLIOGRAFIA

- Cruden, D. M., 1971. Traces of Lineation on Random Planes; Geol. Soc. America Bull., v. 82, p. 2303-2306, 3 figs.
- Danness, 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., Alldredge, J. R., and Shanley, R. J., Analysis of fracture orientations for input to structural models of discontinuous rock.
- Price, N. J., 1963, Fault and joint development and some 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.

X-11

WULFF NET





KALSBECK COUNTING NET

## 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<sup>34, 35, 36</sup>. 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 formation<sup>34</sup>, 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<sup>37, 38, 39</sup> 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 it<sup>40</sup>.

*Roughness*. Patton<sup>41,42</sup> emphasised 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.

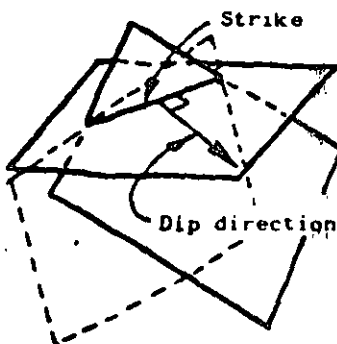
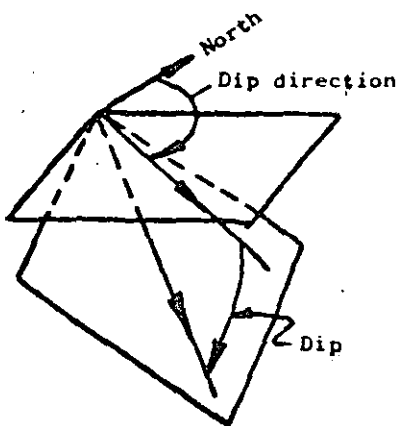
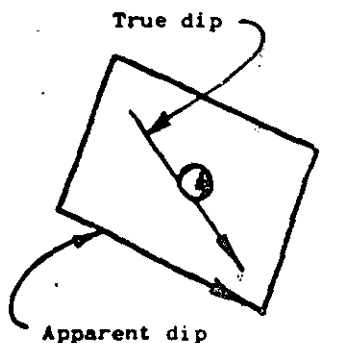
#### Definition of geometrical terms

*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 visualise 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...





For this reason, the term *strike* when it is used in this book, will always be defined as:

$$\text{Strike} = (\text{dip direction} - 90^\circ)$$

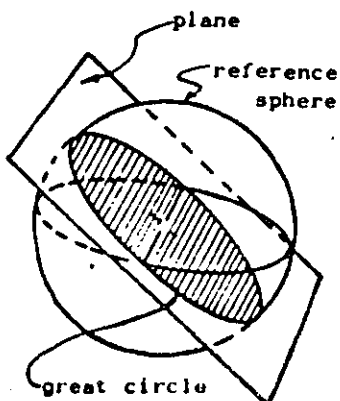
*Preferred terms.* In order to avoid the confusion which can arise from using *strike*, particularly when a number of engineers and geologists are involved in analysing the same set of data, many slope designers have turned to using *dip* and *dip direction* as the preferred terms for the presentation 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.

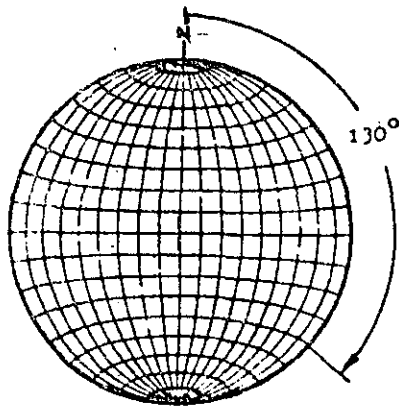
Many engineers shy away from spherical projection methods because they are unfamiliar and because they appear complex, bearing no recognisable relationship to more conventional engineering drawing methods. For many years the author regarded these graphical methods in the same light but, faced with the 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 Phillips<sup>43</sup>, Turner and Weiss<sup>36</sup>, Badgley<sup>44</sup> and Friedman<sup>45</sup>. 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

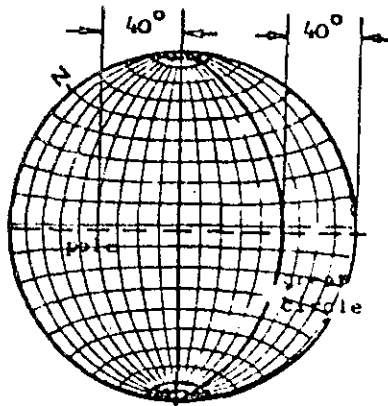
The Lambert equal area projection will be familiar to most readers as the system used by geographers to represent the spherical shape of the earth on a flat surface. In adapting this projection to structural geology, the traces of planes on the surface of a reference sphere are used to define the dips 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



Construction of a great circle and a pole representing a plane.

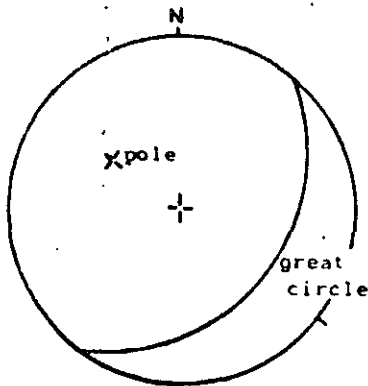
Consider a plane dipping at  $40^\circ$  in a dip direction of  $130^\circ$ . The great circle and the pole representing this plane are constructed as follows:

*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  $130^\circ$  clockwise from north and mark this position on the circumference of the net.

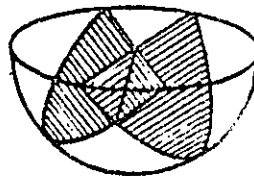


*Step 2:* Rotate the tracing about the centre pin until the dip direction mark lies on the W-E axis of the net, i.e. the tracing is rotated through  $40^\circ$ . Measure off  $40^\circ$  from the outer circle of the net and trace the great circle which corresponds to a plane dipping at this angle.

The position of the pole, which has a dip of  $(90^\circ - 40^\circ)$ , is found by measuring off  $40^\circ$  from the centre of the net as shown or, alternatively,  $50^\circ$  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.



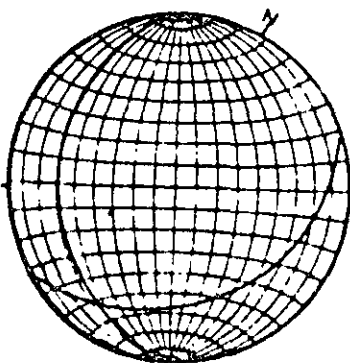
*Step 3:* The tracing is now rotated back to its original position so that the north mark on the tracing coincides with the north mark on the net. The final appearance of the great circle and the pole representing a plane dipping at  $40^\circ$  in a dip direction of  $130^\circ$  is as illustrated.

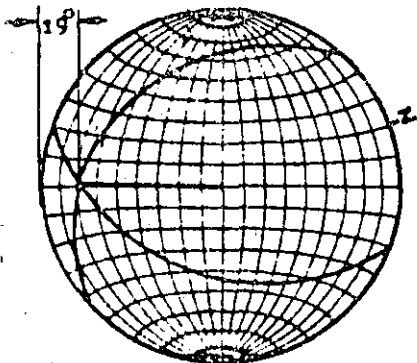


Determination of the line of intersection of two planes

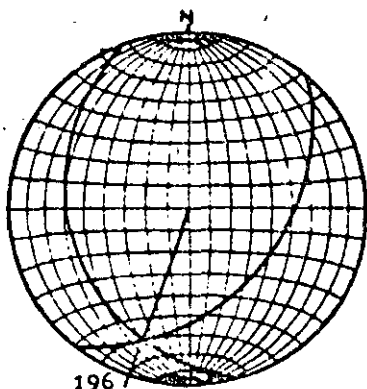
Two planes, having dips of  $40^\circ$  and  $30^\circ$  and dip directions of  $130^\circ$  and  $250^\circ$  respectively, intersect. It is required to find the dip and dip direction of the line of intersection.

*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  $250^\circ$  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

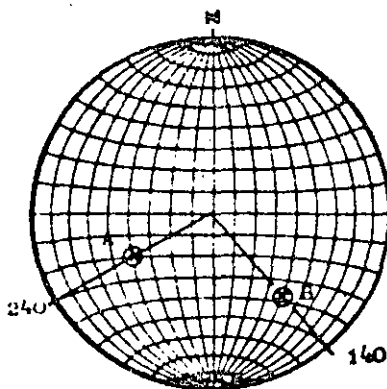




Step 2: The tracing is now rotated until the intersection of the two great circles lies along the W-E axis of the stereonet and the dip of the line of intersection is measured as  $19^\circ$ .



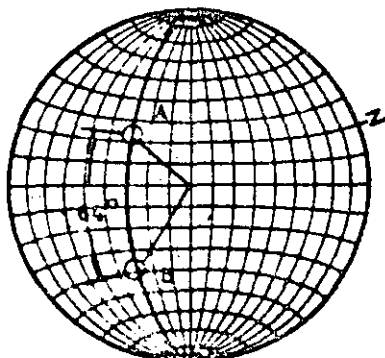
Step 3: The tracing is now rotated until the north mark coincides with the north point on the stereonet and the dip direction of the line of intersection is found to be  $196^\circ$ .



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  $54^\circ$  and  $40^\circ$  and dip directions of  $240^\circ$  and  $140^\circ$  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  $64^\circ$ .

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  $60^\circ$  and  $200^\circ$  respectively.

### 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  $45^\circ$  slopes is to be checked. Where the geological mapping has indicated the presence of faults or clay seams, a friction angle of  $20^\circ$  should be used to define the friction circle. Where no such structures appear to be present, a friction angle of  $30^\circ$  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 the literature

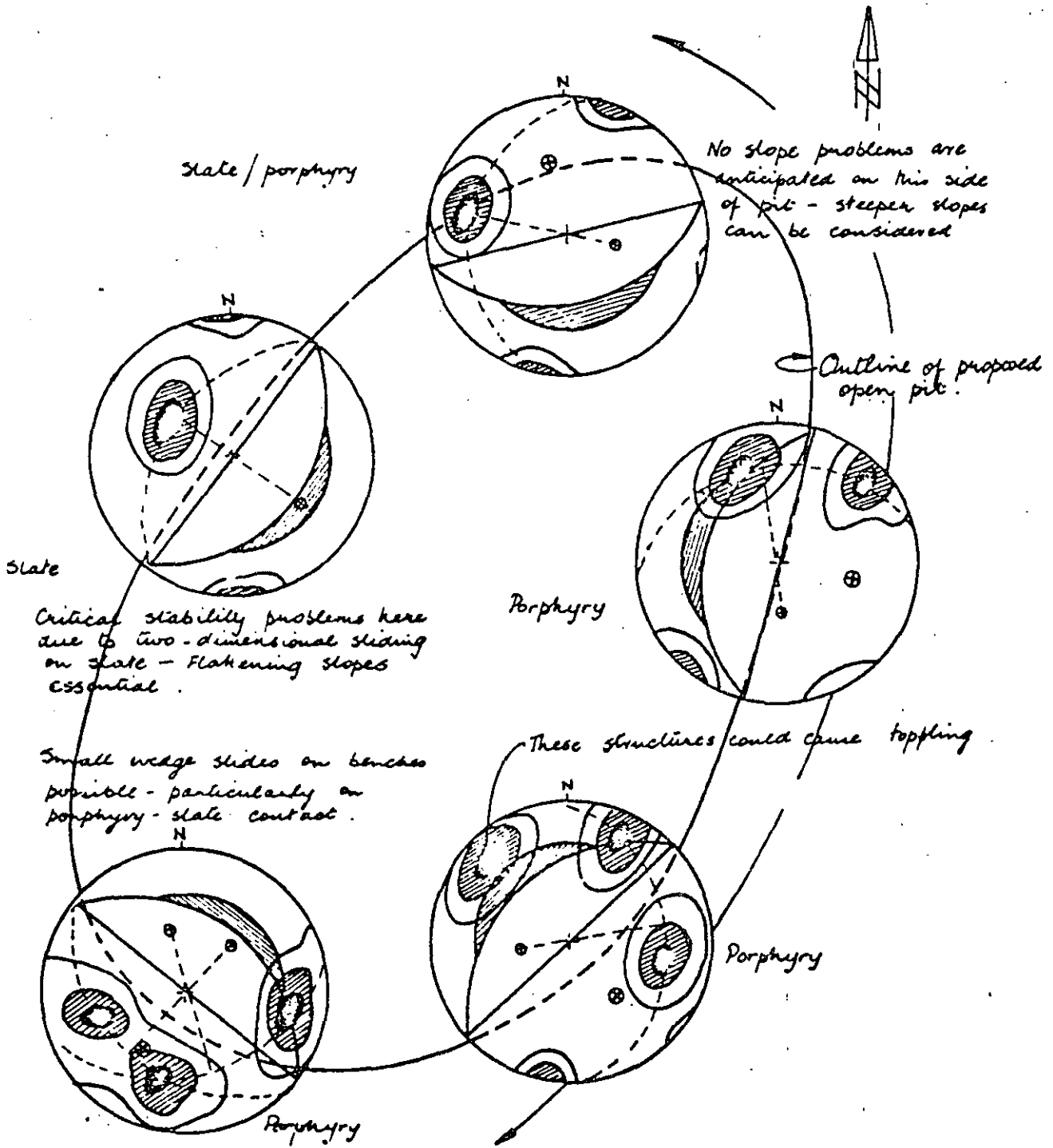


Figure 17 : Presentation of geological data and preliminary analysis of slope stability for feasibility study on hypothetical open pit mine.

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 practice (Berkeley volumes)*. 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 Foundations 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*



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

GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

CONSIDERACIONES GEOLOGICAS

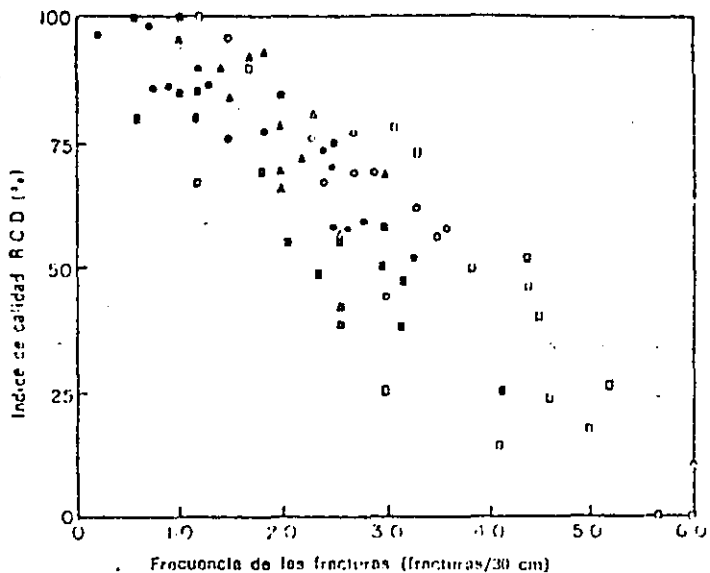
Ing. J. Armando Rábago Martín

NOVIEMBRE, 1985

como una p... siempre que alcancen la longitud requerida de 10 cm. Es necesario un cierto 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 granular, areniscas, etc. Sin embargo, el método se ha aplicado con éxito incluso a pizarras, aunque era necesario medir los testigos inmediatamente después de extraerlos del sondeo y antes de que comenzara el desmenuzamiento y disgregación al aire.

Tabla 1.4 Relación 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



- Granito del batolito Climax      Testigo NX
- (O) Pared de túnel normalmente a las diaclasas
  - (A) Pared de túnel paralelamente a las diaclasas
  - (E) Testigo NX
  - (●) Presa de Dworshak, gneis granítico
  - (▲) Basalto de John Day
  - (□) Aleurita de Hackensack

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 sondeo 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.

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. Onodera<sup>10</sup> fue el primero en proponer como criterio de calidad el cociente de velocidades o velocidad relativa  $V_r/V_l$ , donde  $V_r$  y  $V_l$  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 diaclasado y fracturación, la velocidad relativa disminuye a valores inferiores a la unidad.

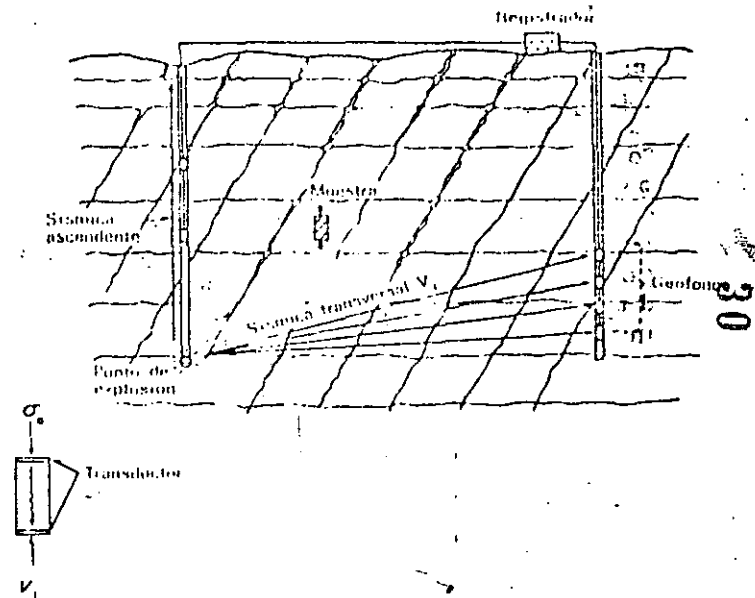
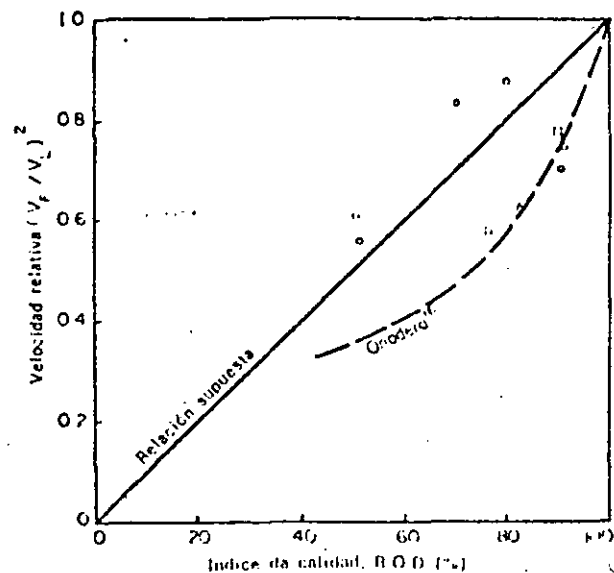


Figura 1.10 La velocidad relativa ( $V_r/V_l$ ) como índice de la calidad de las rocas



La velocidad sísmica 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 sondeos 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.



- Esquisto de Manhattan-6 sondeos
- Toba de Rainier Mesa-medida de dos emplazamientos
- △ Alcurita de Hackensack

Figura 1.11 Correlación entre la velocidad relativa y el índice de calidad RQD<sup>14</sup>

En la figura 1.11 se muestra una correlación entre el cuadrado de la velocidad relativa ( $V_f/V_L$ ) 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 este. Por supuesto, es imposible conocer con un cierto grado de

precisión todos los acontecimientos ocurridos. Incluso conociendo la historia geológica completa, no sería posible determinar el estado tensional, ya que ignorar las propiedades características del material bajo sollicitaciones de larga duración y el mecanismo real de deformación por efecto de la subpresión, 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  $\nu$  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 medidas 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 (1964).
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. U. 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. U. Deere, «Technical description of rock cores for engineering purposes», *Rock Mech. Eng. Geol.*, 1, 18-22 (1963).
6. R. D. Terzaghi, «Sources of error in joint surveys», *Geotechnique*, 15, 287-304 (1965).
7. D. S. Rowley, C. A. Burk y T. Manuel, *Oriented Core*, Christensen Diamond Products Co., Salt Lake City, Utah.
8. L. Müller, *Der Felshau*, Ferdinand Enke, Stuttgart, 1963.
9. E. B. Burwell y R. H. Nesbitt, «The NX-borehole camera», *Trans. AIME*, 194, 805-808 (1954).
10. K. John, «An approach to rock mechanics», *Proc. Am. Soc. Civil Engrs.*, 88, 1 (1962).
11. D. P. Kryniene 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. Col. Geol. Mines*, 52, 99-111 (1957).

13. P. C. Badgley, *Structural Methods for the Exploration Geologist*, Harper and Brothers, Nueva York, 1959.
14. P. C. Badgley, *Structural and Tectonic Principles*, Harper and Row, Nueva York, 1965.
15. D. U. Deere, A. J. Hendron, Jr., F. D. Patton y E. J. Cording, «Design of surface and near-surface construction in rock», *Symp. Rock Mech.*, 8th, *Minnesota*, 1966 (AIME, 1967).
16. T. F. Onodera, «Dynamic investigation of foundation rocks *in situ*», *Proc. Symp. Rock Mech.*, 5th, *Minnesota*, 1963, Pergamon, Nueva York, págs. 517-533.

## Capítulo 2

# 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. Brace<sup>1</sup> ha utilizado muestras de forma especial que reducen el problema anterior, pero el método operatorio 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»<sup>2</sup> 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  $\sigma_t$  en rotura mediante la Ec. (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 Reichmuth<sup>3</sup>. 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  $\sigma_t$  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. Miller<sup>4</sup> ensayó veintiocho tipos diferentes de roca, según este método encontrando que la resistencia a tracción media  $\sigma_t$  estaba relacionada con la resistencia a compresión simple  $\sigma_c$  por la Ec. (2.3).

$$\sigma_c = 21\sigma_t + 280 \text{ kg/cm}^2. \quad (2.3)$$

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 fina<sup>5</sup>.

#### 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 aumenta la resistencia obtenida. Una relación empírica debida a Obert y Duvall<sup>6</sup> relaciona la resistencia a compresión medida  $\sigma_c$  con la esbeltez  $L/D$ :

$$\sigma_c = \sigma_{c1} \left( 0,778 + \frac{0,222}{L/D} \right) \quad (2.4)$$

donde  $\sigma_c$  es la resistencia a compresión para  $L/D \neq 1$ , y  $\sigma_{c1}$  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 Berea y en gabro con dos velocidades

Tabla 2.1 Influencia de la velocidad de carga <sup>7</sup>

Roca	Resistencia a compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Tiempo hasta rotura = 30 s	Tiempo hasta rotura = 0.030 s	Incremento de resistencia (%)
Arenisca de Berea	560	840	50
Ciábrego	2.170	2.800	30

de carga diferentes <sup>7</sup>. La figura 2.1 muestra el efecto de la velocidad de carga sobre el comportamiento del hormigón en masa <sup>8</sup>. Al aumentar la velocidad, la resistencia y el módulo de elasticidad aumentan, disminuyendo la deformación de rotura. Resultados semejantes se han obtenido con sal gema; en un cierto grado puede esperarse que otras rocas se comporten de manera similar.

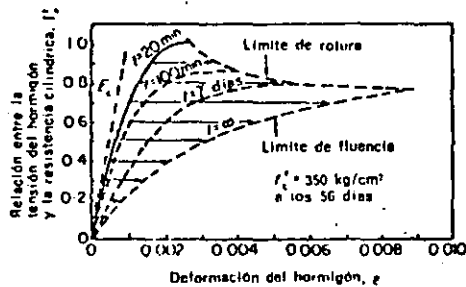


Figura 2.1 Influencia de la velocidad de carga sobre la resistencia y el módulo de elasticidad <sup>8</sup>

Para velocidades comprendidas entre 0,70 y 7 kg/cm<sup>2</sup> s, sin embargo, Wuerker <sup>9</sup> y Watstein <sup>10</sup> 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 monoaxiales en rocas <sup>4</sup>.

Las condiciones de borde de la muestra influyen sobre la forma de rotura y sobre la resistencia de las rocas. Obert y otros <sup>11</sup> 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, Miller <sup>4</sup> 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, esquistos cortados paralelamente a la estratificación y algunas diabasas. Las rocas metamórficas,

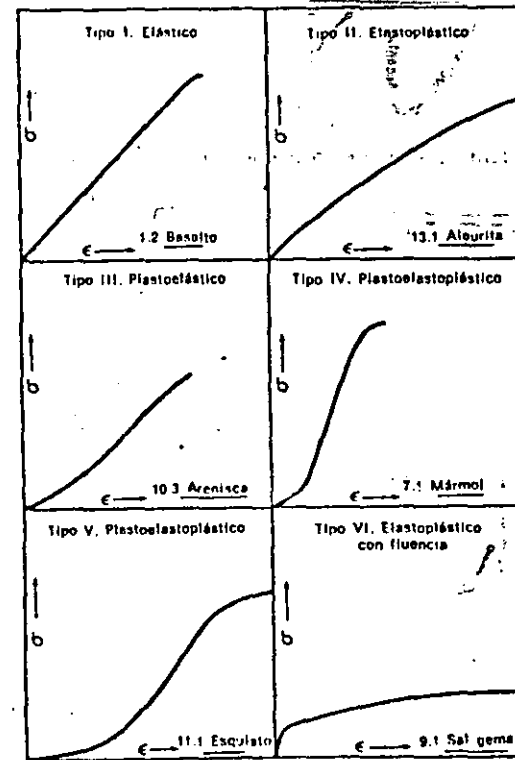
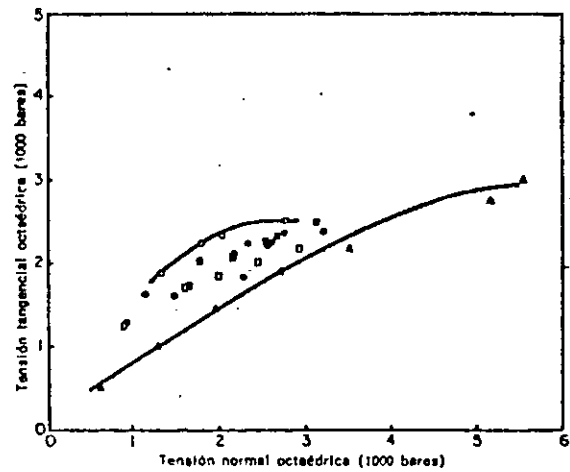


Figura 2.2 Curvas típicas tensión-deformación para rocas a compresión simple cargadas hasta rotura <sup>4</sup>

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.

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



Ensayos de compresión  
 ○ Bloque 5  
 ● Bloque 1, 2, 4  
 ● Bloque 3 (Heard, 1960)  
 ● Bloque 6 (Robertson, 1965)  
 □ Bloque 7 (Serdengecti, 1961)

Ensayos de tracción  
 ▲ Bloque 5  
 ▲ Bloque 3 (Heard, 1960)

$$\gamma_{oct} = \sqrt{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_3) + 3\sigma_3]$$

$$\gamma_{oct} = \sqrt{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{2}[3\sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)]$$

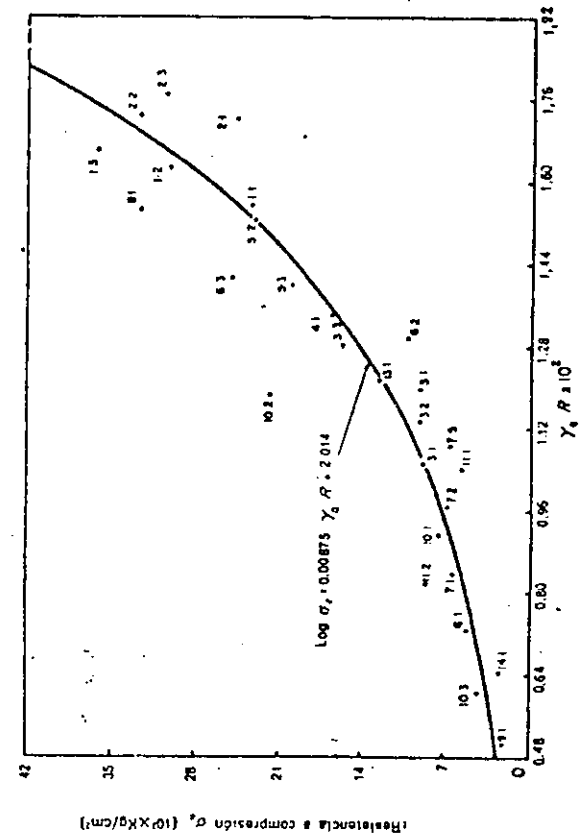
Figura 2.10 Relación entre las tensiones octaédricas normal y tangencial para la caliza de Solenhofen en ensayos de tracción y compresión triaxial<sup>16</sup>

los puntos de tracción o compresión en la figura 2.10 son función del método de representación y no puede deducirse la influencia de  $\sigma_2$  a partir de este diagrama\*.

### 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  $L = 0,74 \text{ m} \cdot \text{kg}$ ) 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 rocas<sup>4,16</sup>. La resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad se

\* El significado físico del término tensión octaédrica se puede interpretar más fácilmente mediante el empleo de los invariantes de tensiones. La «tensión tangencial octaédrica» es proporcional al segundo invariante y la «tensión normal octaédrica» es proporcional al primer invariante. Ambos términos se emplean ampliamente en la literatura (N. del E.).



$\gamma_c R$  = densidad seca ( $\text{l/m}^3$ )  
 $R$  = dureza Schmidt (martillo en L)  
 $\log \sigma_c = 0,00875 \gamma_c R + 2,014$  (para  $\gamma_c$  en  $\text{lib-pie}^3$ )  
 $\log \sigma_c = 0,00875 \gamma_c R + 2,14$  (para  $\gamma_c$  en  $\text{l/m}^3$ )

Figura 2.11 Relación entre los valores medidos de  $\gamma_c R$  y la resistencia a compresión simple\*

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 Miller\*. 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-

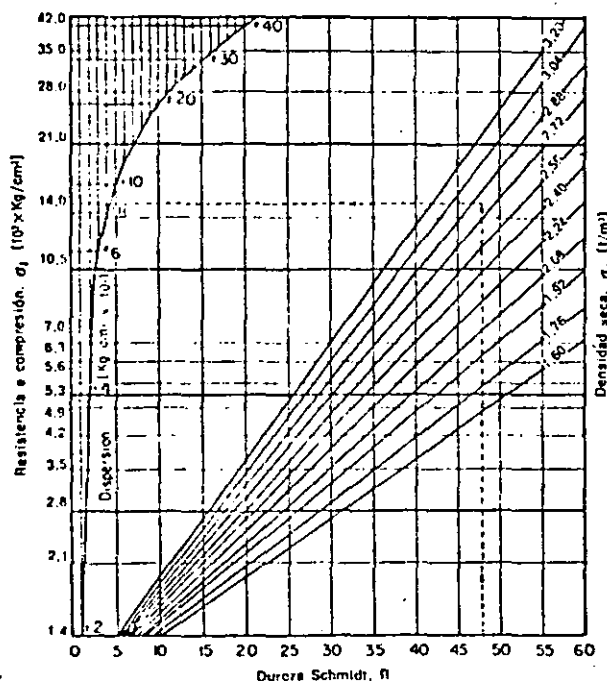


Figura 2.12 Diagrama de clasificación de las rocas basado en la dureza Schmidt\*

Martillo L, de caída vertical

Limites 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  $\gamma_a = 2.80$  t/m<sup>3</sup>, puede preverse una resistencia a compresión simple de 1.510 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia realmente medida fue de 1.650 kg/cm<sup>2</sup>.

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 «microbit» y de abrasión propuestos por Miller\* 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 esférica 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 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 triaxial\*. 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 264 y 220 kg/cm<sup>2</sup>); las muestras sometidas a desviadores de 264 y 220 kg/cm<sup>2</sup> 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	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	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	263	270	7	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	210	210	0	65



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:

$$\epsilon_a = K\sigma^n t^m, \quad (2.7)$$

donde  $\epsilon_a$  es la deformación axial de una probeta cilíndrica,  $\sigma$  es la diferencia de tensiones en  $\text{kg/cm}^2$ ,  $t$  es el tiempo en horas y  $K$ ,  $m$ ,  $n$  son constantes. Para la

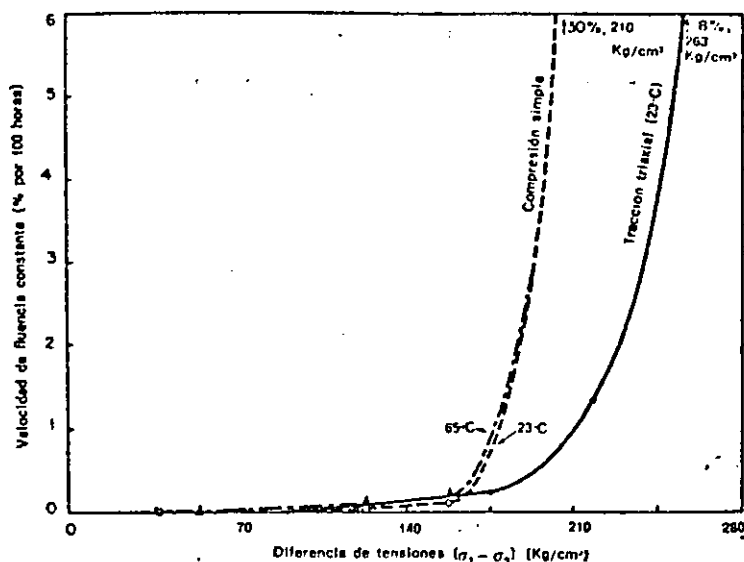


Figura 2.15 Velocidad de fluencia en función de la tensión para sal gema<sup>18</sup>

sal gema aquí ensayada se encontró un valor de  $K$  de  $1,87 \times 10^{-13}$ \*;  $m$ , 0,36 y  $n$ , 2,98. La Ec. (2.7) puede emplearse para calcular las deformaciones de fluencia en cavidades subterráneas si  $\epsilon_a$  se toma igual a la deformación radial  $\epsilon_r$ .

## 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 deforme un volumen de roca relativamente grande. La frecuencia y naturaleza de las discontinuidades geológicas dentro de la zona

\* Para  $\sigma$  expresada en lib/pulg<sup>2</sup> el valor de  $K$  es de  $5,6 \times 10^{-13}$  (N. del T.).

afectada constituyen factores importantes que determinan en gran parte la comprensibilidad 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 estático determinado a partir de testigos de roca. El módulo de elasticidad de los testigos inalterados, 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 determinado 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 inalteradas 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 inalteradas. 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 inalteradas, 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, estando 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,  $E_{11}$ , 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 descender 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. 4).

### 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 Wilson<sup>17</sup>, del Corps of Engineers. Los ensayos se hicieron utilizando gatos 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 5,40 m bajo la superficie. Se empleó la teoría elástica para determinar el módulo de deformación a partir de las curvas presión-asiento 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 inalteradas 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,  $E_1/E_{11}$ , eran por tanto función de las discontinuidades del macizo rocoso y no dependían de las propiedades determinadas en las muestras inalteradas. (El módulo de las muestras,  $E_{11}$ , era aproximadamente de  $6,3 \times 10^4$  kg/cm<sup>2</sup> 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 aprecian 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

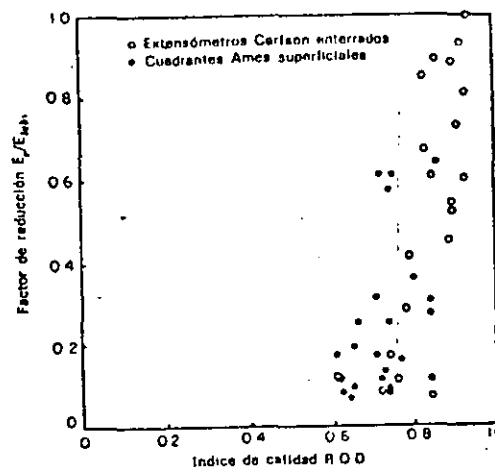


Figura 2.16 Variación del factor de reducción con la calidad de la roca en ensayos de carga con placa; presa de Dworshak<sup>18</sup>

bajos para aplicarlos 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 medio 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, convendría realizar sondeos directamente bajo la superficie cargada, de forma que se pudieran realizar ensayos de laboratorio para determinar el módulo estático y la velocidad sónica en muestras inalteradas. Una cuarta condición es la valoración cualitativa de la calidad de la roca RQD en la zona estudiada.

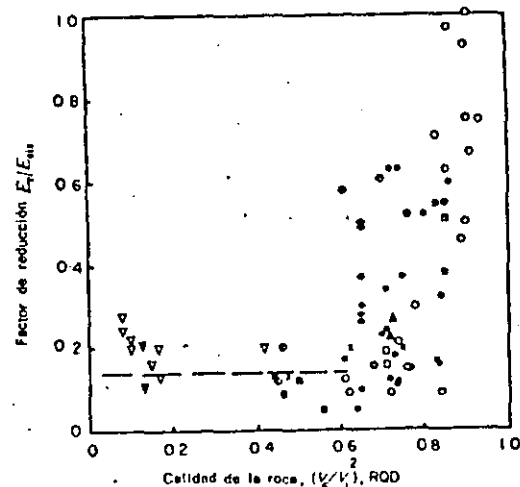
La disponibilidad de la anterior información en un emplazamiento determinado permite calcular la relación entre el módulo de deformación observado,  $E_r$ , y el módulo sísmico,  $E_{is}$ , o el módulo de laboratorio sobre muestras inalteradas,  $E_{lab}$ . Además, estas relaciones o factores de reducción 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 definir 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 Dworshak 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  $E_r/E_{lab}$  y  $E_r/E_{is}$ , 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 localidad 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 satisfacen, 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 ordenada es la relación entre el módulo de deformación obtenido en ensayos de carga con placa o en galerías de presión,  $E_r$ , y el módulo calculado por métodos sísmicos,  $E_{is}$ . La abscisa es una medida de la calidad de la roca, expresada bien en función del RQD o del cuadrado de la velocidad relativa  $(V_r/V_s)^2$ . Los datos recogidos en esta figura muestran una tendencia bastante clara respecto al factor de reducción ( $E_r/E_{is}$ ) 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 anisótropa. 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 sollicitación 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.



- ▣ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (E), extensómetros enterrados<sup>11</sup>
- ▣ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (E), extensómetros superficiales<sup>17</sup>
- ▣ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (E), extensómetros enterrados<sup>11,17</sup>
- ▣ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (E), extensómetros superficiales
- Presa de Dworshak, ensayos de placa, extensómetros superficiales<sup>17</sup>
- Presa de Dworshak, ensayos de placa, extensómetros enterrados<sup>17</sup>
- ⊠ Presa de Latiyan, Irán<sup>19</sup>
- ▲ Presa de Kariba, gneis ligeramente meteorizado<sup>19</sup>
- ▼ Presa de Kariba, cuarcita muy diaclasada<sup>19</sup>
- × Zona de ensayos de Nevada, pórfido dacítico<sup>20</sup>
- Presa de Morrow Point<sup>11,22</sup>
- Presa de Ananigawa<sup>22</sup>
- Río Agri, Italia<sup>23</sup>
- ⊙ Presa de Koshih, ensayos de placa
- ⊙ Presa de Koshih, ensayo de presión en galería
- El Novillo, México<sup>22</sup>
- ▽ Onodera<sup>22</sup>
- Presa de Vaiont, Italia, talud superior, ensayo de presión en galería<sup>27,28</sup>

Figura 2.17 Variación del factor de reducción con la calidad de la roca<sup>18</sup>

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

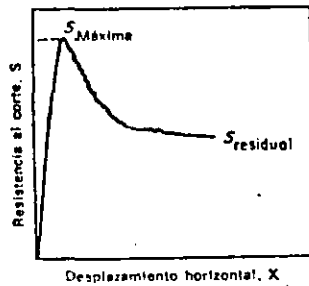


Figura 2.18 Resistencia al corte en función del desplazamiento (valores máximo y residual)<sup>18</sup>

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*<sup>29-31</sup>.

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  $\phi_r$ . Así pues, la resistencia al corte según una discontinuidad, para un valor dado de la carga normal, depende de la magnitud de

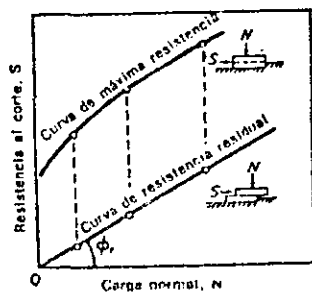


Figura 2.19 Curvas de resistencia intrínseca máxima y residual para muestras intactas<sup>18</sup>

los desplazamientos relativos previos que se hayan producido entre las superficies rocosas.

El mecanismo de la resistencia al corte según superficies irregulares ha sido explicado por ensayos analógicos realizados por Patton<sup>30,31</sup>. 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

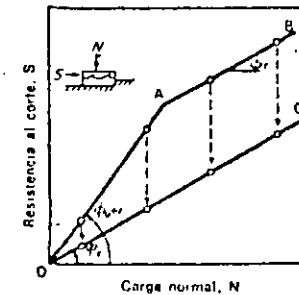


Figura 2.20 Curvas de resistencia intrínseca con superficies dentadas<sup>18</sup>

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:

$$S = N \operatorname{tg}(\phi_u - i), \quad (2.8)$$

donde  $S$  es el ángulo que forman los dientes con la superficie de deslizamiento y  $\phi_u$  es el ángulo de rozamiento por deslizamiento de una superficie plana sin pulir de yeso intacto. A efectos prácticos,  $\phi_u$  es aproximadamente igual a  $\phi_r$ . 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.

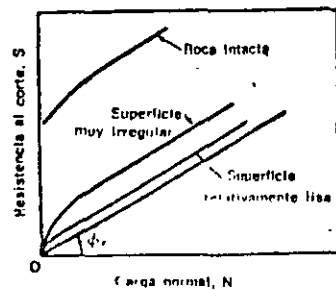


Figura 2.21 Posibles curvas de resistencia intrínseca de macizos rocosos<sup>19</sup>

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 inalteradas, testigos de roca diaclasada y muestras serradas de monzonita cuarzosa<sup>22</sup>. 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  $\phi_r$  para la monzonita cuarzosa. Con tensiones normales bajas (menores de 210 kg/cm<sup>2</sup>) la curva de resistencia intrínseca máxima para las

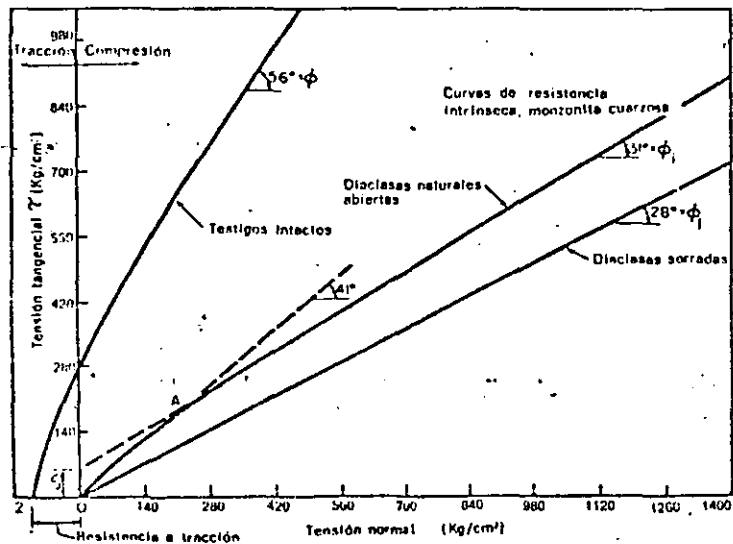


Figura 2.22 Resistencia de muestras intactas y diaclasadas de monzonita cuarzosa<sup>22</sup>

diaclasa naturales viene dada por la línea OA que corresponde a un ángulo de resistencia al corte aparente ( $\phi = \phi_n + i$ ) de 41°; así pues, las irregularidades parecen proporcionar un valor efectivo  $i$  de aproximadamente 13°. Para tensiones normales superiores a 210 kg/cm<sup>2</sup>, cambia la forma de rotura y probablemente algunas de las irregularidades de la superficie de las diaclasas resulten degolladas. El diagrama de resistencia al corte para las diaclasas naturales a partir del punto A puede expresarse en la forma:

$$\tau = c_1 + \sigma \operatorname{tg}(31^\circ), \quad (2.10)$$

donde  $c_1$ ,  $\tau$  y  $\sigma$  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 Patton<sup>20</sup>.

Aunque la ecuación

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}(\phi_n + i) \quad (2.10)$$

sirve de base para interpretar los resultados de los ensayos de laboratorio o de campo con muestras diaclasadas, la aplicación práctica de este concepto

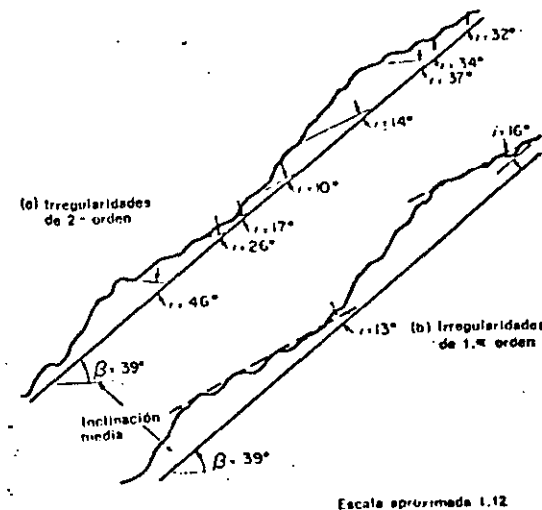


Figura 2.23 Ejemplo de una discontinuidad con irregularidades de 1.º y 2.º orden<sup>19</sup>

se apoya en la estimación *in situ* de  $i$ . La figura 2.23 muestra una superficie típica de diaclasa con valores de  $i$  de 14 a 46°. Puede advertirse que las irregularidades con mayores valores de  $i$  son también las más fácilmente degollables 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 Patton<sup>21</sup> indican que un valor de  $i$  de 10-15° 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. Reichmuth, «Correlations of force-displacement data with physical properties of rock for percussive drilling systems», *Proc. Symp. Rock Mech.*, 5th, 1963, Macmillan, Nueva York, pág. 33.
4. R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rock», *Ph. D. Thesis*, Univ. Illinois, 1965.
5. J. R. McWilliams, «The role of microstructure in the physical properties of rock», en *Testing Techniques for Rock Mechanics*, *Am. Soc. Testing Mater., Spec. Tech. Publ.*, 175-189 (1966).
6. L. Obert y W. I. Duvall, *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*, Wiley, Nueva York, 1967.
7. S. Serdengecti y G. D. Booser, «The effects of strain rate and temperature on the behavior of rocks subjected to triaxial compression», *Proc. Symp. Rock Mech.*, 4th, *Bull. Mineral Ind. Expt. Sta., Penn. State Univ.*, núm. 76 (1961).
8. H. Rüsch, «Researches toward a general flexural theory for structural concrete», *J. Am. Concrete Inst.*, 32, núm. 1, 1-28 (1960).
9. R. G. Wuerker, «Influence of stress rate and other factors on strength and elastic properties of rocks», *Quart. Colo. School Mines*, 54, núm. 3, 3 (1959).
10. D. Watstein, «Effect of straining rate on the comprehensive strength and elastic properties of concrete», *J. Am. Concrete Inst.*, 24, núm. 8, 729 (1953).
11. L. Obert, S. L. Wines y W. I. Duvall, «Standardized tests for determining the physical constants of mine rock», *U. S. Bur. Mines, Rept. Invest.*, 3891 (1946).
12. U. S. Bur. Reclamation, «Triaxial compression tests of salt 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. 64/126, U. S. Army Corps Engrs., Mo. River Div. Lab., Omaha, Nebraska, 1965.
14. J. Handin, H. C. Heard y J. N. Magouirk, «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, 611-640 (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., «Project dribble, petrographic examination and physical tests of cores, Tatum Salt Dome, Mississippi», Tech. Rept. núm. 6-614, U. S. Army Waterways Exptl. Sta., Vicksburg, Mississippi, 1963.
17. Shannon y Wilson, Inc., Report on *in situ* rock tests, Dworshak Dam site, for U. S. Army Engineer District, Walla Walla, Corps Engrs., Seattle, Washington, 1964.
18. D. U. Deere, A. J. Hendron, Jr., F. D. Patton y E. J. Cording, «Design of surface and near-surface construction in rock», *Symp. Rock Mech.*, 8th, *Minnesota, 1966* (AIME, 1967).
19. R. G. T. Lane, «Rock foundations: Diagnosis of mechanical properties and treatment», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edinburgh, 1964*, I, R. 8.
20. W. R. Judd, «Some rock mechanics problems in correlating laboratory results with prototype reactions», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 2, núm. 2 (1965).
21. U. S. Bur. Reclamation, «Morrow Point Dam and powerplant foundation investigation», *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, 8th, Edinburgh, 1964*, I, R. 5.
23. K. Kawabuchi, «A study of strain characteristics of a rock foundation», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edinburgh, 1964*, I, 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, 8th, Edinburgh, 1964*, I, R. 37.
25. D. U. Deere, comunicación privada.
26. T. F. Onodera, «Dynamic investigation of foundation rocks *in situ*», *Proc. Symp. Rock Mech.*, 5th, *Minnesota, 1963*, Pergamon, Nueva York, págs. 517-533.
27. H. Link, «Evaluation of elasticity moduli of dam foundation rock determined seismically in comparison of those arrived at statically», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edinburgh, 1964*, I, R. 45.
28. C. Jaeger, «Rock mechanics for dam foundations», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edinburgh, 1964, Suppl.*, 3-19.
29. W. C. Maurer, «Shear failure of rock under compression», *Soc. Petrof. Engrs. J.*, 5, núm. 2, 167-176 (1965).
30. F. D. Patton, «Multiple modes of shear failure in rock», *Proc. Intern. Congr. Rock Mech.*, 1st, *Lisbon, 1966*, I, 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. Piledriver Project», MRD Lab. núm. 64/90, U. S. Army Corps Engrs., Mo. River Div. Lab., Omaha, Nebraska, 1964.

22

Propiedades mecánicas de las rocas

INTRODUCCION

El comportamiento de una presa de tierra y las propiedades mecánicas de su roca de cimentación, en ciertos, la inestabilidad o permeabilidad de las formaciones geológicas del sitio pueden ocasionar problemas serios durante la vida de la obra y aun reducir su utilidad en conjunto. Además, aunque en casos especiales la compactación y capacidad de carga de las masas rocosas no son motivo de preocupación al proyectar la cimentación de una continúa de tierra y enrocamiento, revisten importancia 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 fracturación, su carácter discontinuo. Ciertas discontinuidades de la masa son visibles directamente (diachasas, fisuras, fallas), dando al material un aspecto discontinuo. Ciertas otras masas o menos regulares y de aspecto discontinuo (Fig. 111). Un análisis más detallado muestra que los propios bloques están afectados por discontinuidades marciales. De hecho, la existencia de fisuras de este tipo queda demostrada mediante la observación directa en bloques de rocas, con inspección de resinas. La fracturación de rocas interiores en una probeta sometida a una prueba de carga es, además, una característica cualitativa del comportamiento de dichas masas.

Son numerosas las propiedades mecánicas de las rocas que pueden ser investigadas con base en la existencia de discontinuidades microscópicas o macroscópicas. En el laboratorio, la naturaleza de la fracturación del agua en la resistencia, la permeabilidad, la variación de la permeabilidad durante el estado de la saturación, los ejemplos de la saturación en el campo hasta con muestreo de rocas.

Una roca está formada por un conjunto de minerales surgido por discontinuidades. Se establecen surcos por discontinuidades. Se establecen surcos por discontinuidades. Se establecen surcos por discontinuidades.

11.1 MUESTRAS DE ROCA

Las rocas es su carácter discontinuo. Si se afirma que la propiedad fundamental de los macizos rocosos, esencialmente regidos por las juntas de estratificación, fracturas o fallas, para percibirse 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.



Fig. 112. Los macizos rocosos son mejor discontinuos

demostrar (Isnard y Leymarie, 1963) que las direcciones de fisuramiento de los minerales de corto 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 (diachasas, fallas, fracturas) a partir del estudio de las discontinuidades marciales de la roca, lo que ha promovido el estudio de la forma de las discontinuidades marciales. Este procedimiento, cuya precisión es del orden de 10 por ciento, arroja resultados variables, de acuerdo con el grado de continuidad logrado en la roca. Para determinar la porosidad de fracturas se utiliza un procedimiento (Farran y Johnson, 1965) que permite medir el volumen de aire que llena las grietas marciales interconectadas. En forma indirecta, Wahl (1965) ha evaluado la porosidad de fracturación y, mediante la obten-

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 fracturación. La primera se determina a partir de la medición del peso volumétrico de la muestra y de la densidad de sólidos, mientras que la de la fracturación se determina a partir de la medición del peso volumétrico de la muestra y de la densidad de sólidos, en forma indirecta. Wahl (1965) ha evaluado la porosidad de fracturación y, mediante la obten-

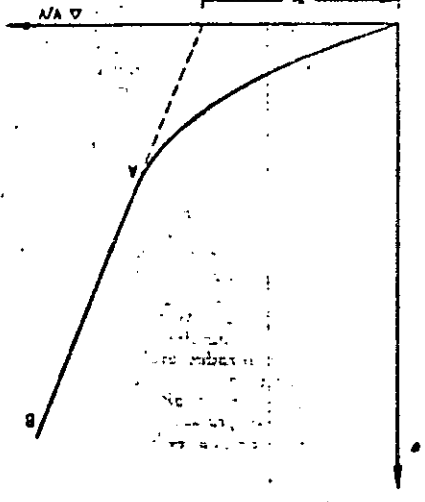


Fig. 113. Variación del volumen de la muestra en función del módulo de compresibilidad volumétrica de una muestra de roca sometida a presión hidrostática en función de la presión hidrostática aplicada

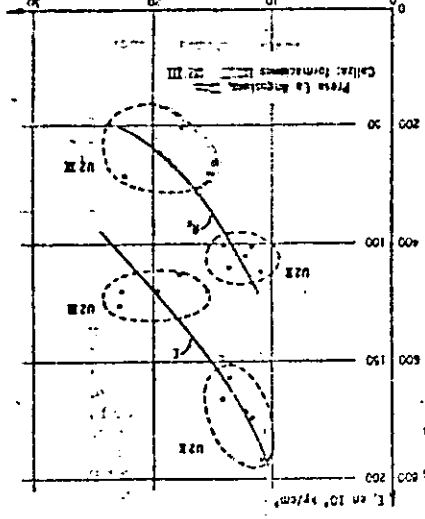


Fig. 114. Porosidad de fracturación y resistencia a la compresión,  $K_v$  y módulo de deformabilidad,  $E_v$ , en porcentaje

Tabla 11.1 Descripción de la calidad de la roca

en porcentaje	Calidad
0-25	Muy pobre
25-50	Pobre
50-75	Aceptable
75-90	Buena
90-100	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 notoria, ya sea por la disminución de los esfuerzos efectivos o por el efecto de cambios estructurales, particularmente en aquellos materiales ligeros y 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/cm<sup>2</sup> en condiciones no drenadas (Instituto de Ingeniería, 1965). Mas notable es el caso mencionado por Colback y Wild (1965). Al variar el contenido de agua de una muestra de 0.005 a 0.07 por ciento, pasando del estado seco al saturado, la resistencia a la compresión simple varió de 1 900 a 900 kg/cm<sup>2</sup> (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 Reducción en la resistencia a la compresión simple,  $R_c$ , y el contenido de agua, en de una muestra, en porcentaje

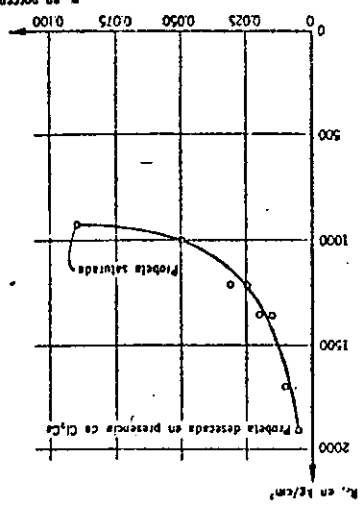
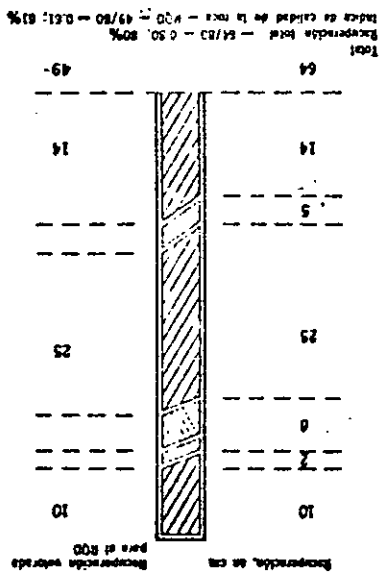


Fig. 11.4 Recuperación total e índice de calidad de la roca



drostática. En la Fig. 11.2 se presenta un diagrama de variación del volumen de la muestra en función de la presión aplicada. Para muestras reducidas de las fisuras se cierran progresivamente hasta alcanzar el punto A. La recta AB representa el comportamiento de la matriz no fisurada. En la misma gráfica se presenta la forma de variar  $q_u$ .

La porosidad de fisuración está directamente ligada con la resistencia a la compresión simple de la roca y al módulo de deformabilidad inicial (Fig. 11.3). También se ha establecido una correlación experimental entre la velocidad de las ondas longitudinales y transversales y la porosidad de fisuración (Morrow, 1969).

En ingeniería se ha definido (Dyer, 1963) un índice de calidad de la roca, RQD, basado indirectamente en el número de fracturas observadas en los ensayos provenientes de un número de muestras. En lugar de determinar el número de fracturas de las muestras, se procede a valorar el coeficiente de la longitud que resulta de sumar únicamente las longitudes de las fracturas de 10 cm (Fig. 11.4) y la longitud de avance del sondeo. La roca se clasifica de acuerdo con los valores del RQD (Tabla 11.1).

Este índice se utiliza para establecer comparaciones entre muchos proyectos de diversos tamaños e zonas de un sitio estudiado.

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 (Bozzer et al., 1962). Asimismo, las láminas del empaque triz rocosa, agua que actúa empujando sobre áreas abiertas permiten el acceso del agua hacia la masa de la matriz rocosa juegan un papel fundamental en el proceso de alteración; las fisuras de una roca, pues, su importancia es evidente nada por otro factor; la alterabilidad experimental 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 alteración de una roca, en las rocas compactas es posible sólo a partir de un valor de la permeabilidad al aire igual a  $10^{-7}$  cm/sec, aproximadamente (Farfan y Thoma, 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 queda integrada por las muy compactas, en las que el agua no circula y, por tanto, son inalterables 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. Un objeto de valoración se provee de una prueba de permeación con agua del sitio investigado a través de una muestra de la roca (Farfan y Thoma, 1965). Una muestra de la roca (Farfan y Thoma, 1965) puede tornarse alterable si los procedimientos de excavación utilizados aumentan en forma notable su permeabilidad al aire inferior a  $10^{-7}$  cm/sec.

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 alteración, o sea 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 tiende a ser insignificante. También el efecto de escala (Índice 11.12) disminuye al crecer el grado de alteración. Esto implica que la alteración, al aumentar, o sea 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 tiende a ser insignificante.

Al estudiar la alterabilidad de una roca es necesario subrayar nuevamente la importancia de este criterio. En conclusión, la alterabilidad de una roca depende de su grado de fisuración, inherente o provocado, y de la alterabilidad específica de sus minerales.

En conclusión, la alterabilidad de una roca depende de su grado de fisuración, inherente o provocado, y de la alterabilidad específica de sus minerales. El concepto de sensibilidad a la alteración de una muestra de roca se establece midiendo la variación de su permeabilidad al agua, en función del estado de esfuerzos aplicados (Bernas, 1967).

ción en la cimentación de la presa es proporcional al cubo del ancho e de las fibras y a la carga que se aplica de acuerdo con el nivel  $H$  del agua en la cimentación aguas arriba de las fibras en la cimentación. Suponiendo que el momento de empujamiento del arco en su base, resulta que

$$e = H^2$$

por lo cual

$$e = H^2 - H^3$$

### 11.12 Resistencia y deformabilidad. La resistencia y la deformabilidad de la matriz rocosa, ocasionalmente pueden ser de utilidad directa para el diseño de las obras (pilares de excava-

ciones 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 poca interés; en efecto, tratando con masas rocosas, la resistencia de las discontinuidades microfisicadas, como fallas o juntas, es la que rije el problema. Por tanto, los estudios de laboratorio se han utilizado fundamentalmente para alentar el comportamiento básico de las rocas, consideradas como medios discontinuos, utilizando un enfoque cristalinico. Se ha logrado determinar en el laboratorio la influencia de la forma y dimensiones de las proyecciones, velocidad de carga y presión del fluido intersticial. La dispersión de los resultados obtenidos con muestras 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 teórica de la disminución de resistencia en compresión simple al aumentar el volumen se basa en conceptos probabilísticos expuestos por Weibull (Jaeger y Cook, 1969), como el del *estaban más débil* de una cadena. Según este concepto, la resistencia de un material surge por discontinuidades que se encuentran aleatoriamente en la zona más débil, o sea la más frágil, contiene la zona más débil, o sea la más frágil. Si para una densidad de fissuras dada el volumen de la probeta crece, el número total de discontinuidades aumenta, así como la probabilidad de incluir una fisura grande en la muestra. Suponiendo una función de densidad probable-

histica de la resistencia, se puede establecer una función de inclusión de densidad probable-  
**Fig. 11.7** Resultados de las pruebas Langcon

## 276 Suelos, enrocamientos y rocas

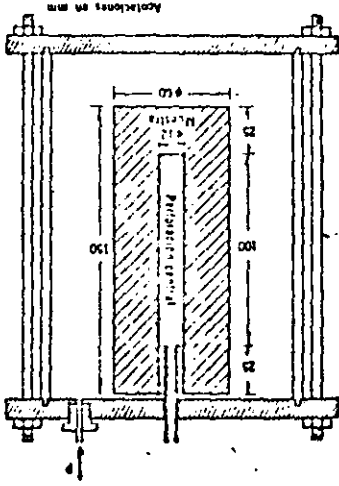
En conclusión, la permeabilidad de la roca, a pequeña o gran escala, es variable en función del estado de esfuerzos aplicados por su efecto en el ancho de las fibras tanto microfísicas como macrofísicas. La falla de la presa Malpasset en Francia, así como la variación del gasto de filtración en la cimentación en función del nivel de agua en el embalse, son manifestaciones a gran escala de este fenómeno (Sabary, 1968); además, como 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. 11.8b, según la cual

$$\frac{Q_1}{Q} = \left( \frac{Z_1 - Z_0}{Z - Z_0} \right)^2 \quad (11.4)$$

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 idea: la infiltración del lechuzano de apertura y cierre de las fibras; puede suponerse que el gasto de filtración 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 fibras presistentes en el medio. Esta ley se ha verificada en ciertos casos (fig. 11.7), como los presentados por Sabary (1968).

Fig. 11.6 Prueba de permeabilidad. Flujo radial convergente



## Propiedades mecánicas de las rocas 273

El coeficiente de las permeabilidades medidas en condiciones de flujo radial divergente a presión de  $1 \text{ kg/cm}^2$  y flujo radial convergente a una presión de  $50 \text{ kg/cm}^2$ .

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 fracturación (Hlabib y Bernaix, 1970). La sensibilidad de las rocas porosas no fissuradas es igual a 1 y al aumentar los valores de  $10 \text{ (kg)}$  para las masas fissuradas, como por ejemplo el gneis de Malpaset en Francia.

La variación de la permeabilidad en función del estado de esfuerzos aplicado, que constituye el concepto de sensibilidad, no solo permite valorar la intensidad de la filtración de una muestra de roca, sino interpretar los resultados de las pruebas de permeabilidad. Luján efectuada en el campo (Sabary, 1963). El gasto  $Q$  de infiltración de agua con presión  $p$  en una masa de roca fissurada que se comporta elásticamente, sigue la ley

$$Q = Ap^2 \quad (11.3)$$

La muestra probada (fig. 11.6) está formada por un corazón de  $60 \text{ mm}$  de diámetro y  $150 \text{ mm}$  de longitud, perforado en la parte central. En el extremo superior del conducto central, de  $12 \text{ mm}$  de diámetro y  $100 \text{ mm}$  de largo, se adapta un tubo metálico pegado a la roca con araldite. 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 efectos efectivos de compresión en el caso de flujo divergente y de tensión en el caso de flujo convergente. Debido a la apertura o cierre de las fibras por efecto de las fuerzas de tensión o de compresión inducidos en las respectivas pruebas. Se denomina sensibilidad  $S$  de la roca a la magnitud

$$S = \frac{K-1}{K} \quad (11.2)$$

(112)

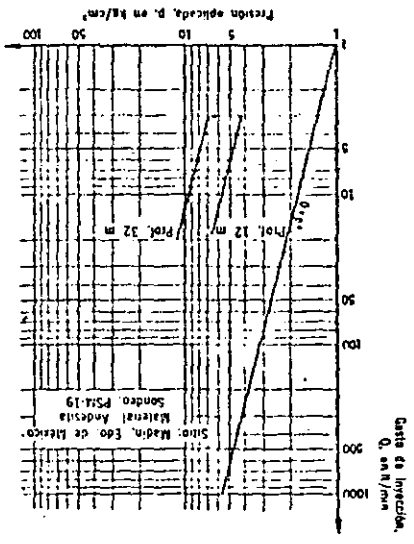


Fig. 11.7 Resultados de las pruebas Langcon

Fig. 11.8a Presa Sta. Rosa, Jal. Vista desde aguas abajo

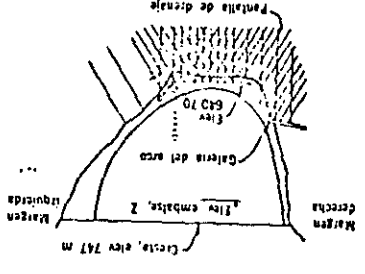
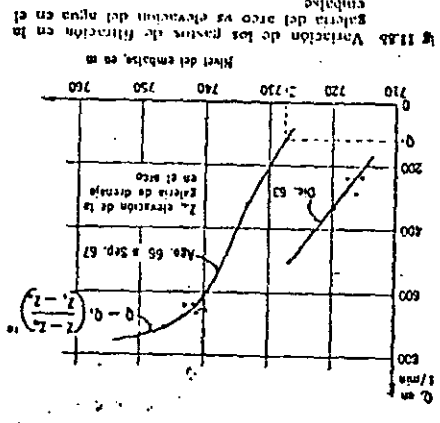


Fig. 11.8b Variación de los gastos de filtración en la galería del arco vs elevación del agua en el embalse





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 probeta y su volumen,  $V$ , está dada por

$$\bar{R}_c = (\alpha V)^{-1/m} \left\{ \frac{1}{m} \Gamma\left(\frac{1}{m}\right) \right\} \quad (11.5)$$

en que  $\alpha$  y  $m$  son constantes características del material y  $\Gamma$  es la función gamma. También se puede establecer que la variancia de la resistencia es igual, en esas condiciones, a

$$\sigma^2 = (\alpha V)^{-2/m} \left\{ \frac{2}{m} \Gamma\left(\frac{2}{m}\right) - \frac{1}{m^2} \Gamma^2\left(\frac{1}{m}\right) \right\} \quad (11.6)$$

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

$$\frac{\sigma}{\bar{R}_c} = \sqrt{\frac{2/m!}{(1/m!)^2} - 1} \quad (11.7)$$

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 probeta. La experiencia muestra que, por lo menos en ciertos casos (Bernaix, 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 probetas de relación de esbeltez 2 y diámetros 1 cm y 6 cm, resulta, de acuerdo con la ec 11.5:

$$\frac{\bar{R}_c \phi_{10}}{\bar{R}_c \phi_{60}} = (216)^{1/m} \quad (11.8)$$

$$\frac{\sigma}{\bar{R}_c} = \sqrt{\frac{2/m!}{(1/m!)^2} - 1} \quad (11.9)$$

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  $\bar{R}_c \phi_{10}/\bar{R}_c \phi_{60}$  y  $\sigma/\bar{R}_c$  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.

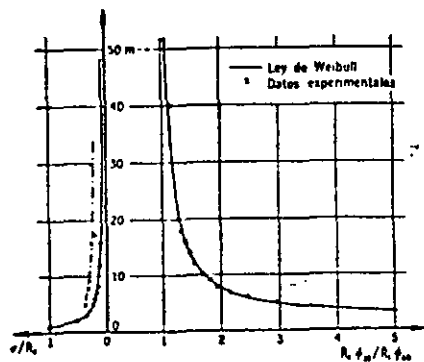


Fig 11.9 Efecto de escala vs dispersión de los resultados de resistencia a la compresión simple

En otros términos, a mayor grado de fisuración de la roca, mayor efecto de escala y mayor dispersión.

La tendencia mostrada por los resultados experimentales es la misma (fig 11.9). Con estos mismos datos reportados por Bernaix (1967) y Jaeger y Cook (1969), que se obtuvieron ensayando un número grande de probetas, se formó la tabla 11.2.

Aunque la aplicación de la ley de Weibull al caso de las rocas sea conceptualmente discutible (Bernaix, 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 mina puede ser notablemente inferior a la de coraciones 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 induce el cierre de las fisuras preexistentes y, por tanto, pierde importancia el carácter discontinuo de la roca (Habib y Vouille, 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 determinada en el laboratorio con probetas de dimensiones reducidas, e *in situ* en áreas grandes, muestra también que el efecto de escala es tanto más pronunciado cuanto más acentuado es el carácter discontinuo de la roca. Por

Tabla 11.2. Efecto de escala

Roca	Fisuración	m	$\frac{\sigma}{\bar{R}_c}$	$\frac{\bar{R}_c \phi_{10}}{\bar{R}_c \phi_{60}}$	Referencia
Gneis de Malpasset, margen derecha	Microfisuración y macrofisuración muy intensas	5	0.37	2.9	Bernaix (1967)
Gneis de Malpasset, margen izquierda	Microfisuración y macrofisuración intensas	8	0.30	1.9	Bernaix (1967)
Carbón de Duffryn	Surcado de fisuras y debilidades visibles	9.4	0.29	1.8	Jaeger y Cook (1969)
Caliza fisurada	Microfisura, no débil. Macrofisuración intensa	16	0.25	1.4	Bernaix (1967)
Gneis con biotita y muscovita	Microfisuración media	30	0.22	1.2	Bernaix (1967)
Carbón de Barnsley Harls	Macrofisuración nula	17.5	0.19	1.35	Jaeger y Cook (1969)
Caliza de Saint Vaast	Fisuras inexistentes	∞	0.05	1.00	Bernaix (1967)

ejemplo, Rocha (1964) muestra que al aumentar el grado de alteración 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 (Bernaix, 1967; Habib y Bernaix,

1970), una correlación entre la sensibilidad  $S$ , el coeficiente de variación  $\sigma/\bar{R}_c$ , y el factor de escala  $\bar{R}_c \phi_{10}/\bar{R}_c \phi_{60}$ : a mayor sensibilidad, mayor dispersión de la resistencia a compresión simple y mayor factor de escala.

**Efecto de la forma.** Son numerosos los estudios relativos a la influencia de la forma de las probetas sobre la resistencia a la compresión simple, así como las fórmulas propuestas para representar la reducción de resistencia observada al aumentar la relación de esbeltez de los especímenes. Parece ilusoria, en realidad, la búsqueda de una fórmula general aplicable cualesquiera que sean los materiales probados, la forma de las muestras y los procedimientos de ensayo utilizados; sin embargo, los estudios efectuados por Berthier y Tourenq (1966) y Grosvenor (1963) han establecido que la resistencia disminuye apreciablemente al aumentar la relación de esbeltez hasta 2. Para valores superiores a 2, la variación de resistencia es reducida. En la fig 11.11 se presenta la variación de la resistencia a la compresión simple de muestras de andesita alterada en función de su relación de esbeltez.

En consecuencia, la práctica común consiste en efectuar las pruebas de resistencia con especímenes que tienen relación de esbeltez igual a 2.

**Anisotropía.** Las rocas metamórficas presentan a menudo textura foliada en la cual los minerales laminares, como mica y clorita, están alineados paralelamente unos con otros (gneis, pizarras, esquistos, por ejemplo). Se supone que en estos casos el comportamiento de las rocas es anisotrópico. En efecto, el módulo de deformabilidad en el sentido normal a la foliación es inferior al medido paralelamente a la foliación hasta en 40 por ciento para los esquistos (Daye y Sirinys, 1965), 25 por ciento para las pizarras y las filitas, y 10 por ciento para las calcitas (Brace, 1970). Para estas últimas, en el plano

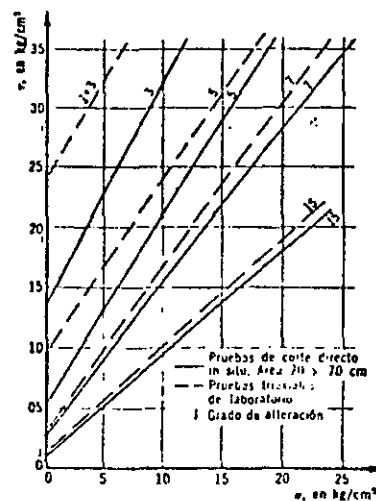
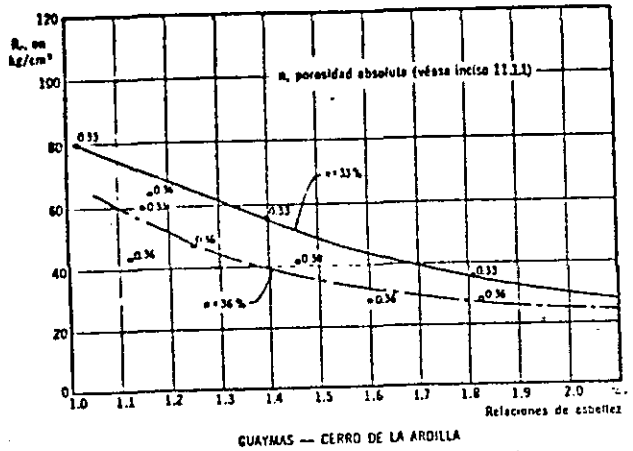


Fig 11.10 Disminución del efecto de escala con el aumento del grado de alteración,  $i$  (véase 11.1.1)

Fig 11.11 Variación de la resistencia a la compresión simple con la relación de esbeltez en la muestra de toba andesítica intemperizada



de la foliación, en cualquier dirección los módulos son aproximadamente iguales, o sea que se trata de materiales ortotrópicos. Su resistencia a la compresión simple varía con la magnitud del ángulo  $\alpha$ , formado por el normal al plano de esquistosidad y la dirección del esfuerzo aplicado, y su valor mínimo se alcanza para  $\alpha$  comprendido entre  $50^\circ$  y  $60^\circ$  (Dayre y Siricys, 1965) (fig 11.12). A este tipo de anisotropía se denomina comúnmente anisotropía intrínseca.

La anisotropía en el comportamiento puede deberse a otra causa: una fisuración según direcciones privilegiadas, preexistente o inducida durante la prueba por los esfuerzos aplicados. A este respecto, Walsh (1965) mostró que el módulo de deformabilidad, en sentido normal a una fisura 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 la consecuente 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 numerosos los casos de problemas estructurales en los cuales es desconocida la dirección de los esfuerzos principales actuantes en cada punto de la masa. En esas condiciones, no queda otra solución que realizar el diseño 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 roca indican, sin lugar a dudas, 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 desarrollada (Baron et al, 1963; Handin 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 permeabilidad de las probetas 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

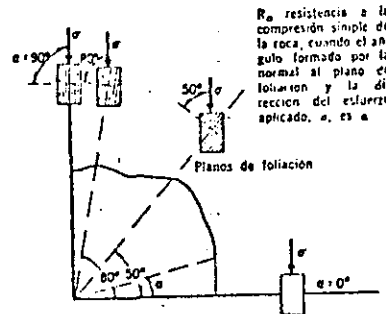


Fig 11.12 Diagrama polar de la resistencia a la compresión simple de una roca foliada

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 (Brace, 1970).

La generación y disipación de estas presiones de poro negativas bajo el efecto de una carga rápida ocasiona, por tanto, un incremento 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 túnel 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 saltos, 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 lumbreras de las antiguas minas romanas en el norte del Adriático, del antiguo "Poza de Abraham", cerca de Jerusalén, y de las lumbreras de acceso a túneles de hierro de Irán, 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  $\sigma$  crecientes. Cuando  $\sigma$  es menor que el esfuerzo  $s$ , llamada resistencia última, las deformaciones alcanzan un máximo siguiendo una ley asintótica. En cambio, si  $\sigma$  es mayor que  $s$ , el flujo viscoso de la roca presenta tres fases:

a) Transitoria (fase I), con velocidad decreciente de deformación.

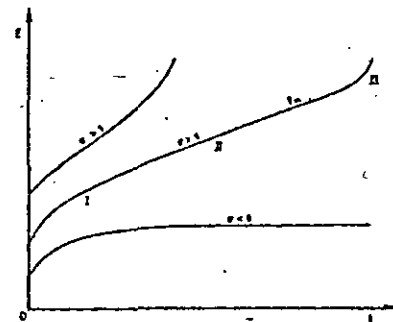


Fig 11.13 Variación de la deformación en función del tiempo

b) Estacionaria (fase II), con velocidad constante de deformación  $\dot{\epsilon}_m$ .

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 (1956):

$$\epsilon(t) = \epsilon_0 + A \ln(1 + \epsilon t) \quad (11.10)$$

donde  $\epsilon_0$  es la deformación instantánea, y  $A$  y  $\epsilon$  son constantes del material que dependen de la temperatura y de la presión confinante aplicada.

La velocidad de deformación  $\dot{\epsilon}_m$ , durante la etapa de flujo estacionario es, de acuerdo con Griggs

$$\dot{\epsilon}_m = \dot{\epsilon}_0 \operatorname{senh} \left( \frac{\sigma - s}{\sigma_0} \right) \quad (11.11)$$

en que  $\dot{\epsilon}_0$  y  $\sigma_0$  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,  $t$ , de una muestra:

$$\dot{\epsilon}_m t = cte \quad (11.12)$$

resulta que

$$t \dot{\epsilon}_0 \operatorname{senh} \left( \frac{\sigma - s}{\sigma_0} \right) = cte \quad (11.13)$$

En otras palabras, el tiempo a la falla de una muestra sometida a un esfuerzo desviador  $\sigma$  es inversamente proporcional al seno hiperbólico de la diferencia  $(\sigma - s)$ . Este resultado es importante, pues coincide con numerosos datos experimentales (Morlier, 1966; Saito y Uesawa, 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 reológico de las rocas varía también en función del esfuerzo confinante y la temperatura; al aumentar el esfuerzo confinante aplicado o la temperatura ambiente, predomina el componente plástico. En consecuencia, aumentan

Tabla 11.3. Resistencia última de varias rocas

Familia	Roca	Resistencia última, en porcentaje de R <sub>c</sub>	Referencia
I. Rocas densas-duras	Granito	80	Mortier (1966)
	Gneis	80	
	Caliza	80	
	Caliza	80	
II. Rocas porosas	Dolomita	50	Price (1966)
	Arenisca Wolstanton	60	
	Arenisca Darley	50	
	Caliza	35	
	Granodiorita	27	
	Alabastro	30	
III. Rocas plásticas blandas	Polvora	25	Mortier (1966)

R<sub>c</sub> resistencia a la compresión simple

tan sus deformaciones diferidas y disminuye la relación de la resistencia última a la resistencia medida con velocidad de carga convencional.

Esos 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 tectónicos que ocurren en la corteza terrestre, haya sido necesario elegir materiales tan viscosos como la parafina para representar el comportamiento de las rocas.

**11.1.3 Criterios 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  $\sigma_2$  crecientes, se observa una variación en las relaciones esfuerzo-deformación (fig 11.14). En efecto, para presiones  $\sigma_2$  reducidas, la muestra se comporta en forma elástica hasta niveles altos del esfuerzo desviador y falla repentinamente en forma frágil, produciéndose fisuras paralelas a la dirección del esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ . Cuando las presiones  $\sigma_2$  aumentan, la curva esfuerzo-deformación presenta un máximo seguido de una disminución de resistencia y la muestra falla a lo largo de planos inclinados con respecto a la dirección del esfuerzo  $\sigma_1$ . Finalmente, para presiones  $\sigma_2$  muy elevadas, el comportamiento de la muestra se asemeja al de un material elasto-plástico perfecto o con endurecimiento por deformación.

El valor del esfuerzo confinante  $\sigma_2$  para el cual el material se torna plástico o dúctil a la temperatura del ambiente, depende del tipo de roca. Las rocas densas-duras (granitos inalterados, cuarcitas y calizas compactas) se tornan plásticas

para valores del esfuerzo confinante superiores a 1 000 kg/cm<sup>2</sup> (Baron *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 (Mooser, 1969). Las rocas que se tornan dúctiles 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 delimitar un criterio de falla único. Por tanto, en el intervalo 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.

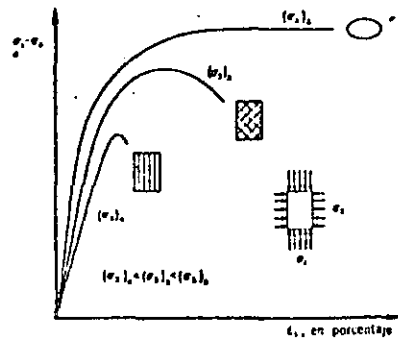


Fig 11.14 Variación del comportamiento de una roca en función del esfuerzo confinante aplicado

**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 dista 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 surcan 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 supuesta se asemeja a una elipse de ejes  $Ox$  y  $Oy$  inclinados según el ángulo  $\beta$  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:

$$\sigma_x = \frac{2(\sigma_1 m - \tau_{xy} a)}{m^2 + a^2} \quad (11.15)$$

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,  $a$ ;  $\alpha$  es el ángulo polar correspon-

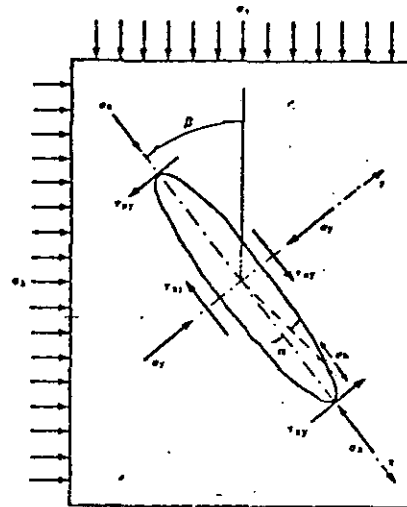


Fig 11.15 Criterio de Griffith. Nomenclatura

diente al punto de intersección de la elipse con el plano normal a esta en que actúa  $\sigma_x$  (fig 11.15). Para  $\alpha = 0$ ,  $\sigma_x = \sigma_1$  y  $\tau_{xy} = 0$ , la ec 11.15 se reduce a la propuesta por Griffith para la resistencia a tensión del material,  $\sigma_t$

$$\sigma_x = \frac{2\sigma_1}{m} = 2\sigma_1 \sqrt{\frac{a}{r_m}} \quad (11.16)$$

siendo  $r_m$  el radio de curvatura de la elipse en su cúspide.

El máximo valor de  $\sigma_x$  se obtiene para

$$a = -\frac{m r_m}{\sigma_2 - (\sigma_1^2 + \sigma_2^2)^{1/2}}$$

y vale

$$\sigma_x = \frac{1}{m} \left[ \sigma_1 - (\sigma_1^2 + \sigma_2^2)^{1/2} \right] \quad (11.17)$$

Reemplazando en esta última expresión la magnitud  $m$  obtenida mediante la ec 11.16, resulta:

$$2\sigma_x = \left[ \sigma_1 - (\sigma_1^2 + \sigma_2^2)^{1/2} \right]$$

o sea

$$\sigma_x^2 = 4\sigma_1(\sigma_1 - \sigma_2) \quad (11.18)$$

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 masa la fisuración fuera isotrópica, la falla ocurriría a lo largo de las fisuras para las que el esfuerzo de tensión generado fuera máximo. Dichas fisuras están orientadas según el ángulo  $\beta$ , 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 coincide 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 aplicado 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 (Brace y Bombolakis, 1963). Este fenómeno se correlaciona con las observaciones de los microrruídos que se generan durante la prueba a partir de esfuerzos de 25 y 60 por ciento de la resistencia a compresión simple para granitos porosos y densos, respectivamente (Pezami y Thenoz, 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 despreciaba 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 Clintock 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/cm<sup>2</sup> 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

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 = cte \quad (11.23)$$

siendo  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  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 diferenciar las fallas de las juntas es su corrimiento; las juntas son fracturas sin corrimiento 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 transversas según las direcciones de los

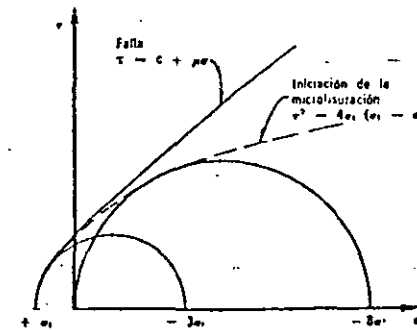


Fig 11.16 Envolvente de falla de las rocas

# DETERMINACION EN CAMPO DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL MACIZO ROCOSO

J. Armando Rábago Martín

## OBJETIVO

El objetivo de este tema del CURSO MECANICA DE ROCAS es el de describir los ensayos que se realizan "in situ" para evaluar la Resistencia, Deformabilidad, Permeabilidad y Estado de Esfuerzos Tectónicos del macizo rocoso, estableciendo las ventajas y desventajas de cada método y las diferencias que existen entre los resultados obtenidos con estas pruebas y los obtenidos en laboratorio.

## INTRODUCCION

La determinación de las propiedades mecánicas del macizo rocoso permite al ingeniero predecir el comportamiento futuro de una masa rocosa sometida a fuerzas impuestas por las obras ingenieriles. Los valores de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y magnitud de esfuerzos tectónicos obtenidos mediante pruebas de laboratorio y de campo, sirven para alimentar los modelos teóricos o numéricos utilizados para predecir el comportamiento. Es evidente que la validez de los resultados obtenidos con los modelos teóricos o numéricos está en función de la buena determinación que se haga de estas propiedades.

Las pruebas realizadas en campo tienen la particularidad de abarcar un mayor volumen de roca que el ensayado en laboratorio, lo que las hace más representativas ya que involucran a un mayor número de discontinuidades y se hace más evidente la heterogeneidad y anisotropía del medio. Por otro lado la roca ensayada en campo sufre menos alteraciones que las originadas por el muestreo para recuperación de muestras que serán ensayadas en laboratorio.

Una de las más importantes restricciones que imponen los ensayos en campo es su elevado costo respecto al costo de los ensayos de laboratorio. Sin embargo en obras grandes donde el costo de una falla puede ser muy alto (tanto en pérdidas económicas como humanas) justifica plenamente el estudio de las propiedades mecánicas del macizo rocoso en campo.

El conocimiento de las limitaciones que el método de prueba impone y de la representatividad del sitio elegido para hacer la prueba en relación con el resto de la masa rocosa, así como el conocimiento de las hipótesis de la herramienta teórica y numérica de que disponemos (la cual considera, en la mayoría de los casos, al medio rocoso como un medio homogéneo, isótropo y de comportamiento elástico) y la experiencia y buen juicio del ingeniero geotecnista deberán conjuntarse para interpretar adecuadamente los resultados obtenidos de las pruebas y poderlos aplicar racionalmente al diseño ingenieril.

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Los problemas de inestabilidad de taludes rocosos, fallas de cimentaciones y, en algunos casos, de movimientos de roca hacia una excavación subterránea, se deben en gran medida a una insuficiente resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades existentes en la masa rocosa o de la matriz rocosa (roca intacta). Al hacer una excavación o cimentar una estructura se imponen nuevas solicitaciones a la masa rocosa y se desarrollan fuerzas normales y tangenciales en zonas potenciales de falla del macizo rocoso. Una vez identificados los posibles mecanismos de falla y la(s) discontinuidad(es) crítica(s) por donde puede ocurrir el deslizamiento o falla, debe evaluarse si las fuerzas tangenciales (motoras) inducidas son mayores que las fuerzas resistentes de la roca (fuerzas normales, cohesivas y friccionantes). Si esto ocurre, entonces la masa rocosa comenzará a deslizarse. Es preciso entonces determinar adecuadamente la magnitud de las fuerzas resistentes, es decir, la resistencia al corte de las discontinuidades geológicas y de la roca intacta para diferentes magnitudes de esfuerzo normal actuante en el plano o zona potencial de falla, de tal forma que éstas cubran el intervalo de presiones que se espera actúe sobre la discontinuidad. Conocida la resistencia al corte será posible entonces evaluar si hay condiciones para que la roca falle y deslice y se podrán tomar las acciones correctivas o preventivas que sean pertinentes en cada caso particular.

Identificada la zona o plano potencial de falla debe hacerse un detallado levantamiento de las características de la discontinuidad crítica ya que el espaciamiento entre fracturas, grado de alteración, tipo y espesor de relleno, rugosidad en diferentes sentidos, la presencia de agua, el tamaño y ángulo de las irregularidades, las zonas de contacto roca-roca, tienen una notable influencia en la resistencia al corte.

Los ensayos de resistencia al corte varían de acuerdo a la forma de aplicar la carga lateral al plano de corte y pueden ser de cuatro tipos:

- a. Ensayo aplicando la carga lateral paralela al plano potencial de falla
- b. Ensayo aplicando la carga lateral inclinada respecto al plano de falla
- c. Ensayo aplicando carga radial con cuchillas
- d. Ensayo de torsión

Las figuras 1 a 4 muestran un esquema de cada uno de los ensayos mencionados. Estos ensayos pueden ejecutarse en el interior de un soca-

10

vón de exploración, o bien en superficie. Cuando se hace en superficie (fig 1) se requiere utilizar marcos de vigas de acero, plataformas de carga y barras ancladas en roca para poder proporcionar apoyo a los gatos hidráulicos que aplican las cargas a las probetas y les permiten transferir sus reacciones. En las pruebas realizadas en socavones la transferencia de las reacciones se hace hacia las paredes y clave (fig 2).

El ensaye de corte consiste en labrar un bloque superior de roca de aproximadamente 0.7 x 0.7 m de sección transversal y 0.35 m de altura (fig 2) sobre la superficie potencial de falla y colocar sobre él los gatos hidráulicos que proporcionaron la carga normal y tangencial. Si el plano potencial de falla es una discontinuidad con relleno arcilloso, se inserta en el relleno una aguja porosa que a su vez se conecta con un transductor de presión para medir las presiones de poro debidas al agua contenida en el relleno. El bloque superior se instrumenta para medir los desplazamientos longitudinales, transversales y la dilatación o movimientos ascendentes. En una primera etapa del ensaye se aplica carga normal al bloque superior para restituir la carga que tenía originalmente antes de que se decomprimiera por el labrado. Posteriormente se mantiene una carga constante, normal al plano potencial de falla y simultáneamente se aplica la carga tangencial en incrementos hasta llegar a la falla. La velocidad de aplicación de la carga tangencial debe ser tal que las presiones de poro generadas durante el proceso de falla sean reducidas. Cuando la carga tangencial se aplica inclinada (aprox. 30° con la horizontal) el centro de carga del gato debe pasar por el centro del área del plano potencial de falla para evitar inducir momentos; por otro lado, conforme la carga tangencial aumenta se adiciona una carga normal de tal manera que resulta necesario ir disminuyendo durante la ejecución de la prueba la carga aplicada con el gato superior, de tal forma de poder mantener la carga normal constante en el plano de falla.

Durante la prueba se construyen gráficas esfuerzo cortante ( $\tau$ )-desplazamiento longitudinal ( $\delta$ ) como la que se observa en la figura 5. De las curvas obtenidas se obtienen un valor máximo de resistencia al corte ( $\tau_{m\acute{a}x}$ ) el cual ocurre para desplazamientos pequeños y un valor residual de la resistencia al corte ( $\delta_{res}$ ) que se presenta después de que ocurre un desplazamiento grande del bloque superior sobre el inferior. En términos generales el valor máximo del esfuerzo cortante normalmente se debe a la ruptura por corte del material rocoso de las caras de la discontinuidad o del relleno y el valor residual a la resistencia por fricción que se desarrolla en conjunto entre el material afallado y las caras de la discontinuidad.

A partir de los valores de  $\tau_{m\acute{a}x}$  y  $\delta_{res}$  obtenidos para cada esfuerzo normal aplicado, se construyen gráficas esfuerzo normal ( $\sigma$ ) - esfuerzo cortante ( $\tau$ ) (fig 6) de las que se obtienen las curvas que representan la ley de resistencia al esfuerzo cortante que en caso de ser rectas, estará dada por la ecuación general:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \text{donde } c = \text{cohesión del material fallado}$$

$\phi$  = ángulo de fricción interna del material fallado

que en términos de esfuerzos efectivos será:

$$\tau = c + \bar{\sigma} \tan \phi = c + (\sigma - \mu) \tan \phi$$

donde  $\mu$  = presión de poro actuante en el plano de falla

En la tabla 1 se muestran valores de  $c$  y  $\phi$  obtenidos para distintas rocas. Generalmente se recomienda ejecutar tres pruebas de corte como mínimo para poder trazar la ley de resistencia al corte.

El ángulo  $i$  de las irregularidades existentes en el plano potencial de falla el cual se mide respecto a la superficie media de la discontinuidad (fig 7) también influencia notablemente la resistencia al corte como puede observarse en la figura 7. Para cargas normales bajas (línea OA) la ley de resistencia queda expresada por:

$$\tau = \sigma \tan (\phi_r + i)$$

donde  $\phi_r$  = ángulo de fricción residual

En diseño tenemos que predecir la situación más desfavorable posible y la situación más probable. La más desfavorable estará basada en la resistencia residual ( $\tau = \sigma \tan \phi_r$ ). La condición más probable se debería diseñar con la resistencia máxima pero existen una serie de factores que pueden afectarla (desplazamientos previos, falla progresiva, grado de alteración, procedimiento inadecuado de prueba, espaciamiento de discontinuidad, relleno, ángulo  $i$ , etc.). Finalmente, la elección de los parámetros de resistencia para uso en diseño es sobre todo una cuestión de juicio ingenieril basado en el conocimiento de los mecanismos de falla que puedan ocurrir y en la experiencia y observación de casos reales y experimentales.



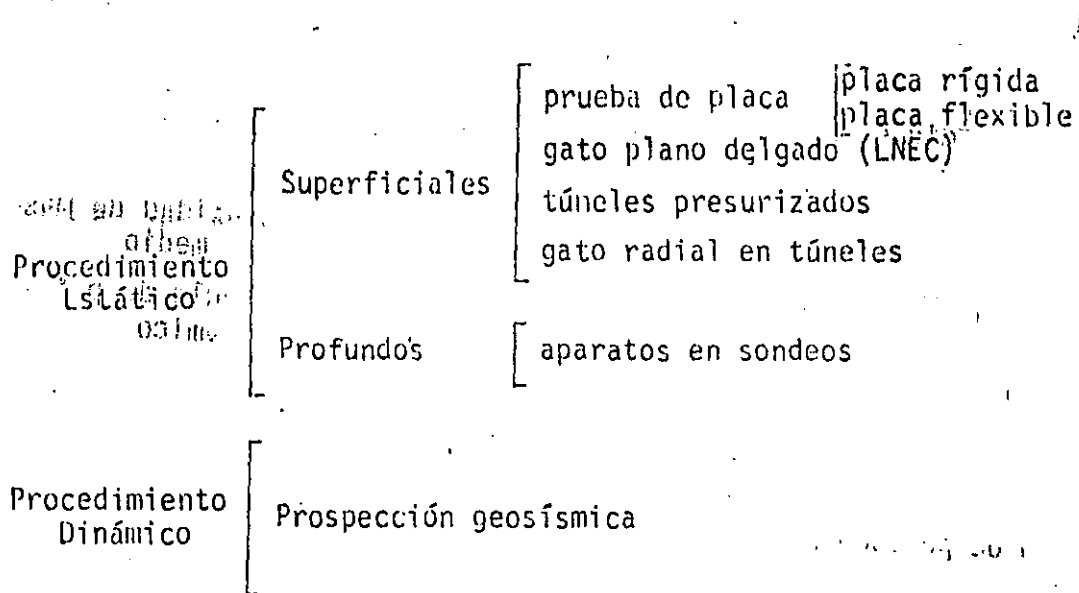
## DETERMINACION DE LA DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

La aplicación de cargas impuestas por las obras ingenieriles a la masa rocosa provocan deformaciones en la misma. La magnitud de las deformaciones será función del nivel de esfuerzos aplicado a la masa rocosa, tiempo en que se apliquen estos esfuerzos, espaciamientos y frecuencia de las discontinuidades, características de las discontinuidades y de la roca intacta, grado de alteración de la roca, anisotropía y heterogeneidad de la masa rocosa, tamaño del área cargada en relación al espaciamiento de las discontinuidades y magnitud y dirección de los esfuerzos residuales en la roca. La deformabilidad de la masa rocosa se expresa mediante el Módulo de Deformabilidad que es la relación del esfuerzo aplicado y su correspondiente deformación unitaria durante la aplicación de una carga al macizo rocoso incluyendo su comportamiento elástico e inelástico.

La construcción de excavaciones y cimentaciones en roca requieren definir la deformabilidad del macizo con el propósito de conocer su comportamiento ante cargas y descargas y poder diseñar adecuadamente los revestimientos, estructuras y método de construcción a utilizar.

Las pruebas de campo, por involucrar a un mayor volumen de roca y en consecuencia a un mayor número de discontinuidades, permiten obtener valores más realistas de la deformabilidad de la masa rocosa que los obtenidos mediante ensayos en laboratorio. Los equipos utilizados para las pruebas de campo tienden a afectar volúmenes de roca cada vez mayores y a incrementar la magnitud de los esfuerzos aplicados. El principio de los ensayos es simple y consiste en aplicar una carga al terreno (reproduciendo las condiciones a las que estará sometido) y se miden las deformaciones inducidas mediante aparatos colocados a diferentes profundidades y distancias dentro del volumen de roca afectado por la carga impuesta. Durante el ensayo se registran esfuerzos aplicados ( $\sigma$ ) y deformaciones ( $\delta$ ) las cuales se dibujan en una gráfica esfuerzo-deformación como la que se muestra en la figura 8. El módulo de deformabilidad elegido puede ser secante, tangente o inicial dependiendo del conocimiento del nivel de esfuerzos al que estará sometida la masa rocosa. En algunos casos (p.ej. en excavaciones) es necesario conocer el módulo de deformabilidad a la descarga y en otros (p.ej. cimentación de maquinaria, ciclos de llenado y vaciado de agua en embalses) se requiere conocer el comportamiento de la roca sometida a ciclos de carga y descarga con diferentes tiempos de permanencia para observar la tendencia de la deformabilidad después de cierto número de ciclos y su comportamiento viscoso.

Las pruebas de deformabilidad pueden ser estáticas o dinámicas según el tiempo que dura la aplicación de carga y/o descarga y pueden hacerse en superficie o a profundidad. El siguiente esquema muestra los ensayos que se han realizado para evaluar la deformabilidad de la masa rocosa "in situ".



En general la magnitud del Módulo de Deformabilidad Dinámico es mayor que la obtenida con métodos estáticos de campo. Esto se debe fundamentalmente a que las deformaciones inducidas por la onda que viaja a través del medio son muy pequeñas y se encuentran generalmente dentro del intervalo de comportamiento elástico del medio. En cambio las cargas estáticas\* inducen deformaciones altas que rebasan el intervalo de comportamiento elástico del medio deformable.

En comparación con los módulos dinámicos y estáticos obtenidos en ensayos de laboratorio se puede enunciar la siguiente tendencia.

$$E_{\text{din, lab}} > E_{\text{est lab}} > E_{\text{din campo}} > E_{\text{est campo}}$$

Pruebas Dinámicas

Estas pruebas fueron mencionadas en el tema II y se realizan emitiendo una fuente de ondas al terreno generada por un impulso, estas ondas viajan a través del medio y regresan (por refracción de las mismas) a superficie donde son captadas por geófonos. De esta forma es factible conocer el tiempo y la velocidad de llegada de la onda al geófono el cual capta ondas longitudinales y/o transversales. Los volúmenes de roca involucrados por este tipo de prueba son grandes y dado que la onda se transmite en rocas de litología y grados de alteración diferentes, así como por diversas discontinuidades, el valor del módulo es un valor promedio muy general y se obtiene mediante las expresiones:

\*su tiempo de permanencia

$$E_{\text{din campo}} = \frac{v_L^2 \rho (1 + \nu_d)(1 - 2\nu_d)}{1 - \nu_d} \quad \text{donde:}$$

$v_L$  = velocidad longitudinal de onda  
 $\rho$  = densidad de masa del medio  
 $\nu_d$  = módulo de poisson dinámico  
 $v_t$  = velocidad transversal de onda

$$E_{\text{din campo}} = 2v_t^2 \rho (1 + \nu_d)$$

El módulo de poisson puede obtenerse mediante la ecuación:

$$\nu_d = \frac{\frac{1}{2} (v_L/v_t)^2 - 1}{(v_L/v_t)^2 - 1}$$

Estas ecuaciones suponen un medio homogéneo, isótropo y de comportamiento elástico.

Pruebas Estáticas

Pruebas de Placa

Existen 2 tipos de placa que pueden utilizarse para determinar la deformabilidad del medio: la placa rígida y la placa flexible. La primera es una placa de acero de aproximadamente 30 cm de diámetro a la cual se aplica carga muerta o con gatos hidráulicos para inducir deformaciones al terreno. Esta placa solo permite medir las deformaciones que se generan en la superficie de apoyo y también en la superficie del terreno lateralmente a la placa. Las figuras 9, 10, 11 y 13 muestran las diferentes formas de ejecutar un ensaye de este tipo. Para una placa infinitamente rígida y considerando al medio rocoso homogéneo, isótropo y elástico, la ecuación siguiente nos permite calcular el Módulo de Deformabilidad estático:

$$E = \frac{Pa (1 - \nu^2)}{11\omega a} \text{sen}^{-1} \left( \frac{a}{r} \right) \text{ para } r > a \quad z = 0$$

$$E = \frac{P (1 - \nu^2)}{2\omega_z a} \quad \text{para } r > a \quad z = 0$$

donde: P = presión aplicada a la roca  
 a = radio de la placa  
 ω = desplazamiento  
 ν = módulo de poisson  
 r = punto en donde se mide el desplazamiento  
 z = profundidad del punto de medición de desplazamiento

Lo reducido del área de la placa rígida permite aplicar mayores presiones al terreno, sin embargo, el bulbo de influencia de los esfuerzos en el terreno es muy reducido por lo que se afecta un volumen pequeño.

Por el contrario la placa flexible aunque permite aplicar menores presiones afecta a un mayor volumen de roca y además esta placa es anular y permite medir deformaciones a profundidad en el centro de la placa, lo que nos da oportunidad de conocer los desplazamientos máximos generados por la carga aplicada en la zona de influencia de los esfuerzos. Normalmente se colocan deformímetros en el centro de la placa a una profundidad entre 0 y 3 veces el diámetro de la placa. El módulo de deformabilidad se conoce mediante la ecuación siguiente obtenida de la teoría de elasticidad:

$$E = \frac{P}{\pi \omega_z (a_2^2 - a_1^2)} \{ [(1 + \nu) z^2] [(a_1^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} - (a_2^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}}] + [2 (1 - \nu^2)] [a_2^2 + z^2]^{\frac{1}{2}} - (a_1^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} \}$$

donde: a<sub>1</sub> = radio menor de la placa  
 a<sub>2</sub> = radio mayor de la placa  
 ω<sub>z</sub> = desplazamiento al centro de la placa  
 ν = módulo de poisson  
 z = profundidad del punto de medición del desplazamiento

Las fig 14, 15 y 16 muestran los equipos utilizados para realizar estos ensayos y la tabla 2 ilustra los datos completos de los ensayos realizados con los equipos correspondientes. Las presiones máximas que se aplican en estas pruebas de placa son hasta de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

La selección de uno u otro tipo de placa dependen del espaciamiento entre discontinuidades, del espesor de la capa de alteración de la roca y de la heterogeneidad del medio.

El sitio donde se realizan los ensayos debe estar poco alterado por lo que se recomienda que la medición de desplazamientos superficiales se haga lejos de la placa de carga o a profundidad abajo de la zona de comprimida. Para apegarse a la hipótesis que impone la teoría elástica de semiinfinito es necesario que el diámetro del socavón donde se realice la prueba sea por lo menos cuatro veces el diámetro de la placa de carga.

En la figura 17 se muestra una curva esfuerzo-deformación obtenida de una prueba de placa flexible en roca caliza. Puede observarse que el comportamiento no es elástico y se definen dos módulos y un coeficiente. La relación  $E/\mu$  vale uno en masas rocosas exentas de discontinuidades. El parámetro  $C_p$  crece cuando la plasticidad del relleno de fracturas o fallas o la densidad de fracturamiento aumenta.

### Gato Plano Delgado (LNEC)

Este método consiste en introducir un gato plano en una ranura de aproximadamente 1.2 m de profundidad, 1 m de ancho y 7 mm de espesor. Las paredes del gato quedan en contacto con las de la ranura y el gato posee 4 deformómetros eléctricos en el cuerpo del mismo que permiten medir la deformación de la roca al ocurrir cambios volumétricos en el mismo. La presión se aplica hidráulicamente. Es factible probar áreas mayores si se utilizan más gatos colocados lateralmente. Se han llegado a probar áreas hasta de 4 m<sup>2</sup> y se han aplicado presiones hasta de 100 kg/cm<sup>2</sup>.

La fig 18 muestra la máquina perforadora utilizada para ranurar la roca y los gatos planos. El módulo de deformación se obtiene de la expresión:

$$E = c \frac{P}{\rho}$$

donde:  $p$  = presión aplicada

$\rho$  = desplazamiento de la pared en un punto de medición

$c$  = constante que depende del punto donde se midió  $\rho$ , tamaño del gato y su relación con el tamaño de la ranura y su cercanía a la superficie

Las restricciones a la deformación que imponen los bordes de la ranura y la cercanía a la superficie son limitantes importantes al método ya que los módulos obtenidos son casi siempre bajos. Los módulos obtenidos a partir de los desplazamientos registrados por los deformó-

metros más lejanos a la superficie dan una mayor aproximación al verdadero módulo. Se ha recomendado que la ranura tenga un diámetro de 2 a 3 veces el diámetro del gato para evitar esos problemas de frontera.

Túneles Presurizados

Este método requiere de aislar una cámara en un túnel, colocando tapones en el túnel. Si la roca del túnel en la zona de la cámara es muy permeable requerirá de un aislamiento en las paredes tal como un recubrimiento de concreto o membranas impermeables flexibles. La cámara se instrumenta colocando deformímetros eléctricos (tipo cuerda vibrante) para medir las divergencias o cambios diametrales y también se colocan extensómetros radiales en la roca a diferentes profundidades. La cámara se llena de agua y se aplica presión hidráulica registrando simultáneamente las deformaciones inducidas.

La figura 19 muestra el esquema del equipo utilizado para proporcionar carga y el arreglo de los deformímetros diametrales.

Para obtener el módulo de deformabilidad en un túnel revestido de concreto simple, de diámetro interior, d y espesor de revestimiento, e; se emplea la relación siguiente:

$$E_r = \frac{pd}{\Delta d} - \frac{2e}{d} E_c$$

- donde: p= presión interior
- Δd= deformación diametral
- E<sub>r</sub> = Módulo de Deformabilidad de la roca
- E<sub>c</sub> = Módulo de Elasticidad del concreto
- d= diámetro del túnel

Si no hay revestimiento se utiliza la relación:

$$E_r = (1 + \nu) \frac{pd}{\Delta d}$$

- donde: ν= relación de poisson

La longitud de la cámara debe ser mayor a 5d para minimizar los errores provocados por las restricciones que imponen los tapones. Se han ensayado túneles desde 1.5 m de diámetro hasta 4.9 m y la máxima presión aplicada ha sido de 25 kg/cm<sup>2</sup>. En México fue ensayado el túnel de la presa Mazatepec, Pue., de 4 m de diámetro, 500 m de longitud revestido y aplicando 6.8 kg/cm<sup>2</sup>. La figura muestra la gráfica tiempo deformación-presión obtenida en una de las estaciones instrumentadas.

La ventaja de este tipo de ensayos es que pueden medirse deformaciones en varias direcciones poniendo en evidencia la anisotropía del macizo rocoso y el volumen de roca involucrado es muy grande. La desventaja es que el método es muy costoso. En la figura 20 se muestran valores (curva envolvente) de las deformaciones circunferenciales obtenidas con este método.

Gato radial en túneles

Con éste método, al igual que el descrito arriba, es posible aplicar carga en toda la periferia del túnel, solo que en este caso la carga se aplica utilizando varios gatos (almohadillas) metálicos de sección rectangular apoyados en las paredes del túnel y reaccionando contra un marco rígido (de acero o de aluminio) anular como se muestra en la figura 21. Las dimensiones del túnel mostrado en la figura son de 2.7 m de diámetro y la longitud ensayada 2.4 m. La carga máxima aplicada fue de 70 kg/cm equivalente a aproximadamente 1.35 veces la presión que transmitiría el prototipo. La instrumentación se hizo colocando en cada uno de los 8 barrenos radiales de 6 m de profundidad ubicados al centro de la zona de prueba, 7 extensómetros eléctricos LVDT capaces de medir el cierre de grietas cercanas a la excavación y generadas por la apertura de la misma y también el cierre de fracturas preexistentes y las deformaciones elásticas de la roca intacta. Durante la prueba se estudió la deformabilidad de la roca a diferentes niveles de carga y bajo cargas constantes mantenidas durante tiempos hasta de 48 hrs para conocer el comportamiento viscoso de la roca, las deformaciones residuales y las deformaciones a diferentes distancias de las paredes del túnel. La figura 22 muestra las deformaciones obtenidas en diferentes direcciones circunferenciales (nótese la influencia de la anisotropía del medio en la deformabilidad).

Al igual que los ensayos en túneles presurizados estas pruebas involucran un volumen de roca muy grande respecto al involucrado en cualquier otro ensaye de deformabilidad (la influencia de los esfuerzos aplicados en el túnel aquí mencionado llegó hasta una distancia radial de 15 m) sin embargo el ensaye es laborioso y muy costoso y sólo factible de hacer en obras cuyo costo sea considerablemente alto.

Aparatos en Sondeos

Estos aparatos permiten evaluar la deformabilidad de la masa rocosa a diferentes profundidades sin requerirse la excavación de galerías de prueba. Los aparatos se introducen en un sondeo y pueden ser de dos tipos: los Dilatómetros que se expanden al aplicarles una presión hidrostática interna y presionan a las paredes del barreno deformándolas y los gatos curvos que cargan la pared del barreno con 2 zapatas rígidas curvas diametralmente opuestas. La interpretación de las pruebas efectuadas con dilatómetros es más sencilla y confiable que la correspon-

diente a gatos curvos.

La Tabla 3 presenta un resumen de las características de estos aparatos.

La figura 23 muestra un esquema de un dilatómetro Menard en donde se muestran las 2 partes principales del mismo: la sonda mediante la que se aplica la presión a la pared del barreno (la sonda es presurizada con gas a presión hasta de 60 kg/cm<sup>2</sup>) y el volúmetro mediante el cual se miden los cambios volumétricos que experimenta la sonda. La fig 24 muestra la gráfica presión-deformación volumétrica del terreno mediante la cual es posible calcular el módulo de deformabilidad.

En la fig 25 se muestra un esquema de la sección transversal de un gato goodman (gato curvo) donde se ilustran las zapatas que aplican la presión al barreno en el interior del aparato. Entre las zapatas se encuentra un transductor de desplazamientos LVDT que mide la deformación de las paredes del barreno. La presión sobre las zapatas se aplica hidráulicamente con aceite. El módulo de deformabilidad se determina mediante la expresión:

$$E = \frac{\Delta Q}{\Delta U_d / d} k$$

donde:  $\Delta Q$  = presión aplicada a las paredes de la perforación  
 $\Delta U_d$  = desplazamiento diametral de las paredes  
 $d$  = diámetro de la perforación  
 $k$  = constante función del ángulo  $\beta$  y de la relación de poisson

Con los gatos curvos existe el riesgo de generar fracturas de tensión en las paredes donde las zapatas no están en contacto. Las grietas se desarrollan en sentido perpendicular al de aplicación de la carga con las zapatas y el valor del módulo disminuye.

El uso de aparatos en sondeos tiene la ventaja de ser un método que permite conocer el módulo de deformabilidad de la roca en varios puntos de la masa rocosa y a diferentes profundidades lo que permite, incluso, realizar estudios estadísticos.

La colocación y manejo de los aparatos durante los ensayos es relativamente sencilla y rápida. Sin embargo, su principal desventaja es que afecta a un volumen muy pequeño de roca.



## DETERMINACION DE LA MAGNITUD Y DIRECCION DE LOS ESFUERZOS TECTONICOS RESIDUALES ACTUANTES EN EL MACIZO ROCOSO

### Generalidades

La continua actividad de la tierra hace que las masas continentales se encuentren en movimiento permanente. Como una forma de conservación de energía interna la corteza terrestre se consume en zonas de subducción de placas continentales y se abastece en las zonas o franjas volcánicas también en los límites o contactos de placas continentales. Esta actividad tectónica (tanto la de empuje entre placas como la volcánica) genera fuerzas actuantes en la corteza terrestre que da lugar a cambios estructurales y litológicos (casos de metamorfismo) y provoca la ruptura de las formaciones preexistentes. Los esfuerzos generados durante esta actividad son almacenados por la roca y sólo son liberados en una zona al retirar la roca que confina esta roca lateralmente. La remoción de esta roca confinante puede ser natural (erosión) o artificial (excavaciones superficiales o subterráneas). Al excavar la roca en obras ingenieriles ocurre en el macizo una redistribución de esfuerzos y una tendencia de la roca a desplazarse hacia la zona excavada. Si estas deformaciones son restringidas inmediatamente por algún elemento de contención o soporte, la roca empujará con una fuerza sobre el soporte, equivalente a la magnitud de la fuerza tectónica almacenada en la roca. La determinación de la dirección y magnitud de los esfuerzos tectónicos almacenados por el macizo rocoso nos permite diseñar adecuadamente los elementos de soporte requeridos para la estabilización de excavaciones y además comprender como ocurrió el proceso de fracturamiento local o regional y como estos esfuerzos internos afectan la deformabilidad de la masa rocosa.

Los métodos de liberación de esfuerzos utilizados para conocer la dirección y magnitud de los esfuerzos tectónicos en el macizo rocoso son:

Procedimiento superficial	[	<table border="0"> <tr> <td style="vertical-align: middle;">dirección</td> <td style="font-size: 2em; vertical-align: middle;">[</td> <td style="vertical-align: middle;">método de la roseta de deformaciones</td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: middle;">magnitud</td> <td style="font-size: 2em; vertical-align: middle;">[</td> <td style="vertical-align: middle;">método del gato plano</td> </tr> </table>	dirección	[	método de la roseta de deformaciones	magnitud	[	método del gato plano						
dirección	[	método de la roseta de deformaciones												
magnitud	[	método del gato plano												
Procedimiento profundo	[	<table border="0"> <tr> <td style="vertical-align: middle;">aparatos en sondeos</td> <td style="font-size: 2em; vertical-align: middle;">[</td> <td style="vertical-align: middle;"> <table border="0"> <tr> <td style="vertical-align: middle;">dirección</td> <td style="font-size: 2em; vertical-align: middle;">[</td> <td style="vertical-align: middle;">método de Merrill</td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: middle;">magnitud</td> <td style="font-size: 2em; vertical-align: middle;">[</td> <td style="vertical-align: middle;">método de Hast</td> </tr> </table> </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="vertical-align: middle;">fracturamiento hidráulico</td> <td></td> </tr> </table>	aparatos en sondeos	[	<table border="0"> <tr> <td style="vertical-align: middle;">dirección</td> <td style="font-size: 2em; vertical-align: middle;">[</td> <td style="vertical-align: middle;">método de Merrill</td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: middle;">magnitud</td> <td style="font-size: 2em; vertical-align: middle;">[</td> <td style="vertical-align: middle;">método de Hast</td> </tr> </table>	dirección	[	método de Merrill	magnitud	[	método de Hast	fracturamiento hidráulico		
aparatos en sondeos	[	<table border="0"> <tr> <td style="vertical-align: middle;">dirección</td> <td style="font-size: 2em; vertical-align: middle;">[</td> <td style="vertical-align: middle;">método de Merrill</td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: middle;">magnitud</td> <td style="font-size: 2em; vertical-align: middle;">[</td> <td style="vertical-align: middle;">método de Hast</td> </tr> </table>	dirección	[	método de Merrill	magnitud	[	método de Hast						
dirección	[	método de Merrill												
magnitud	[	método de Hast												
fracturamiento hidráulico														

Los métodos del procedimiento superficial se llevan a cabo en socavones o galerías de prueba. La excavación de esta galería modifica la distribución de esfuerzos en su contorno y por lo tanto, los esfuerzos determinados no son los tectónicos, sino, aquellos, modificados por la excavación. El procedimiento profundo también tiene esta limitante, sin embargo, el relajamiento es de menor magnitud.

En algunas regiones donde no ha ocurrido actividad tectónica los esfuerzos en el macizo rocoso únicamente son debidos al peso propio de la roca. En otras (la mayoría) están actuando conjuntamente tanto los esfuerzos tectónicos como los de peso propio. En este último caso, no es válido en estricto rigor, que se calculen esfuerzos verticales por peso propio mediante el peso de la columna de roca actuante en un punto debido a que la presencia de los esfuerzos tectónicos en la masa hace que estos se modifiquen (algunas veces notablemente). En zonas afectadas tectónicamente se han medido magnitudes de esfuerzos horizontales dos veces mayores a las del esfuerzo vertical.

#### Método de la roseta de deformaciones

El procedimiento de ensaye consiste en colocar pijas en la pared o piso de una excavación, diametralmente opuestas y en 3 direcciones radiales a 60° y se mide la distancia inicial entre pijas para cada dirección. Posteriormente se abre una ranura circular (de mayor diámetro que la distancia entre pijas y se registran las deformaciones inducidas al separarse las pijas debido a la relajación de esfuerzos del bloque que contiene las pijas. La figura 26 muestra con detalle como se ejecuta la prueba. La dirección de las deformaciones principales se conoce construyendo un círculo de Mohr de deformaciones como el mostrado en la figura 27. Es necesario hacer por lo menos tres de estas pruebas para conocer espacialmente la dirección de la deformación principal. A partir de las deformaciones principales es posible calcular la magnitud de los esfuerzos principales suponiendo un medio elástico, isotrópico, homogéneo y semiinfinito con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_2 + \nu \epsilon_1)$$

donde: E = módulo de elasticidad

$\nu$  = relación de poisson

$\epsilon_1$  = deformación principal mayor

$\epsilon_2$  = deformación principal menor

$\sigma_1$  = esfuerzo principal mayor

$\sigma_2$  = esfuerzo principal menor

El uso de estas ecuaciones requiere de la determinación de los valores de E y  $\nu$  por lo que no son utilizadas con frecuencia y en su lugar se prefiere hacer la determinación de la magnitud de los esfuerzos principales mediante el método que se describe a continuación.

Método del gato plano

El procedimiento de prueba consiste en colocar pijas en la pared o piso de la excavación a ambos lados de una ranura en la cual posteriormente se insertará un gato plano (figura 28). Se mide la distancia entre las pijas antes de perforar la ranura y una vez perforada la ranura y relajados los esfuerzos se miden las deformaciones ocurridas por la diferencia de distancia entre las pijas de referencia. Posteriormente se introduce el gato en la ranura y se aplica presión al gato hasta que todas las pijas vuelvan a su posición original y en ese momento se mide la presión (presión de cancelación) que será equivalente a la magnitud del esfuerzo actuante en esa dirección. Para conocer la magnitud del esfuerzo principal mayor actuante deberán hacerse por lo menos tres ensayos a diferentes direcciones ya que este método solo proporciona el valor del esfuerzo normal actuante en el plano de la ranura.

La figura 29 muestra los resultados de una prueba en el proyecto hidroeléctrico La Angostura, Chis.

Aparatos en Sondeos

Método de relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo mediante el registro de deformaciones (Método de Merrill).

~~Este método permite efectuar mediciones hasta a 6 m de profundidad y consiste en ejecutar una perforación de  $\varnothing$  1 1/2" (fig 30a) en la cual se introduce un aparato que permite medir deformaciones en tres direcciones ubicadas en una misma sección transversal (fig 30b). Una vez introducido el aparato en la perforación de  $\varnothing$  1 1/2" se perfora con broca anular un barreno de  $\varnothing$  6" hasta una profundidad mayor a la que se encuentra el fondo del aparato, de esta forma queda aliviado de esfuerzos un cilindro de roca hueco y se miden las deformaciones en los tres sentidos. Suponiendo que el eje del sondeo coincide con la dirección del esfuerzo principal menor  $\sigma_3$ , pueden determinarse las magnitudes y direcciones de los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  que actúan en un plano normal al eje del sondeo, mediante las ecuaciones:~~

$$\epsilon_a = \frac{1}{E} \{ (\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2) (1 - \nu^2) \cos 2\phi] - \nu\sigma_3 \}$$

$$\epsilon_b = \frac{1}{E} \{ (\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2) (1 - \nu^2) \cos (\phi + \alpha)] - \nu\sigma_3 \}$$

$$\epsilon_c = \frac{1}{E} \{ (\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2) (1 - \nu^2) \cos^2 (\phi + 2\alpha)] - \nu\sigma_3 \}$$

donde  $E$  = módulo de deformabilidad de la roca

$\nu$  = relación de poisson

$\phi$  = ángulo que forma el eje de medición  $a - a'$  con la dirección del esfuerzo principal mayor

$\alpha$  = ángulo formado por la dirección  $b - b'$  con la dirección  $a - a'$

Los valores de  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\phi$  determinados, se expresan en función de  $\sigma_3$ . Al efectuar tres mediciones semejantes a lo largo de tres sondeos inclinados entre sí, es posible determinar la magnitud y dirección de los tres esfuerzos principales. Nuevamente la necesidad de determinar  $E$  y  $\nu$  limita el alcance de este método.

Método de relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo en el cual se ha instalado un medidor de esfuerzos (Método de Hast).

En este método se sigue el mismo procedimiento que el utilizado en el método anterior sólo que el medidor de esfuerzos introducido en este caso es de gran rigidez en lugar del aparato medidor de desplazamientos que es de muy baja rigidez. En un caso general en que la rigidez del medidor no se considera infinita los esfuerzos principales actuantes en la roca y en un plano normal al eje del sondeo pueden calcularse con la ecuación:

$$\sigma_1 = \frac{k(x+2) + x_0}{2k(x+1)} S_1 + \frac{x_0 - 2 - k(x-2)}{2k(x+1)} S_2$$

$$\sigma_2 = \frac{x_0 - 2 - k(x-2)}{2k(x+1)} S_1 + \frac{k(x+2) + x_0}{2k(x+1)} S_2$$

donde:

24

$$S_1 = \frac{1}{2} \{ \sigma' + \sigma'' + \sigma''' + \sqrt{\frac{1}{2} [ (\sigma' - \sigma'')^2 + (\sigma'' - \sigma''')^2 + (\sigma''' - \sigma')^2 ]} \}$$

$$S_2 = \frac{1}{2} \{ \sigma' + \sigma'' + \sigma''' - \sqrt{\frac{1}{2} [ (\sigma' - \sigma'')^2 + (\sigma'' - \sigma''')^2 + (\sigma''' - \sigma')^2 ]} \}$$

$$k = \frac{G_0}{G}$$

$$x = 3 - 4\nu$$

$$x_0 = 3 - 4\nu_0$$

- siendo:
- $G_0$  módulo de rigidez del dispositivo de medición
  - $\nu_0$  relación de poisson del dispositivo de medición
  - $\sigma'$ ,  $\sigma''$  y  $\sigma'''$  esfuerzos normales medidos según tres direcciones diametrales que forman ángulos de  $63^\circ$  entre sí
  - $G$  módulo de rigidez de la roca
  - $\nu$  relación de poisson de la roca

En el caso en que  $\nu_0 = \nu = 0.25$  las expresiones anteriores se simplifican a:

$$\sigma_1 = \frac{2k + 1}{3k} S_1 \quad \sigma_2 = \frac{2k + 1}{3k} S_2$$

El factor correctivo  $\frac{2k + 1}{3k}$  es poco sensible a las variaciones de la relación de rigideces  $k$ . Si  $k > 5$  el factor correctivo tiende a 0.66 y por lo tanto los esfuerzos registrados con un medidor muy rígido se relacionan directamente con los esfuerzos internos de la roca, casi independientemente del módulo de deformabilidad de la misma. Esta es la gran ventaja de estos medidores que pueden estar constituidos por celdas metálicas con propiedades magnetostrictivas (Hast) o por inclusiones de vidrio con propiedades fotoelásticas (Roberts). Este método parece ser el que más ventajas ofrece sobre los mencionados anteriormente.

### Fracturamiento Hidráulico

Esta técnica originalmente utilizada por los petroleros para estimular la producción de pozos, consiste en inyectar una suspensión de arena,

aditivos y agua en un tramo previamente sellado del pozo e incrementar la presión hasta producir la apertura de las fracturas de la masa rocosa en el contorno del pozo. La fractura creada es normal a la dirección del esfuerzo principal menor actuante y la presión necesaria para lograr la propagación de esta fractura es igual al esfuerzo principal actuante.

Este burdo método ha permitido determinar a gran escala la dirección y magnitud del esfuerzo principal menor actuante en algunos campos petrolíferos. Del mismo modo, es posible inducir fracturamiento hidráulico mediante ensayos de permeabilidad tipo Lugeon en rocas.

### DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

La permeabilidad de un macizo rocoso está fundamentalmente regida por sus discontinuidades debido a que la permeabilidad intrínseca de la roca intacta es muy reducida en la mayoría de los casos. En rocas no fisuradas la permeabilidad está en función de su porosidad absoluta y dependiendo de su grado de alteración o alterabilidad la permeabilidad podrá ir creciendo con el tiempo conforme el fluido interpenetra y erosiona a la roca. En rocas fisuradas está en función del número de familias de fracturas y del espaciamiento y dirección de las fracturas respecto al flujo, así como de la abertura, rugosidad y tipo de material que rellena a las fisuras. En rocas cársticas es función del número de conductos, de su diámetro, rugosidad y trayectoria. En todos los casos la permeabilidad también dependerá de las características del fluido (tipo, viscosidad, temperatura, etc.) que circula a través del macizo rocoso y de la presión o carga hidráulica actuando en el fluido.

La estimación de la permeabilidad en masas rocosas se hace aún considerando a la masa homogénea y flujo laminar a través de la misma, lo que en la mayoría de los casos está alejado de la realidad; sin embargo, esta idealización obedece a la dificultad de expresar matemáticamente el complejo mecanismo de flujo en un medio discontinuo.

El conocimiento de la permeabilidad del medio nos permite estimar los volúmenes de filtraciones esperados hacia excavaciones tanto superficiales como subterráneas, las posibles fugas de agua a través de la cimentación de una presa, volúmenes de extracción de petróleo, posibilidad de uso de cavidades para almacenamiento de fluidos o desechos, captaciones de agua para diversos usos, niveles de abatimiento de aguas freáticas, etc.

Las pruebas más comunmente usadas para conocer la permeabilidad en roca son:

Arriba del Nivel Freático

Pruebas en zanjas

Abajo del Nivel Freático

Ensaye Lugeon

Ensaye Lefranc

Pruebas de Bombeo

Trazadores radioactivos

Micromolinete

En este tema sólo se verán con mayor detalle los ensayos Lugeon y Lefranc que son los de mayor uso.

### Ensayo Lugeon

Este ensayo normalmente se realiza en medios saturados (abajo del nivel de aguas freáticas) pero es factible ejecutarlo en medios no saturados o parcialmente saturados con la condición de que se sature localmente el medio y se pueda establecer el flujo. El ensayo se realiza haciendo primero una perforación en roca (de preferencia en diámetro NX) e introduciendo tubería en la perforación con un empaque al fondo que puede ser de copas de cuero (rocas sanas), mecánico de hule (rocas poco a medianamente fisuradas) o neumático (rocas muy fracturadas y/o blandas) el cual permitirá aislar el tramo de prueba. Los empaques pueden ser dobles si el ensayo se hace del fondo de la perforación hacia la superficie o sencillo si se procede de superficie al fondo, la longitud del tramo de prueba es variable dependiendo de las características del terreno, sin embargo, longitudes de 3 a 5 m son usuales. Una vez fijo el obturador en el tramo de prueba, se inyecta agua al terreno y se mide el gasto de agua en litros por minuto y por metro lineal de perforación hasta una presión máxima aplicada de  $10 \text{ kg/cm}^2$ . La unidad de medición de la permeabilidad se denomina unidad Lugeon y cada unidad Lugeon representa un consumo de un litro por minuto y por metro bajo  $10 \text{ kg/cm}^2$  de presión efectiva. La figura 31 muestra un diagrama donde se observa el equipo utilizado y la forma de calcular la presión efectiva. En términos del coeficiente de permeabilidad,  $k$  utilizado para suelos homogéneos, isotropos y para flujo en régimen laminar, una unidad Lugeon equivale a  $k = 10^{-7} \text{ m/seg}$ . Un mismo valor de unidades Lugeon puede obtenerse debido a una fisura grande o a un número grande de fisuras finas y las características de estas fisuras sólo pueden conocerse si se varía la longitud del tramo de prueba.

Para conocer el comportamiento de las fracturas y sus características es necesario variar las presiones de prueba. La secuencia que se sigue es la de incrementos de presión 1, 2, 4, 6, 8 y  $10 \text{ kg/cm}^2$  y luego decrementos a 8, 6, 4, 2,  $1 \text{ kg/cm}^2$  en cada incremento o decremento se inyecta agua durante 10 min al terreno y se miden gastos y presiones efectivas que se grafican obteniendo curvas como las mostradas en la figura 32. La forma de las curvas es muy variable y rara vez es lineal. Estas curvas no permiten detectar si un aumento súbito del gasto a una determinada presión se debe a un destaponamiento y arrastre de material de relleno de una fisura o bien a ruptura de la roca al rebasar las presiones el límite elástico (fracturamiento hidráulico), por lo que es necesario dibujar una gráfica doblemente logarítmica introduciendo valores del gasto y de la presión elevada a la cuarta potencia (fig 33). Un quiebre en la línea recta dibujada indica la ruptura de la roca.



Este ensaye se realiza en rocas ubicadas abajo del nivel freático muy fracturadas o rocas cuyas partículas están débilmente cementadas y se utiliza frecuentemente para medir la permeabilidad de depósitos aluviales. Las presiones que se aplican con este método son bajas y normalmente no mayores de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>. La prueba consiste en inyectar agua en el terreno saturado convirtiendo al pozo en un permeámetro de carga constante (si el terreno es permeable  $k > 10^{-4}$  cm/seg) o bien en inyectar o extraer agua con carga variable si el terreno es poco permeable. En la fig 34 se muestra el dispositivo de ensaye de la prueba Lefranc de carga constante.

Manteniendo la carga constante y conocido el gasto  $Q$  y la sobrecarga  $\Delta H$ , puede calcularse la permeabilidad  $k$  del medio mediante la expresión:

$$Q = c k(\Delta H)$$

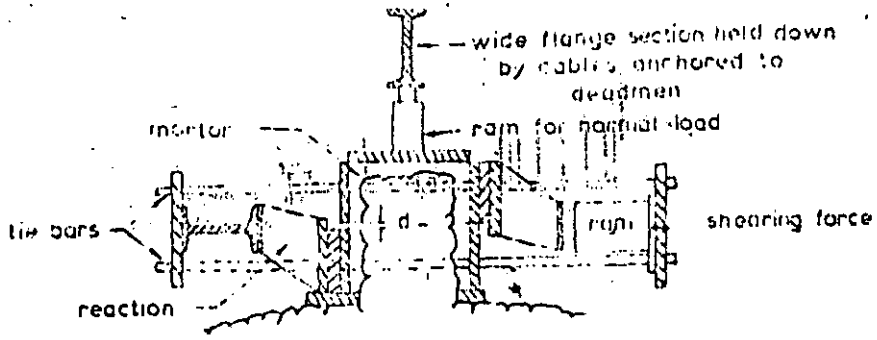
siendo  $k = \frac{Q}{c(\Delta H)}$

$c$  es un coeficiente que depende de la geometría del área de infiltración. Si ésta es cilíndrica de longitud  $L$  y radio  $r$ , entonces:

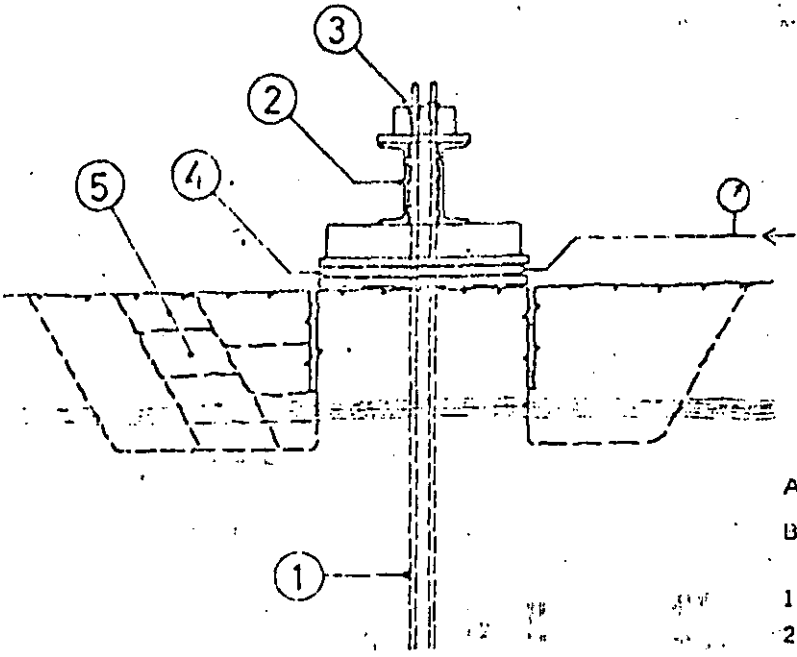
$$c = \frac{4\pi r^2 L}{2L \log \frac{L}{r}}$$

### CLASIFICACION INGENIERIL DEL MACIZO ROCOSO

Dado que estos métodos están orientados a establecer el tipo de soporte requerido en excavaciones subterráneas se considera más adecuado que este aspecto se trate en el tema V del curso, Subtema V.2.4.



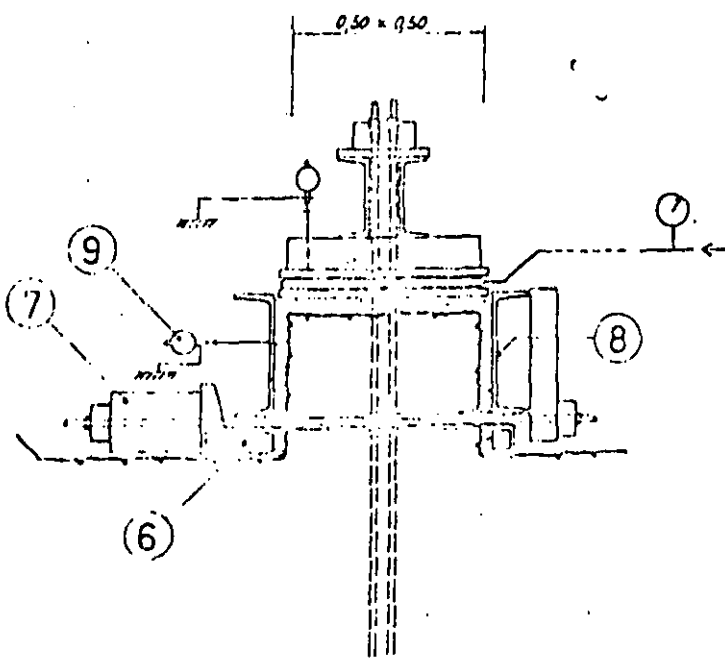
(A)



A. - Cutting the block with normal preloading

B. - General arrangement

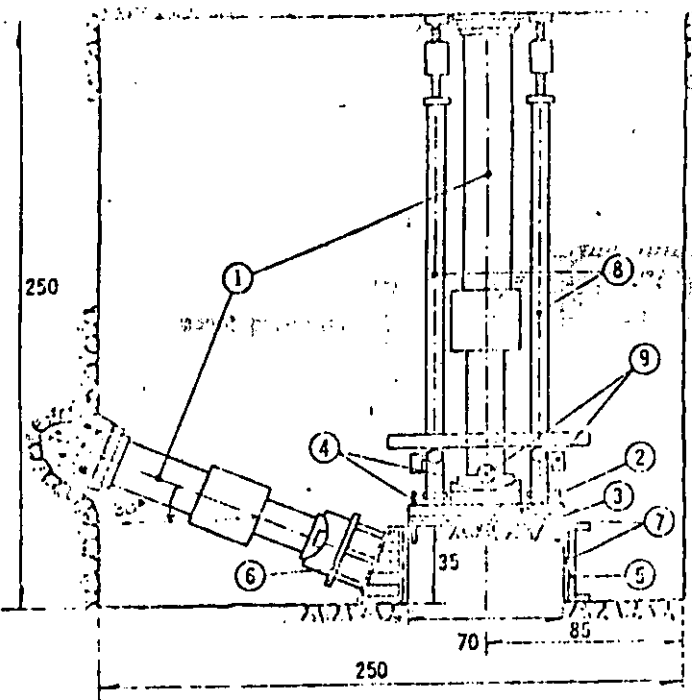
(B)



- 1) Tendons for normal load
- 2) Reaction beam
- 3) Anchor grips
- 4) Flaj Jack
- 5) Cutting around the block with disc saw
- 6) Base frame
- 7) Jacks for shearing load
- 8) Shear box
- 9) Dial gauges

FIG 1

Dos ensâyes de corte directo efectuados en superficie y aplicando carga tangencial al plano de falla



- 1 gatos de 100 ton
- 2 placas de asiento
- 3 colchón metálico
- 4 puntos de medición
- 5 marco de cortante
- 6 viga de apoyo
- 7 asiento de mortero
- 8 templete para colocación de medidores.
- 9 deformómetros de carátula

FIG 2

Ensayo de corte directo aplicando carga lateral inclinada

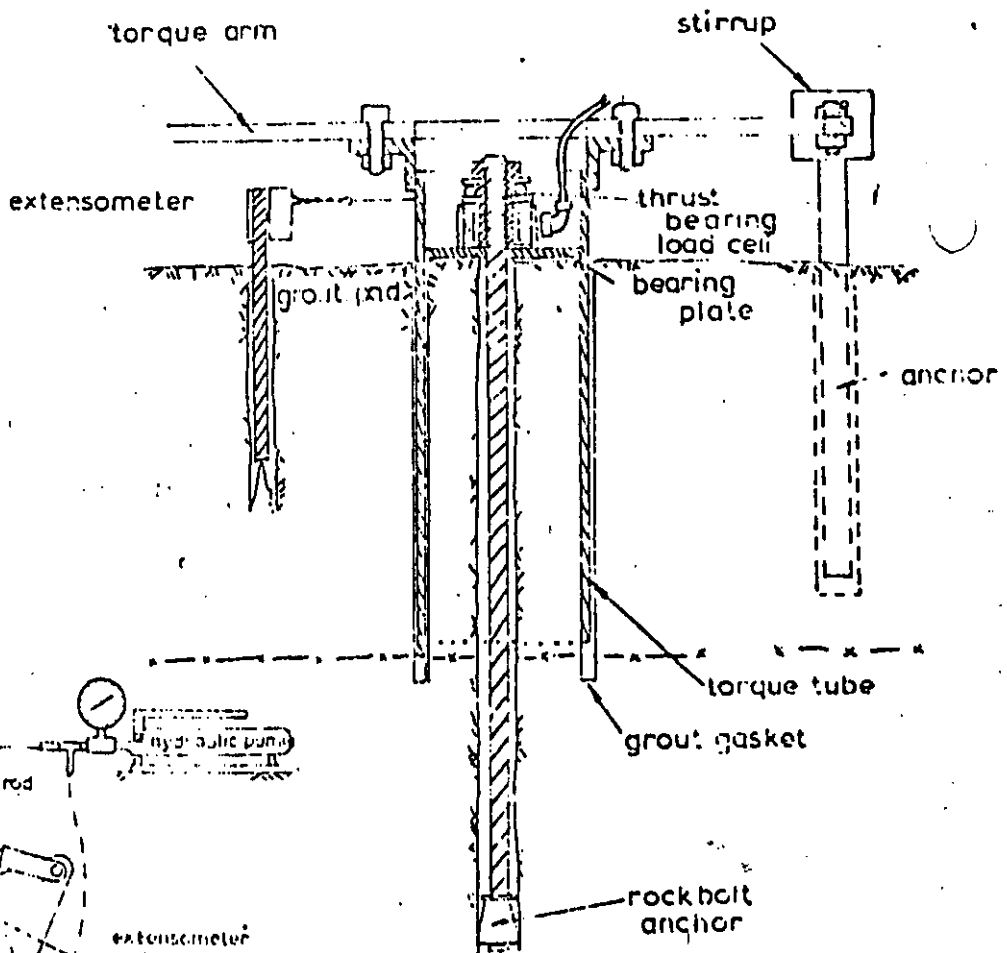
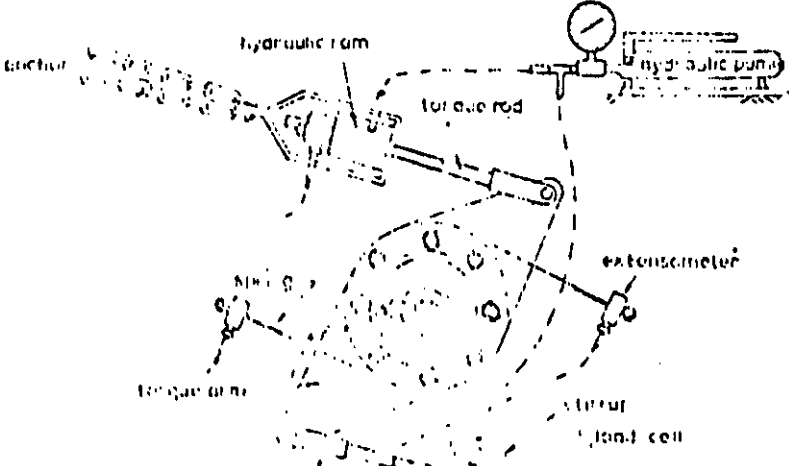
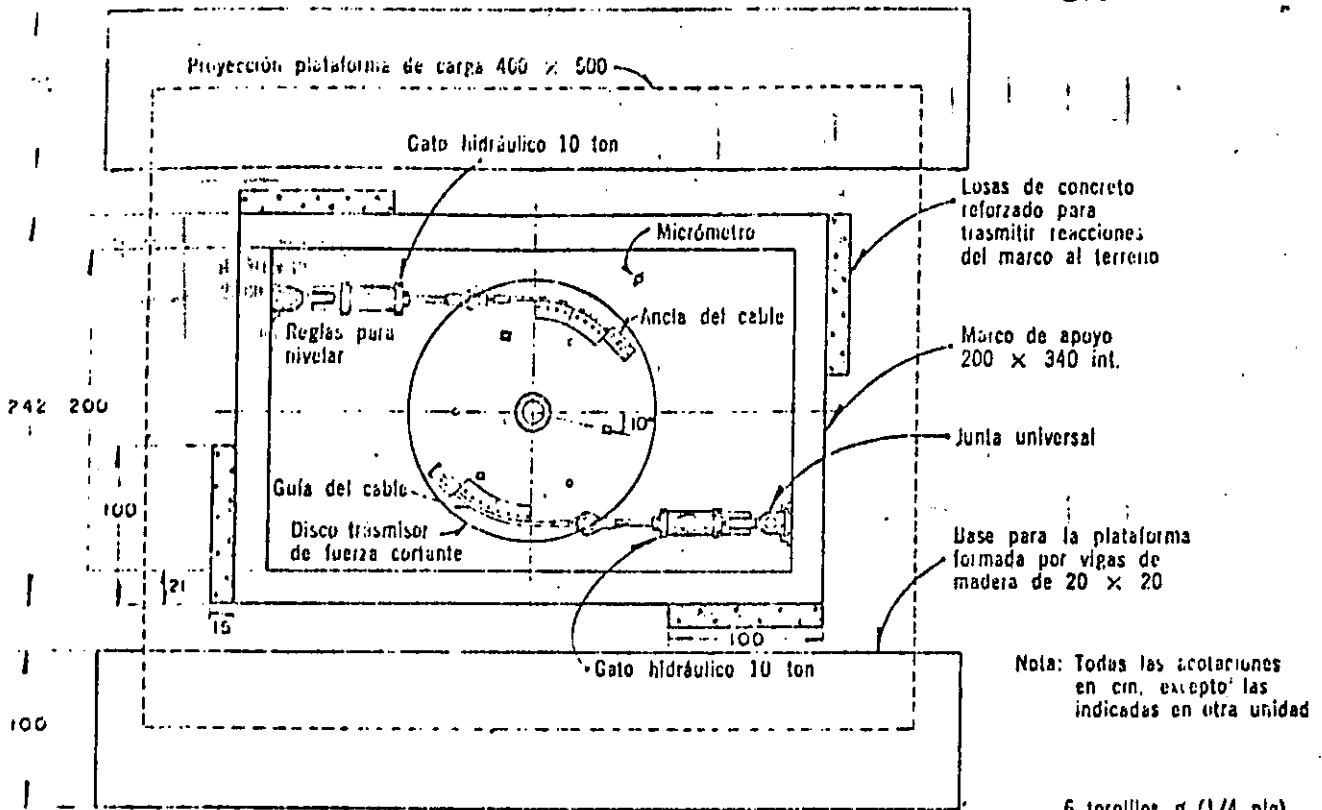


FIG 3

Ensayo de corte directo aplicando torsión a la roca





PLANTA GENERAL

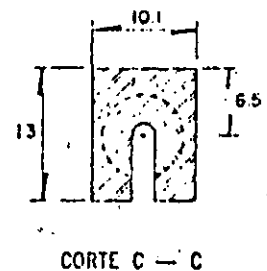
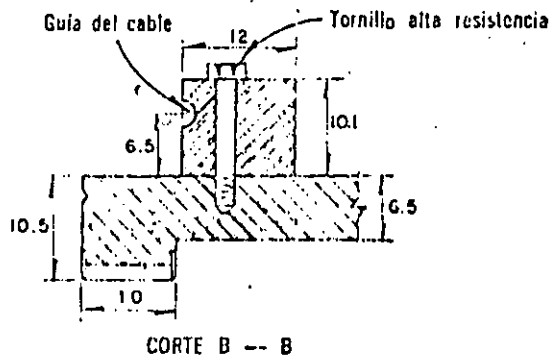
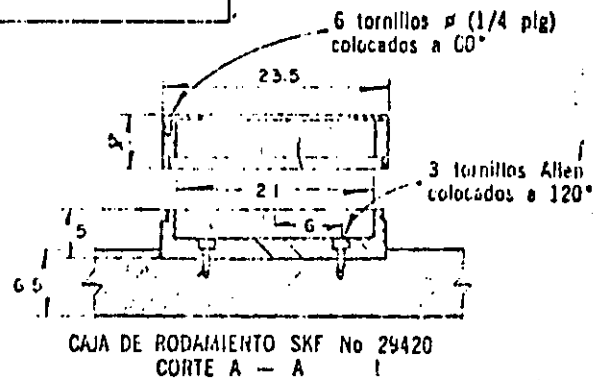
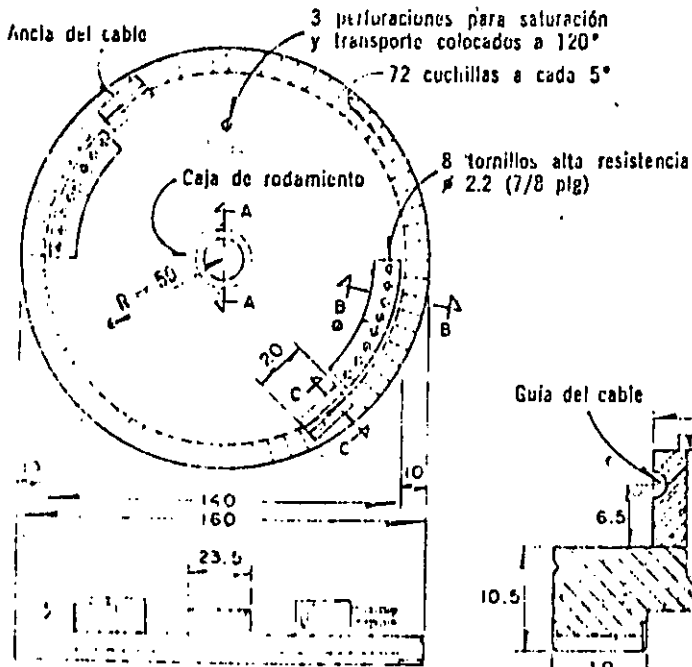


FIG 4. Ensaye de corte directo aplicando carga radialmente

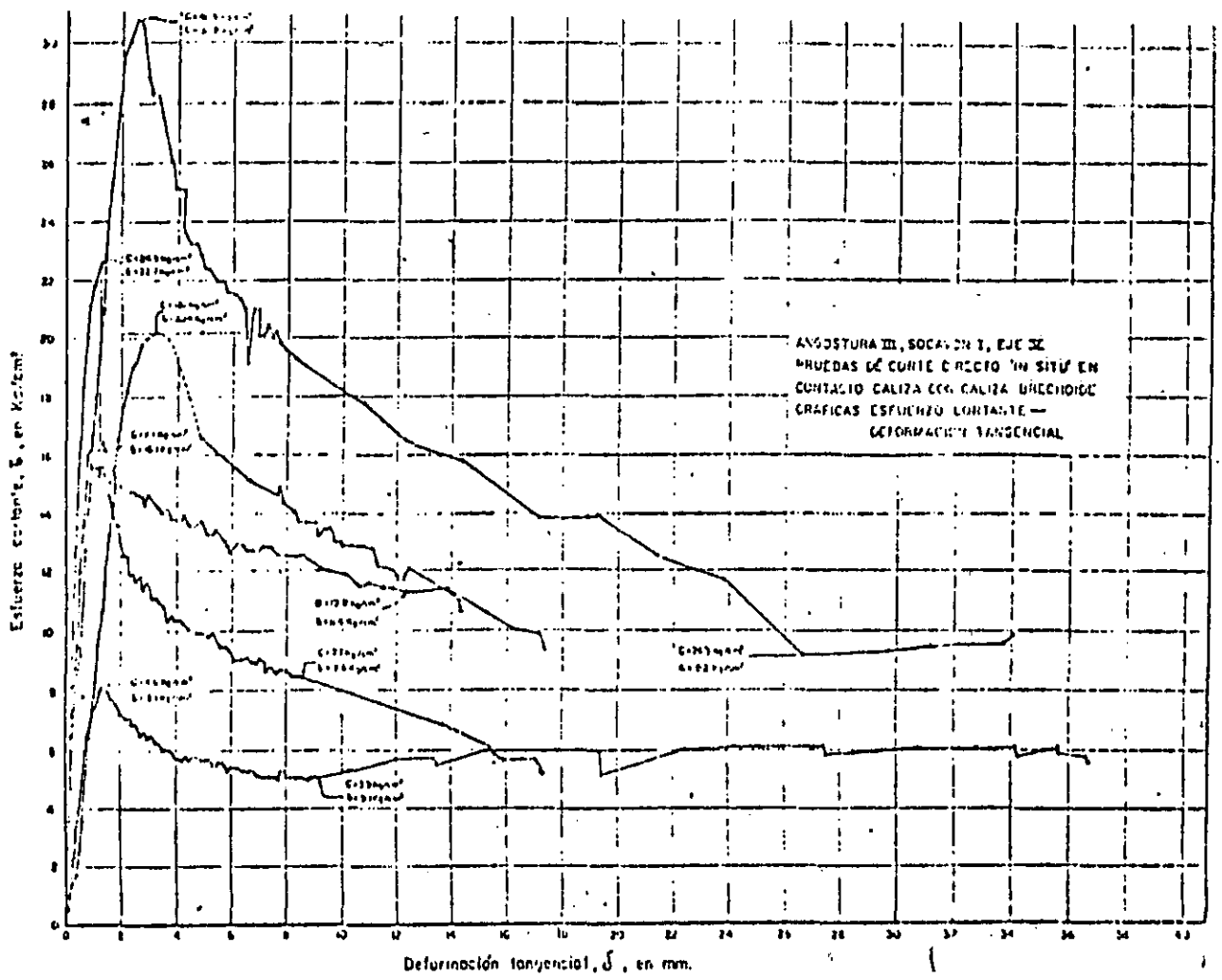


FIG 5. Gráfica Esfuerzo Cortante ( $\tau$ ) - Deformación Tangencial ( $\delta$ )

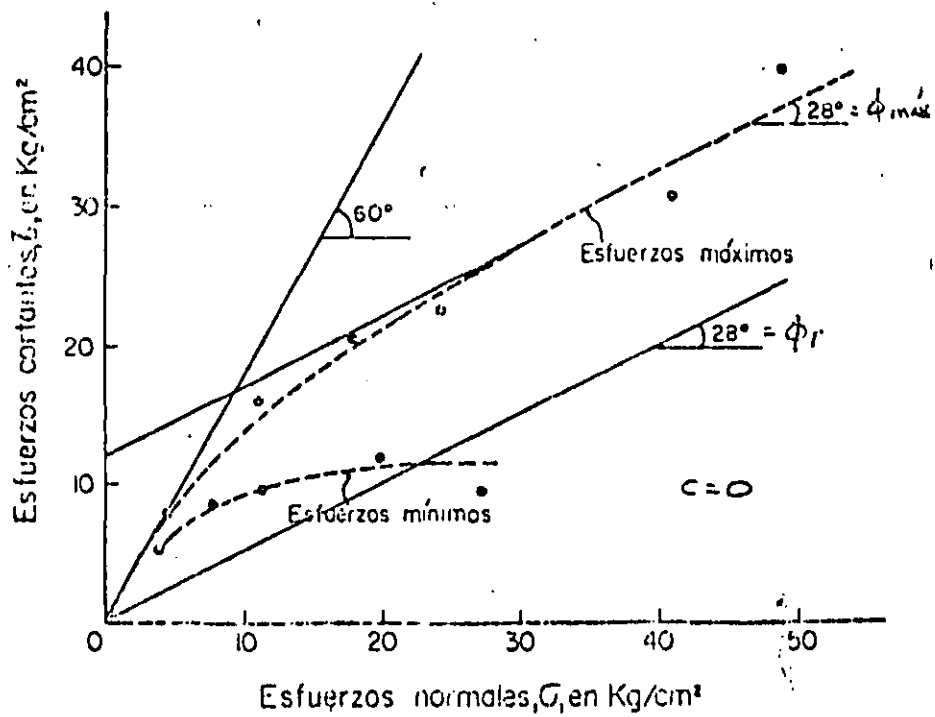


FIG 6. Gráfica Esfuerzo Cortante ( $\tau$ ) - Esfuerzo Normal ( $\sigma$ )

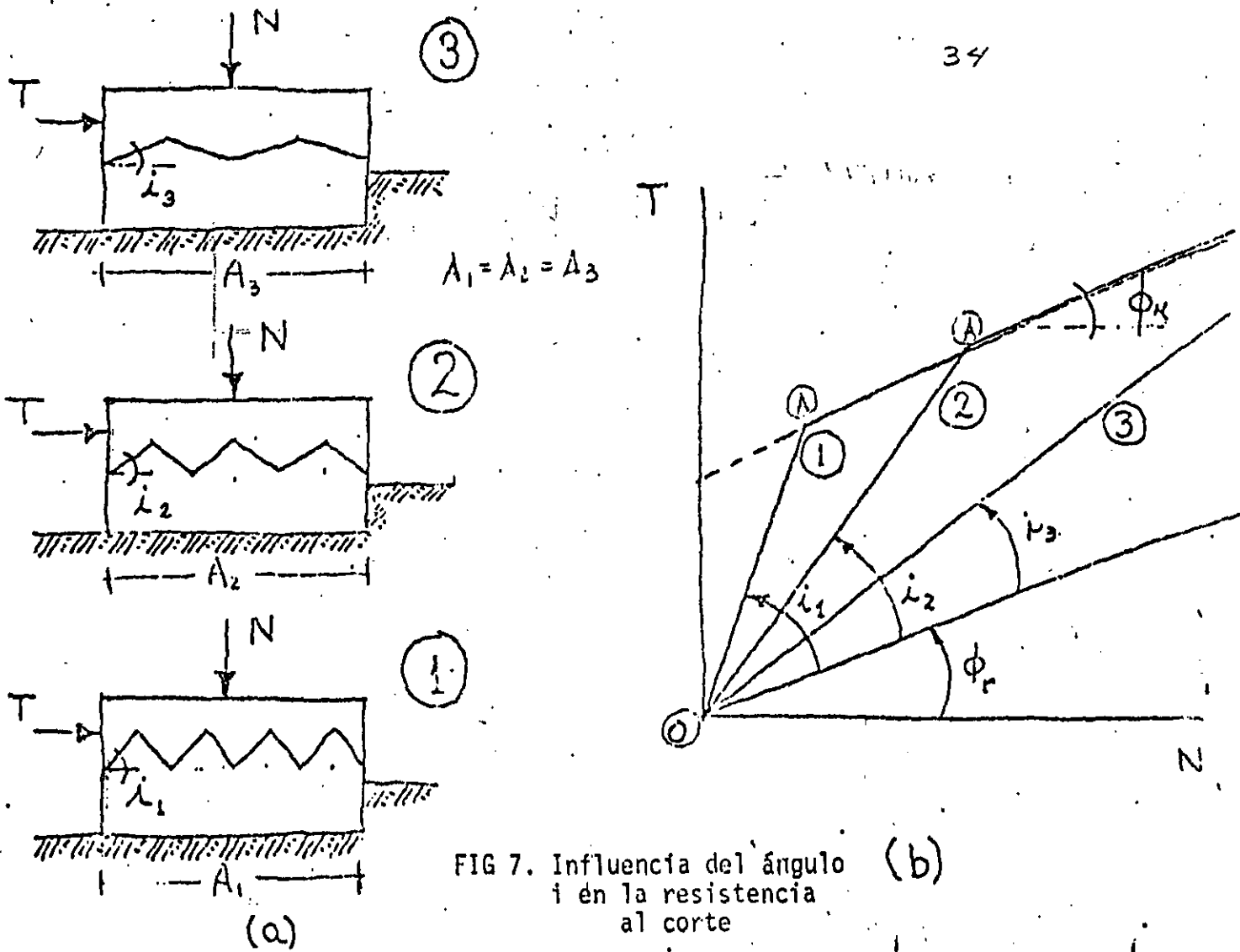


FIG 7. Influencia del ángulo  $i$  en la resistencia al corte (b)

TABLA 1. ESFUERZO CORTANTE DE ROCAS PROBADAS "IN-SITU"

Roca cortada	Tipo de prueba	Índice de calidad de la roca %	Número de pruebas	Cohesión $c$ kg/cm <sup>2</sup>	Ángulo de fricción $\phi$ °	Coefficiente de fricción tan $\phi$
GRANITOS ALTO RABAGAO (en construcción)	Roca	3	44	13	62	1.9
		5		5	57	1.5
		7		3	52	1.3
		10		2	46	1.0
		15		1	41	0.8
	Concreto-Roca	6.2 a 7.3	6	2	56	1.5
PIZARRAS	Roca normal a la esquistocidad	0.8 a 1.7	9	2	69	2.6
BIEMPOSTA (terminada)	Concreto-roca paralelo a la esquistocidad	1.0 a 1.4	5	2	60	1.7
	Concreto-roca paralelo a las juntas	1.3	3	2	63	1.9
PIZARRAS VALDECANAS (terminada)	Roca normal a la esquistocidad	0.9 a 1.0	4	29	55	1.1
		1.3 a 2.0	3	7	61	2.0
	Concreto-roca paralelo a la esquistocidad	1.0	3	4	62	1.6
PIZARRAS	Roca paralelo a la esquistocidad	Poco alterada	4	4	59	1.7
	Roca normal a la esquistocidad	Poco alterada	10	6	61	2.0
MIRANDA (terminada)	Concreto-roca paralelo a la esquistocidad	Poco alterada	8	4	62	1.9
	Concreto-roca normal a la esquistocidad	Poco alterada	8	7	60	1.7

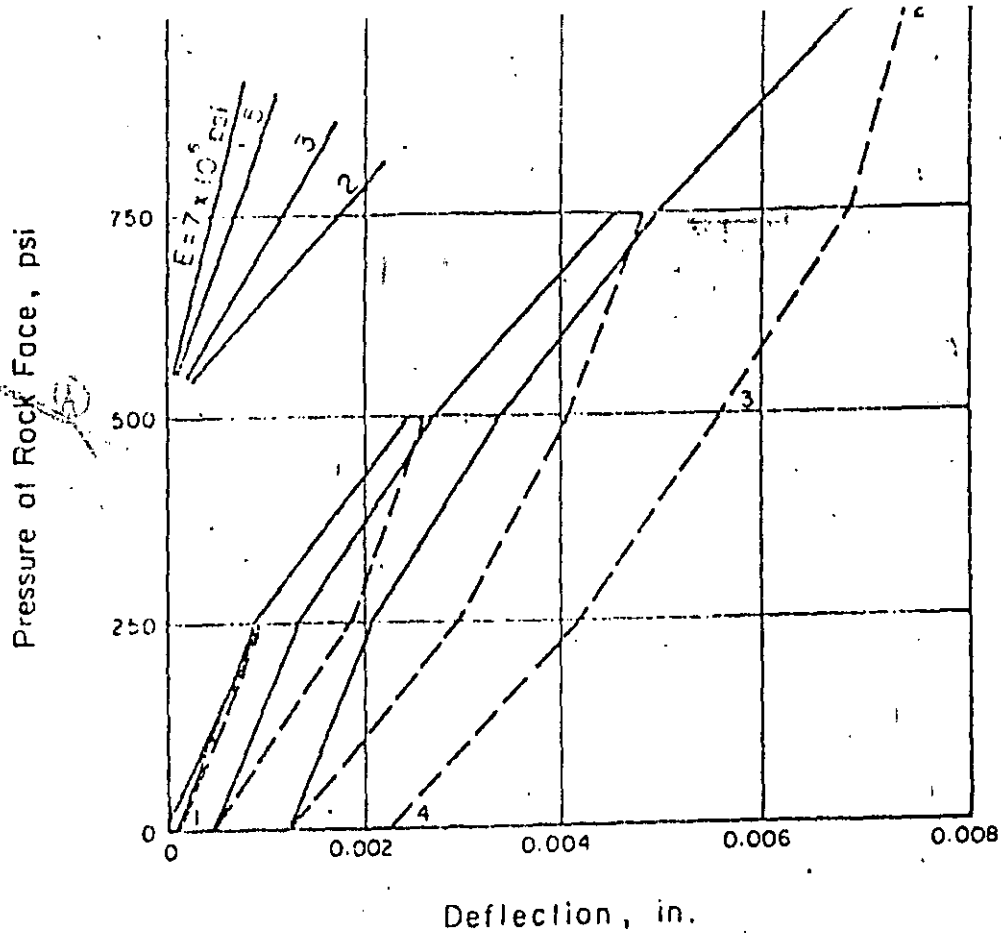


FIG 8. Curva Esfuerzo-Deformación para prueba de placa

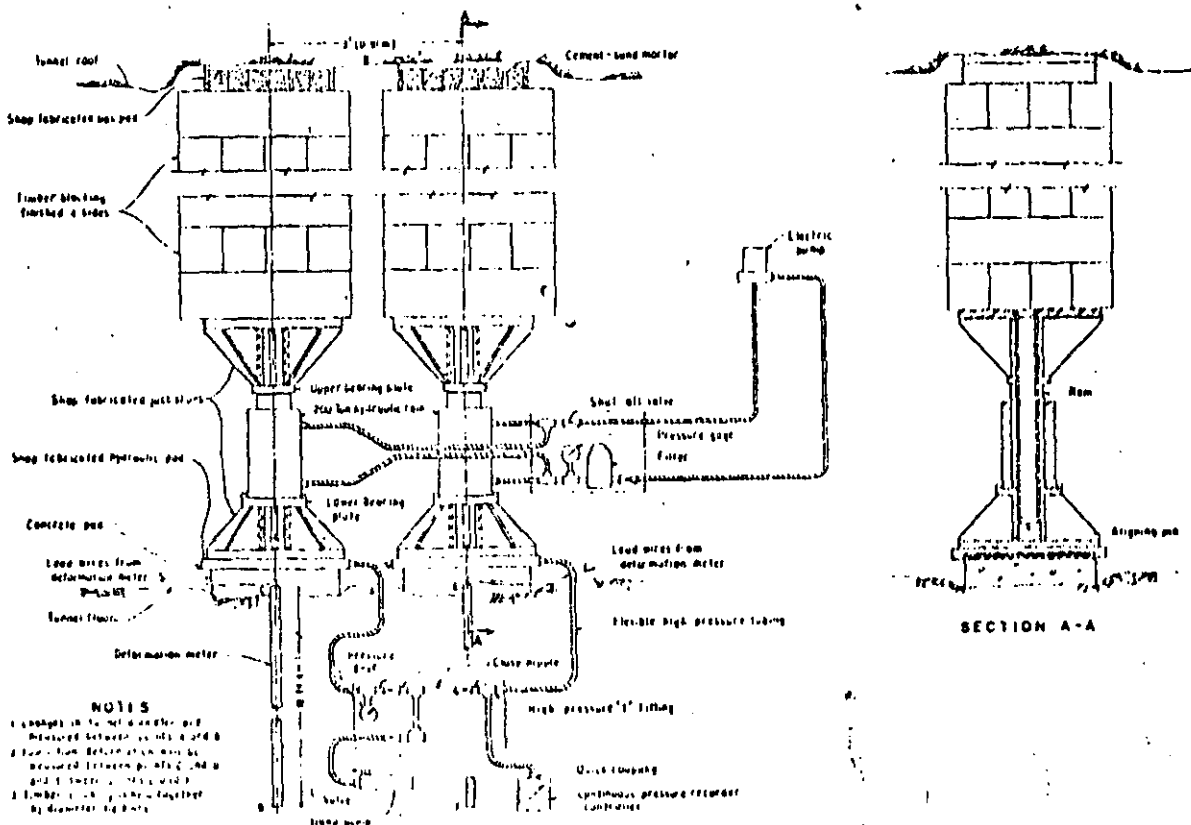
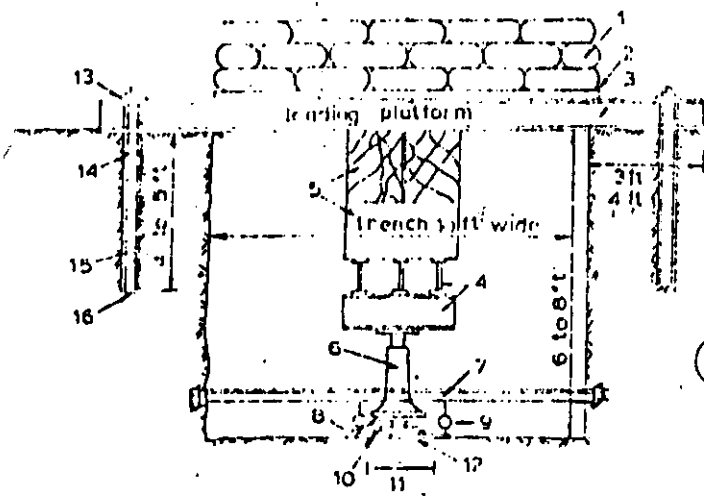


FIG 9. Prueba de placa utilizando 2 placas realizado en socavón

Down-the-hole loading test with extensometric measurement of deformations:

- 1) Tendons
- 2) Hydraulic jack
- 3) Loading column
- 4) Extensometric rod
- 5) Loading plate
- 6) Dial gage



- 1 sand bag
- 2 warden plank 31-8 in x 101-0 in
- 3 R.S.D. 221 mm x 110 mm @ 3.12 kgs/m
- 4 R.S.D. 221 mm x 110 mm @ 3.12 kgs/m
- 5 timber packing
- 6 hydraulic jack 250 tons capacity pressure gauge separate pump arrangement return bar suitably anchored
- 8 roller assembly
- 9 dial gauges
- 10 1/2 inch thick steel plate 12 in dia.
- 11 surface ground level
- 12 1/4 in thick cement plaster to make the surface even
- 13 3/4 in steel plate 3 ft 6 in wide 5 ft long drill hole cement grouted
- pinning rod 1 in dia
- split end and wedge arrangement for anchoring

FIG 10. Prueba de Placa rígida en trinchera

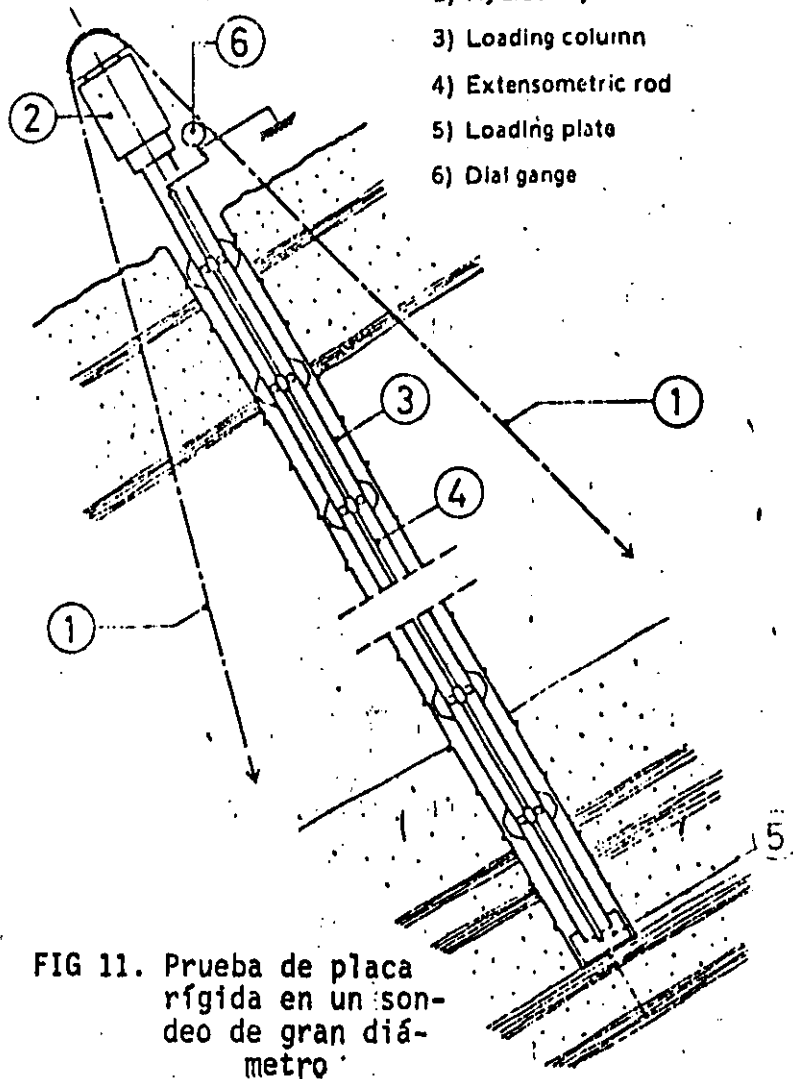


FIG 11. Prueba de placa rígida en un sondeo de gran diámetro

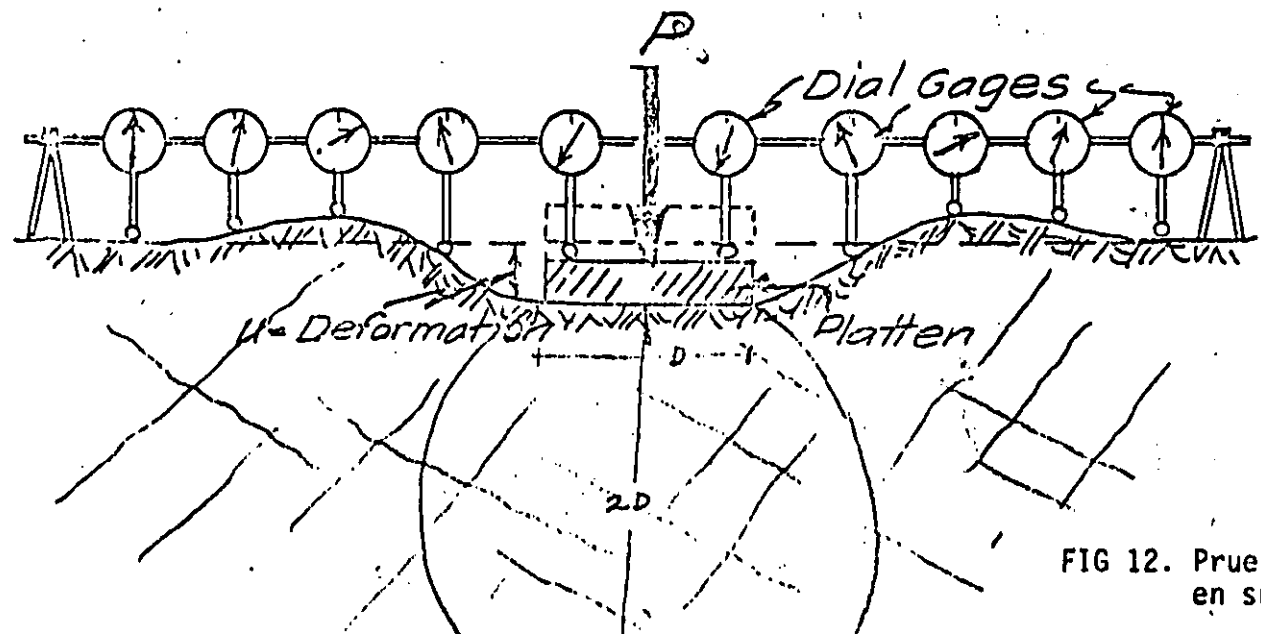
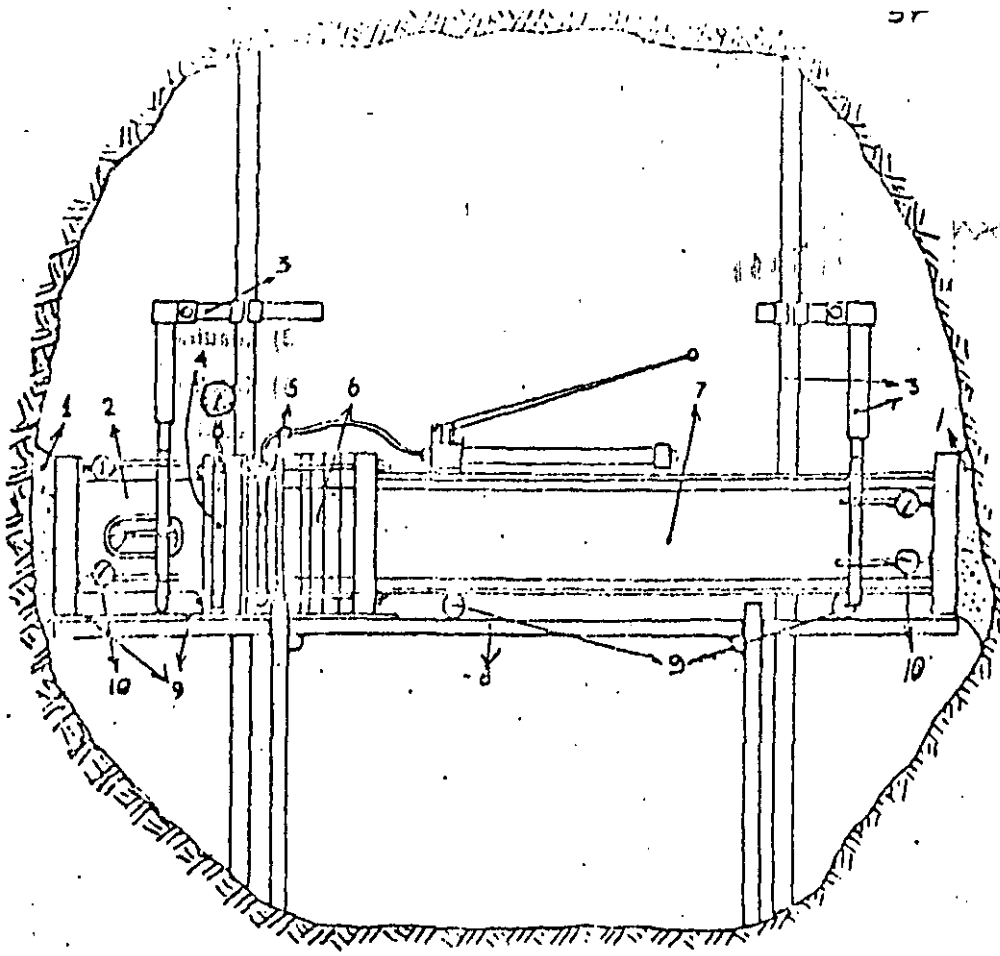


FIG 12. Prueba de placa en superficie





Typical Assembly For Horizontal Test

1. Mortar Pad.
2. Bearing barrel, steel face, circular, 12" diameter.
3. Frame and attachments for dial gauges. 4 dial gauges used per measuring face.
4. Pressure measuring assembly, consisting of flat jack and pressure gauge, sandwiched between two square steel plates.
5. Loading assembly, comprising flat jack, between two circular steel plates + pump.
6. Packing plates octagonal, for adjustment of length of assembly to width of tunnel, thickness ranging from 1/2" to 2".
7. Thrust beam, 10" x 8" x 1/2" I beam, sections of 1, 1-1/2, 2-1/2 and 4 ft. length.
8. Scaffolding frame assembled from 1-3/4" water pipe + scaffolding clamps. It carries the whole assembly, except the reference frames for dial gauges.
9. Rollers, pipe or round rod.
10. Dial gauges, divisions 0.0001".
11. All faces of beams, barrel and packing plates are machined.

FIG 13. Prueba de Placa rígida en paredes de un socavón

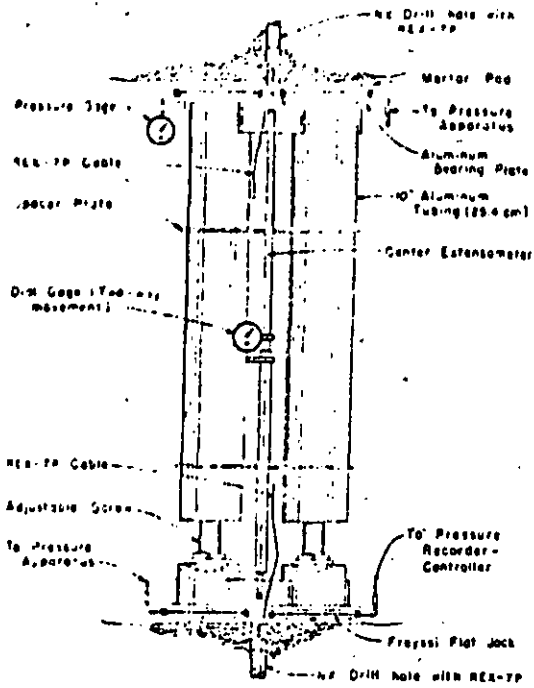


FIG 14. Prueba de Placa Flexible en clave y piso socavón

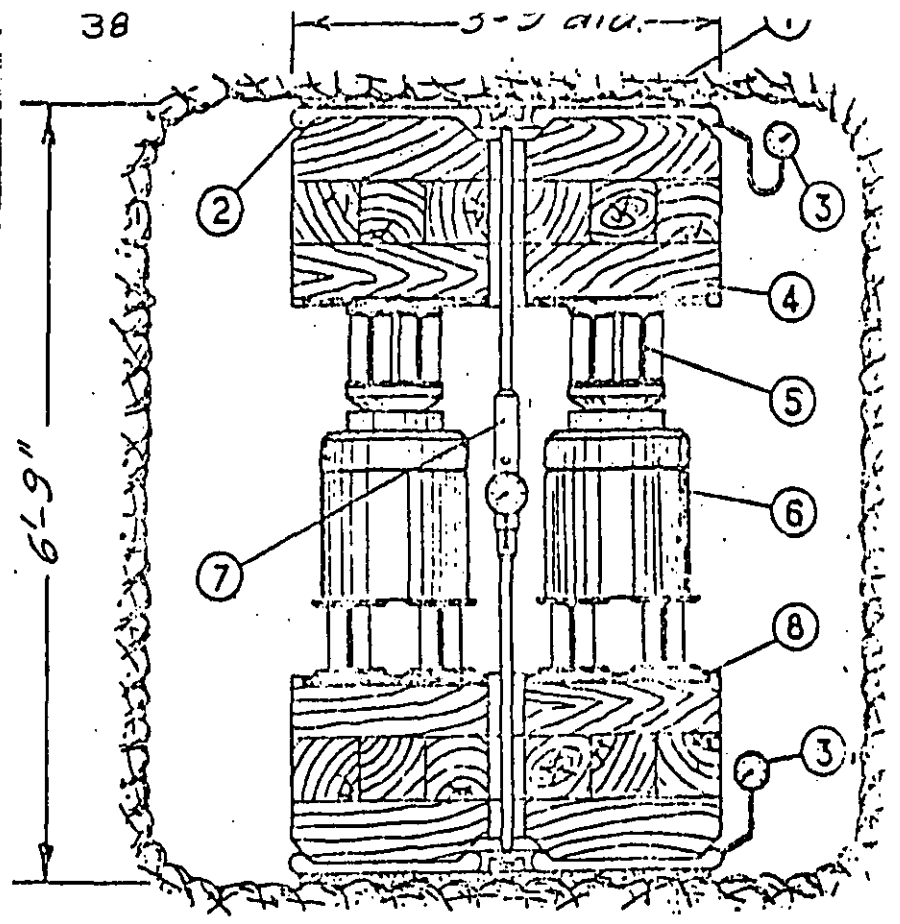
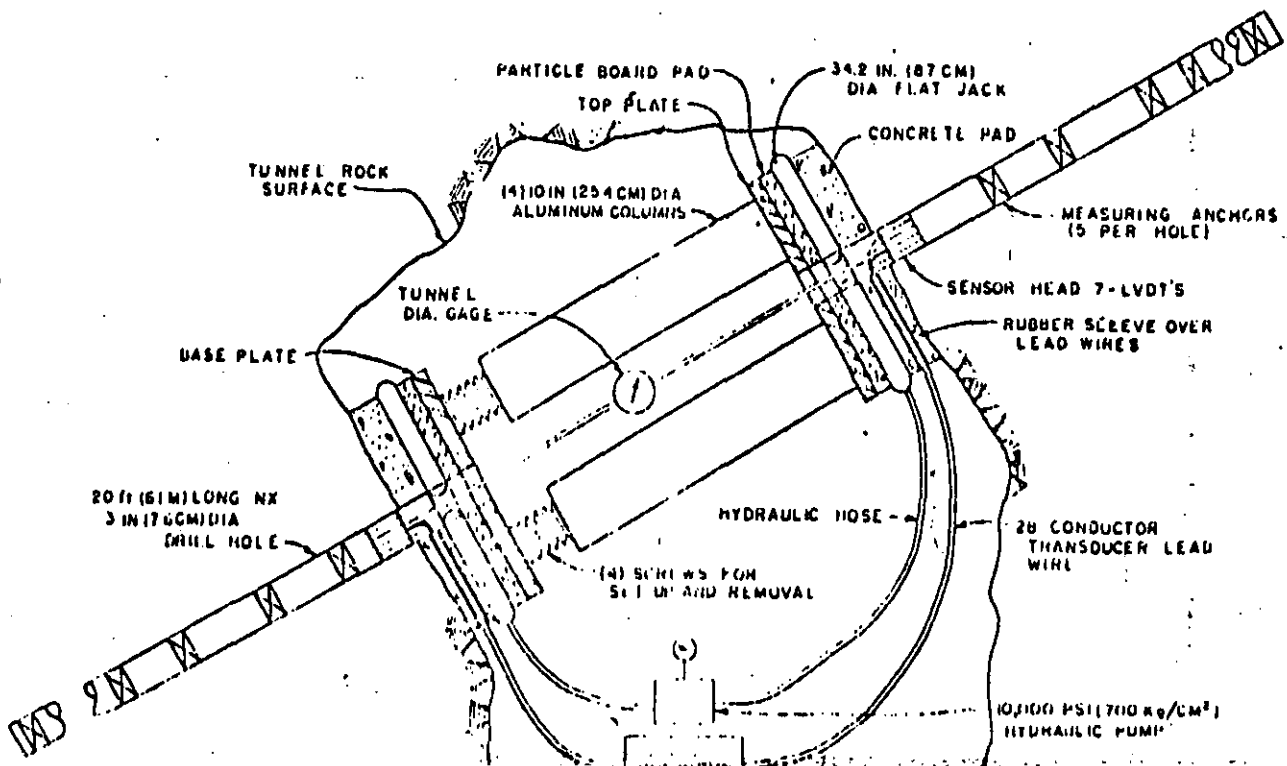


FIG 15. Prueba de Placa Flexible en clave y piso socavón

FIG 16. Prueba de Placa Flexible diagonal en paredes socavón

- (1) Mortar.
- (2) Oil filled metallic cushions.
- (3) Pressure gauges.
- (4) Timber packing.
- (5) H-section irons.
- (6) Hydraulic jack. Total load 300 tons.
- (7) Extensometer for measuring central deformations.
- (8) Iron bearing plate.



FEATURES	DUAL AXIAL JACKING TEST (Heavyweight Rings, Joint meters, and Tunnel Diameter Gage)	UNIAXIAL JACKING TEST (A) (Aluminum Columns, Circular Flat Jacks, Jointmeters, and Tunnel Diameter Gage)	UNIAXIAL JACKING TEST (B) (Aluminum Columns, Circular Flat Jacks, REX-7P, and Tunnel Diameter Gage)	RADIAL JACKING TEST (Ring Sets, Perlongular Flat Jacks, REX-7P, Jointmeters, and Tunnel Diameter Gage)
Configuration of loaded rock area	2 - 24 in. (0.61m) diameter steels adjacent to each other on 3 ft (0.91m) centers.	2 - 34.2 in. (0.87m) diameter flat jacks diametrically opposite each other.	Same as Uniaxial (A)	Cylinder 8 ft (2.4m) long and 8 to 8.5 ft (2.4 to 2.6m) in diameter. 16 each 96 x 16 in. (2.4 x 0.41m) flat jacks, arranged around ring sets, transmit loads to rock.
Approximate total area rock surface under load	900 in <sup>2</sup> (0.58m <sup>2</sup> )	1010 in <sup>2</sup> (0.65m <sup>2</sup> )	Same as Uniaxial (A)	32,500 in <sup>2</sup> (21m <sup>2</sup> )
Maximum unit load on rock surface	800 psi (56 kg/cm <sup>2</sup> )	1000 psi (70 kg/cm <sup>2</sup> )	Same as Uniaxial (A)	1000 psi (70 kg/cm <sup>2</sup> )
Maximum total load	720,000 lbs (326,600 kg)	1,510,000 lbs (671,700 kg)	Same as Uniaxial (A)	32,500,000 lbs (14,755,000 kg)
Number of drill holes instrumented	2	2	Same as Uniaxial (A)	16
Number measuring points using drill holes only	2	2	14	64
Total measuring points in- cluding tunnel diameter gage	3	3	15	66
Testing cycle	200 psi (14 kg/cm <sup>2</sup> ) - 6 days 0 psi - 1 day 400 psi (28 kg/cm <sup>2</sup> ) - 6 days 0 psi - 1 day 600 psi (42 kg/cm <sup>2</sup> ) - 6 days 0 psi - 1 day	200 psi (14 kg/cm <sup>2</sup> ) - 2 days 0 psi - 1 day 400 psi (28 kg/cm <sup>2</sup> ) - 2 days 0 psi - 1 day 600 psi (42 kg/cm <sup>2</sup> ) - 2 days 0 psi - 1 day 800 psi (56 kg/cm <sup>2</sup> ) - 2 days 0 psi - 1 day 1000 psi (70 kg/cm <sup>2</sup> ) - 2 days 0 psi - 1 day	Same as Uniaxial (A)	Same as Uniaxial (A)
Direction of applied load	Horizontal and Vertical	Any angle	Same as Uniaxial (A)	Complete 360° around test bore.
Gage length of measurements	Approximately 15 ft (4.57m)	Approximate 20 ft (6.10m) on each side of test add.	14 lengths, varying from 1 to 20 ft (0.3 to 6.1m) on each side of test add.	64 lengths, varying from 1 to 33 ft (0.3 to 9.1m) on each side of test add.
Instruments measuring deformation	Joint meter Tunnel diameter gage	Same as Dual-axial	Linear variable differential transformer (LVDT) Tunnel diameter gage	Joint meter LVDT Tunnel diameter gage

TABLA 2. Características de las pruebas de placa mostradas en las figuras 9, 14 (A y B) y 21

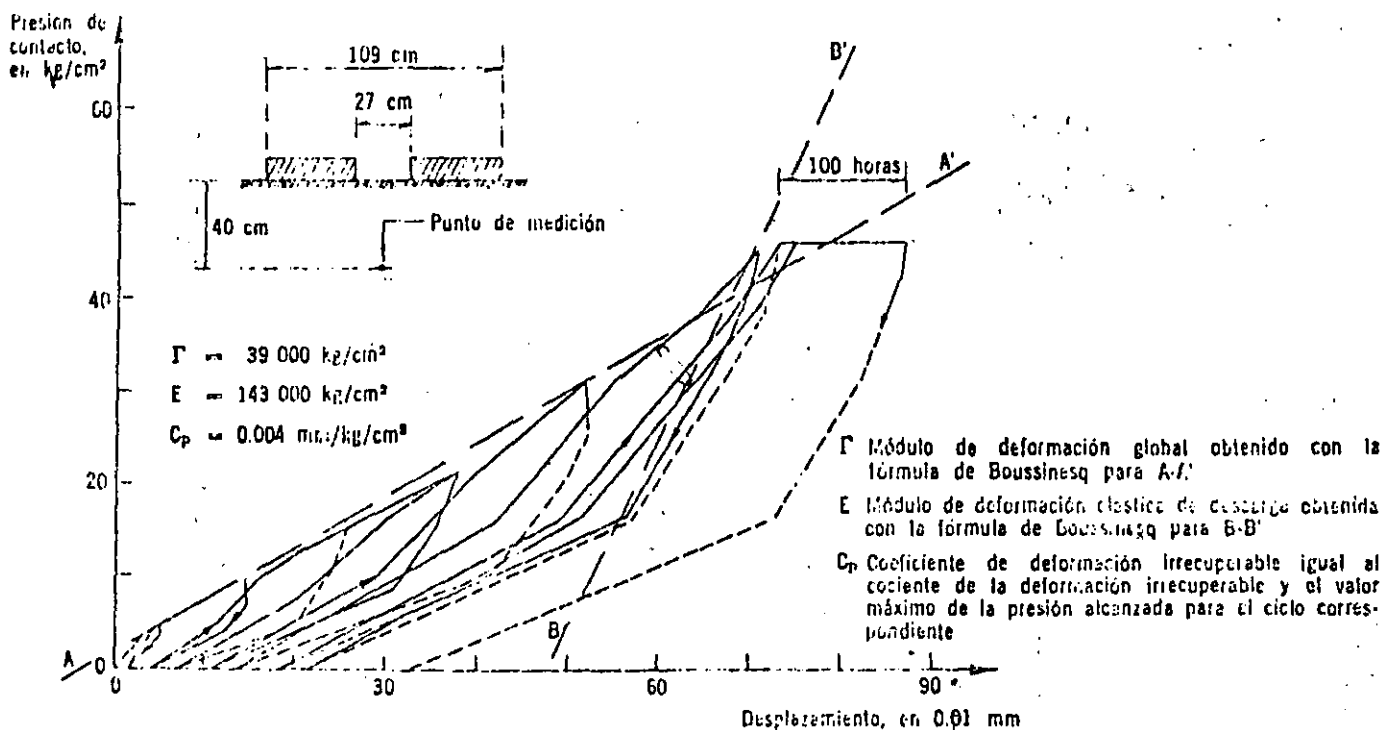


FIG 17. Curva Esfuerzo-deformación obtenida en prueba de placa flexible

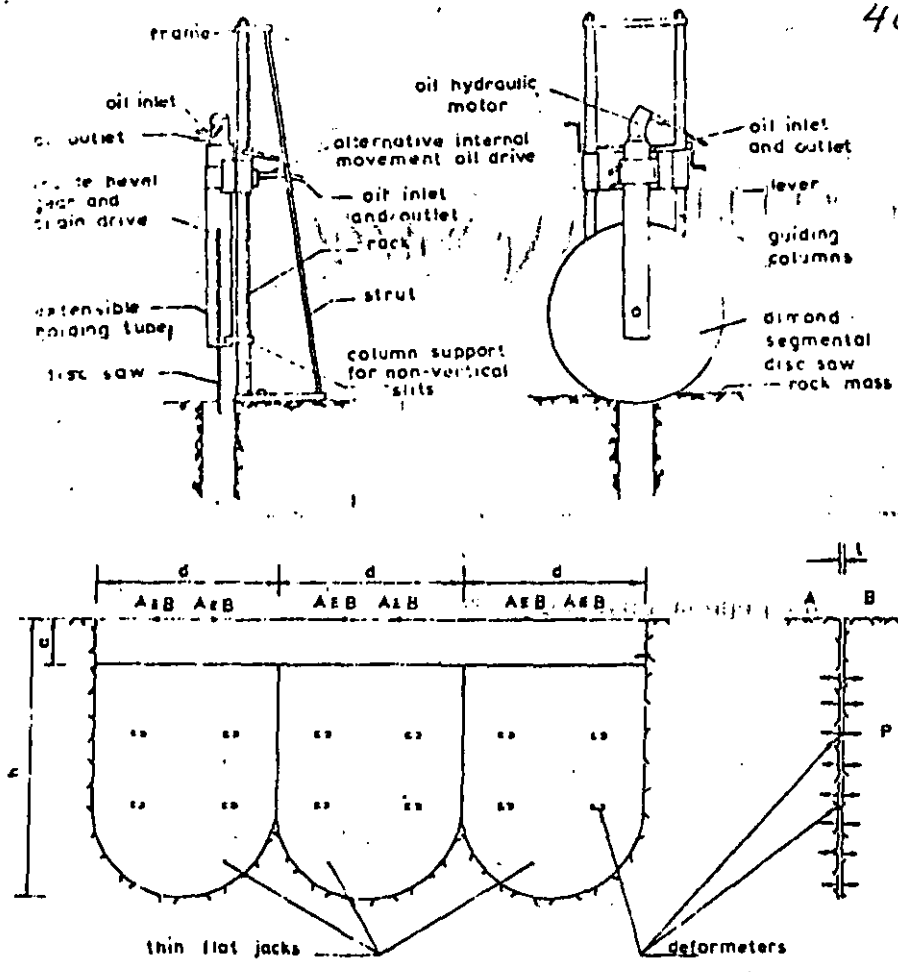


FIG 18. a) Equipo para perforación  
b) Batería de 3 gatos planos (LNEC)

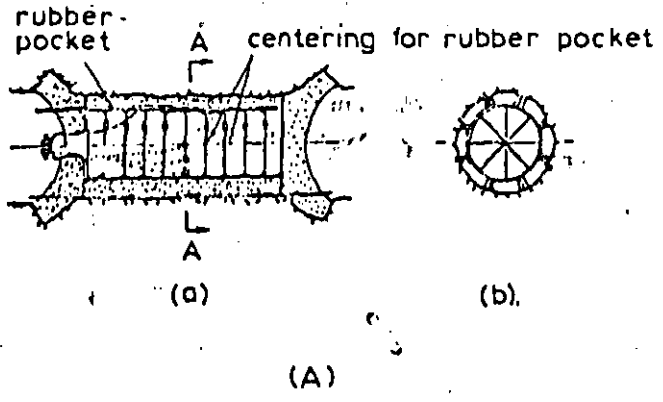
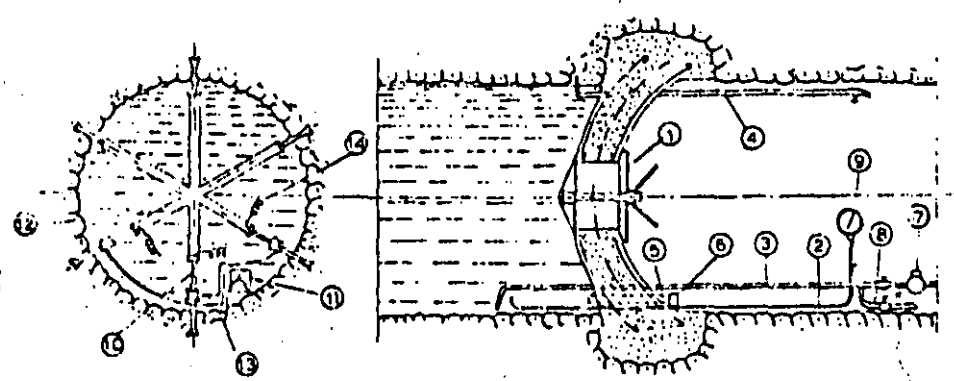
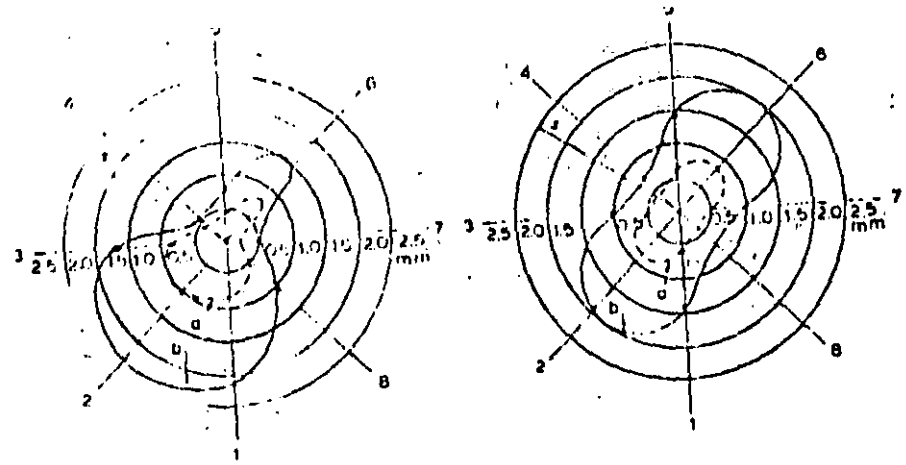


FIG 19. Túnel Presurizado



- |                         |                                      |
|-------------------------|--------------------------------------|
| 1. manhole              | 8. water outlet.                     |
| 2. pressure gauge tube. | 9. pressure gauge.                   |
| 3. water inlet.         | 10. vibrating meter                  |
| 4. air outlet           | 11. air pressure equalising chamber. |
| 5. cable admission tube | 12. quar rods.                       |
| 6. cable tube seal.     | 13. air pressure equalising tube.    |



a - elastic deformations. b - total deformations  
 s - position of the foliation plane of the rock.  
 B - measuring points.

FIG 20. Deformaciones circunferenciales alrededor de una galería de prueba ensayada como túnel presurizado

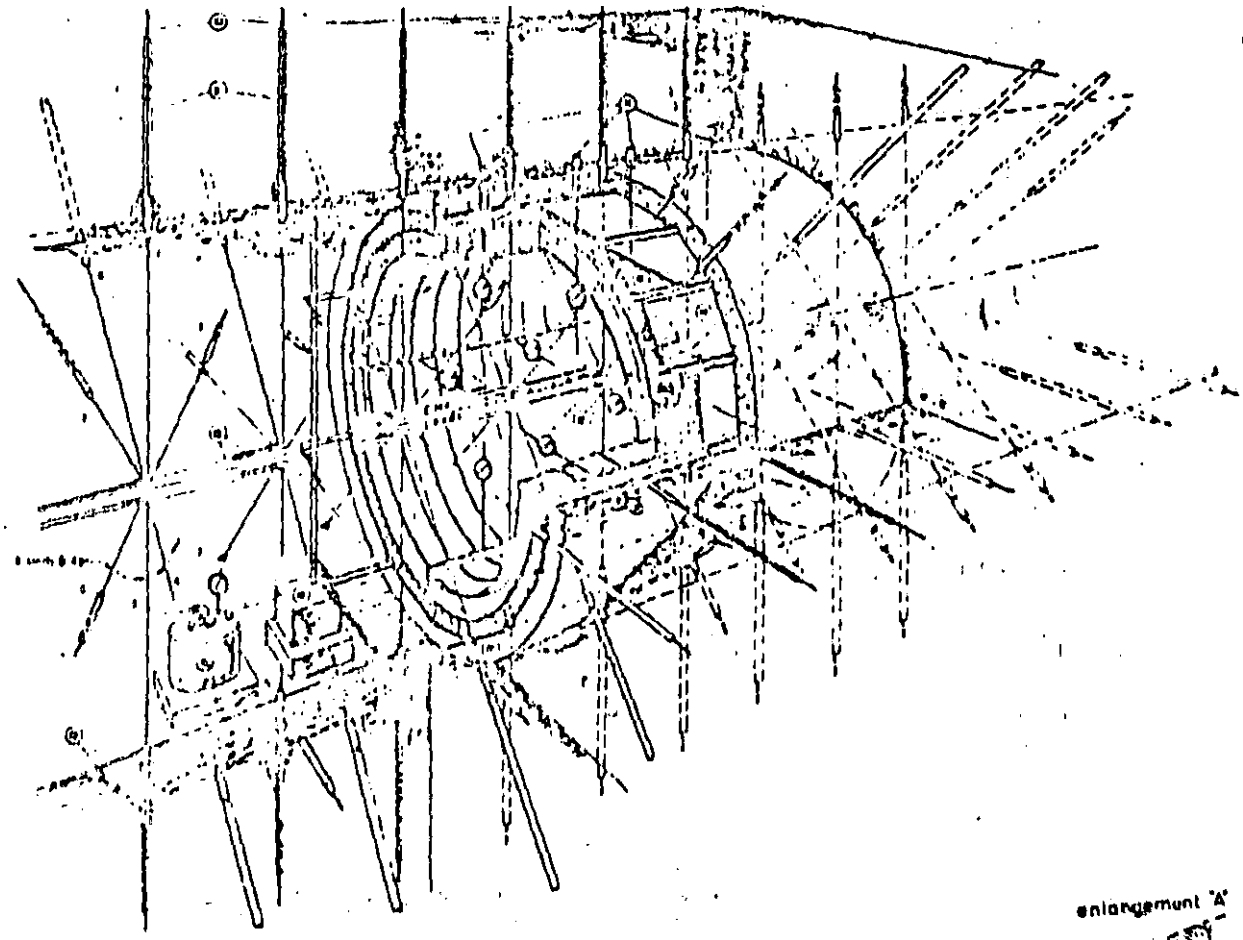
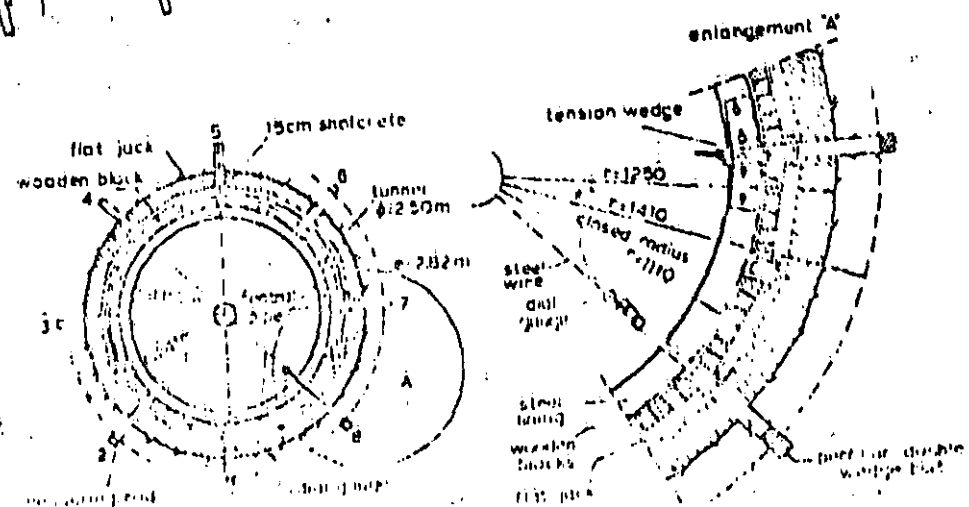
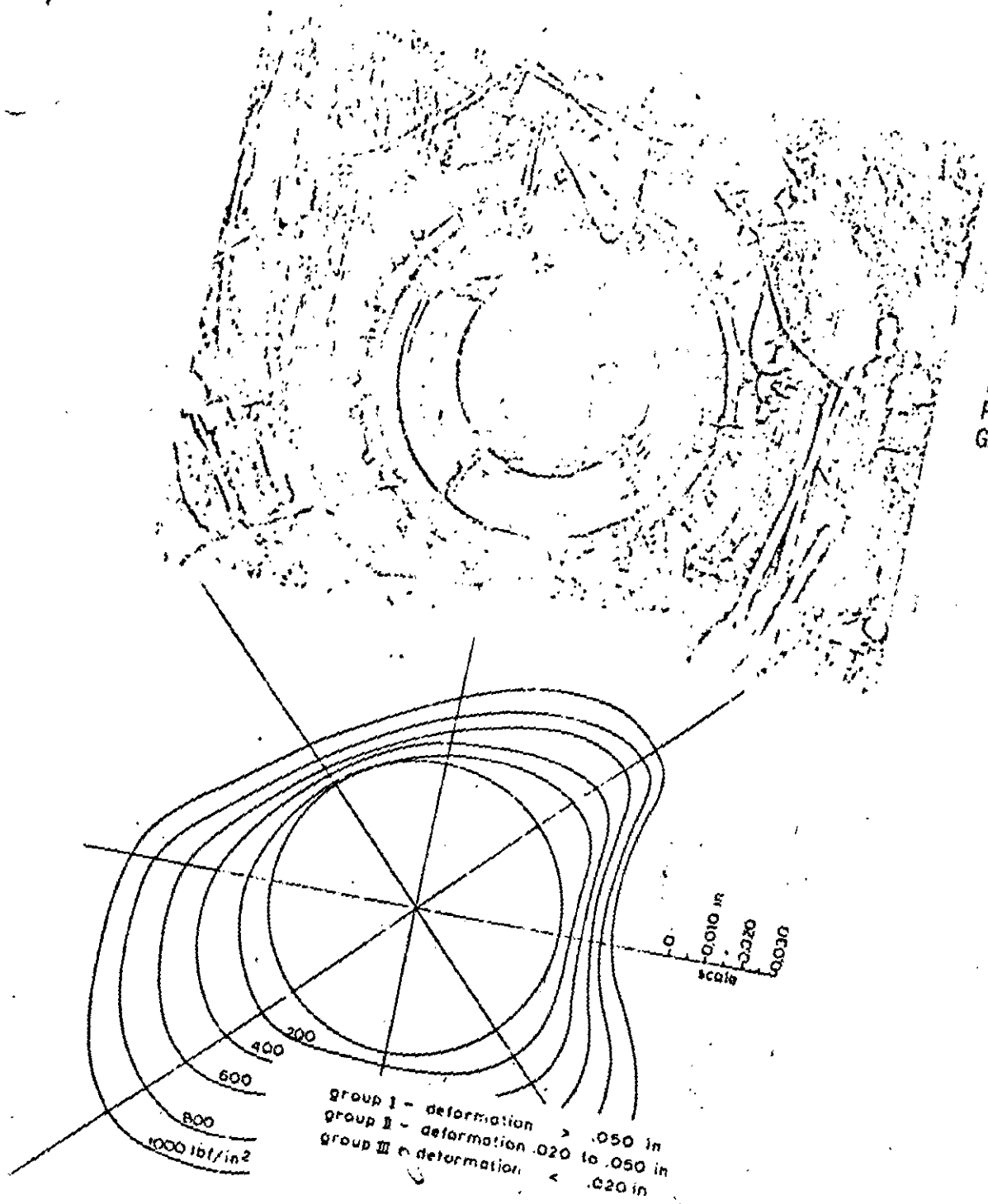


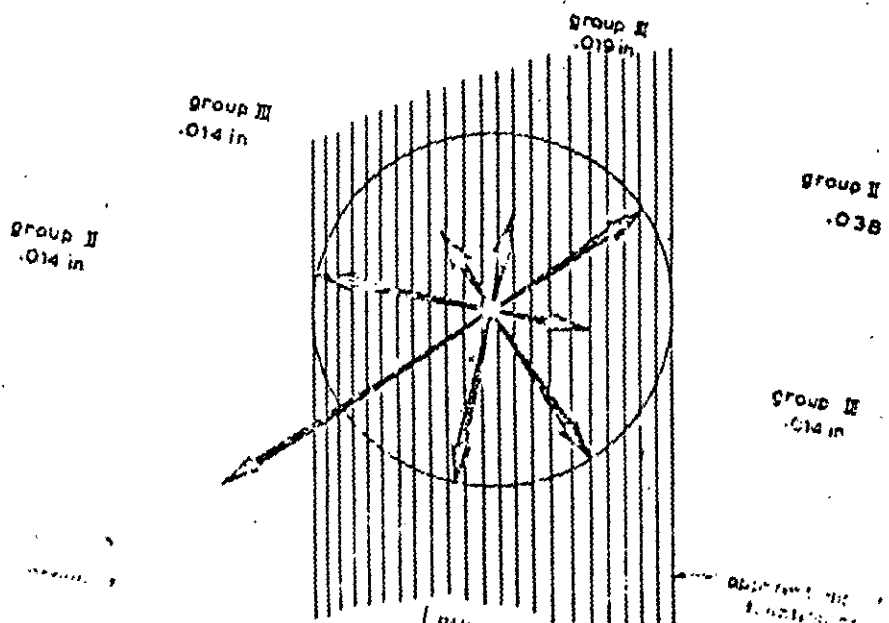
FIG 21. Esquema del arreglo de equipo para prueba de gato radial en un túnel



FOTOGRAFIA  
PRUEBA  
GATO RADIAL



IG 22.  
formaciones circunferen-  
ales inducidas durante  
prueba de gato radial



Tipo	Presión	Fórmula	Dispositivo	Fluido de presión	Medición de deformación	Número de diámetros de medición	Diámetro del sondeo, en mm	Longitud, en mm	Presión máxima, en kg/cm <sup>2</sup>	País de origen	Referencia
Dilatómetro	Presión uniforme	$E = \frac{(1 + \nu)}{\Delta d} pd$	Menard	Aire actúa sobre agua	Cambio de volumen		76	515	102	Francia	Menard (1957)
			LNEC	Aceite	4 LVDT	4	76	540	150	Portugal	Rocha (1964)
			Janod Mermin	Accite	3 LVDT	3	168	770	150	Francia	Janod y Mermin (1954)
			Comes	Accite	3 LVDT	3	160	1 600	150	Francia	Comes (1965)
			Takanó	Accite	24 LVDT	4	297	1 300	45	Japón	Takanó y Shaloun-te (1966)
			Kudjundizic	Accite	2 MCH	2	300	1 200	68	Yugoslavia	Kudjundizic (1967)
Gatos curvos	Carga aplicada a lo largo de dos sectores diametralmente opuestos	$E = k \frac{pd}{\Delta d}$	Goodman	Accite	2 LVDT	1	76	204	630	EUA	Goodman y Traub (1967)
			CEBTP	Accite	2 LVDT	1	76	306	340	Francia	Absi y Seguin (1967)

E módulo de Young, en kg/cm<sup>2</sup>  
 ν relación de Poisson  
 p presión aplicada, en kg/cm<sup>2</sup>  
 d diámetro del sondeo, en cm

Δd variación del diámetro del sondeo, en cm  
 k constante del equipo  
 LVDT transformador diferencial variable y lineal

TABLA 3. Aparatos para determinación de deformabilidad de la roca en sondeos

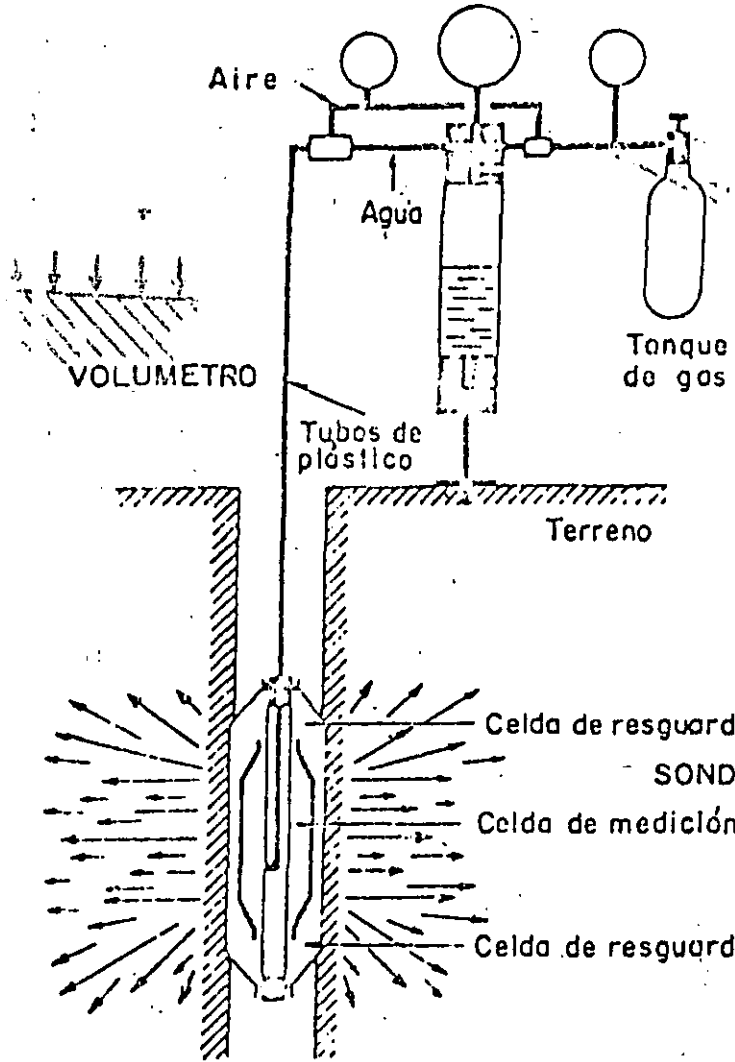


FIG 23. Esquema del equipo del Dilatómetro Menard

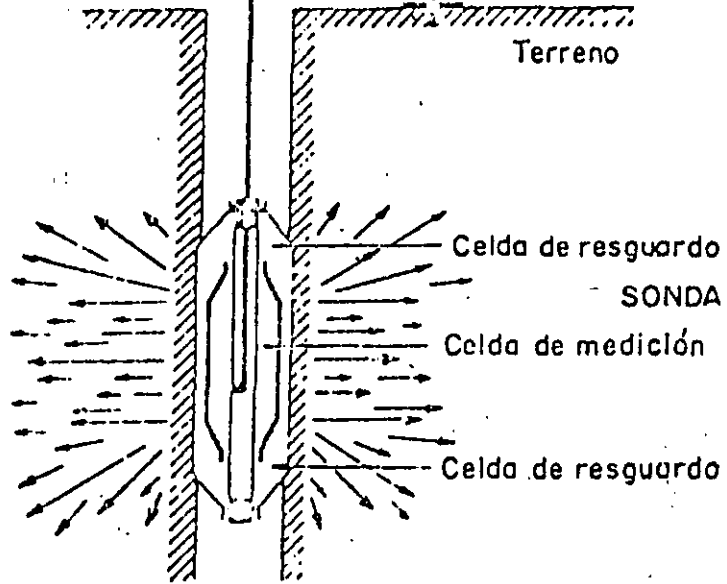
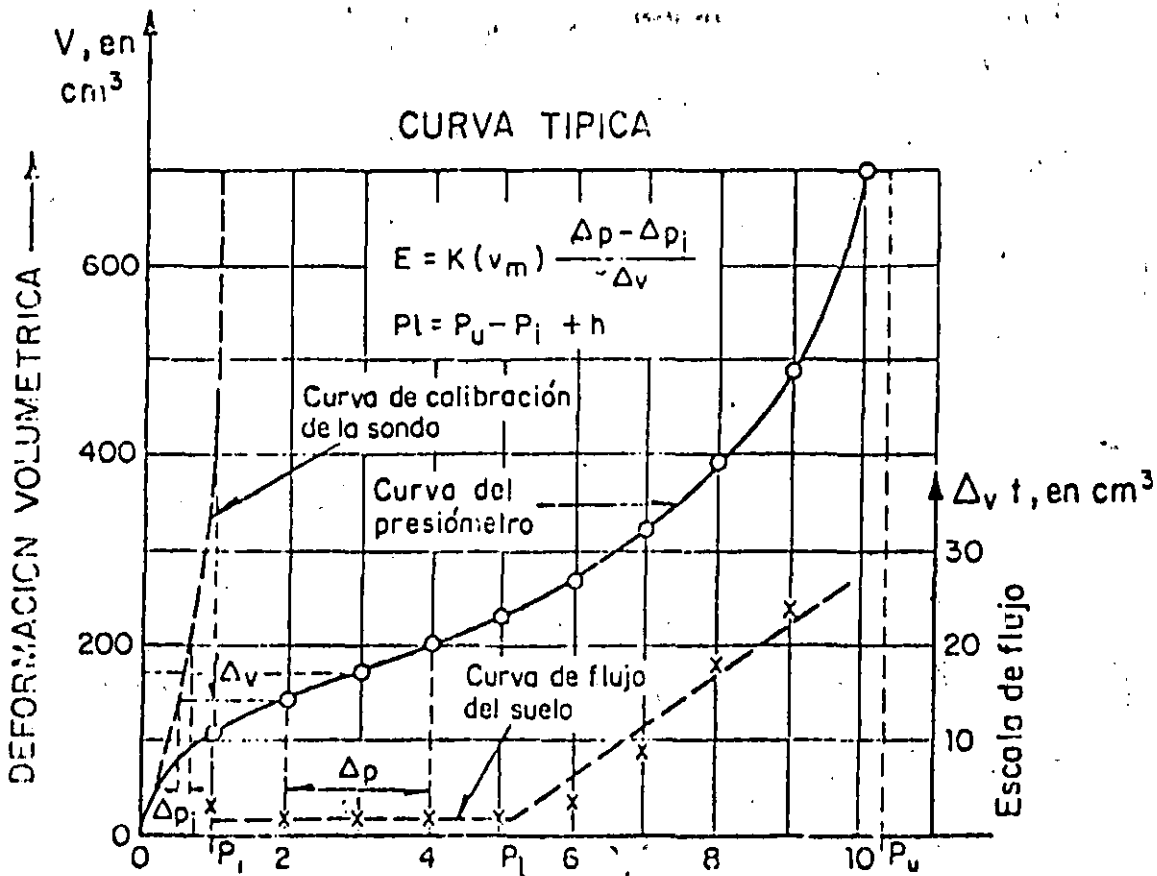
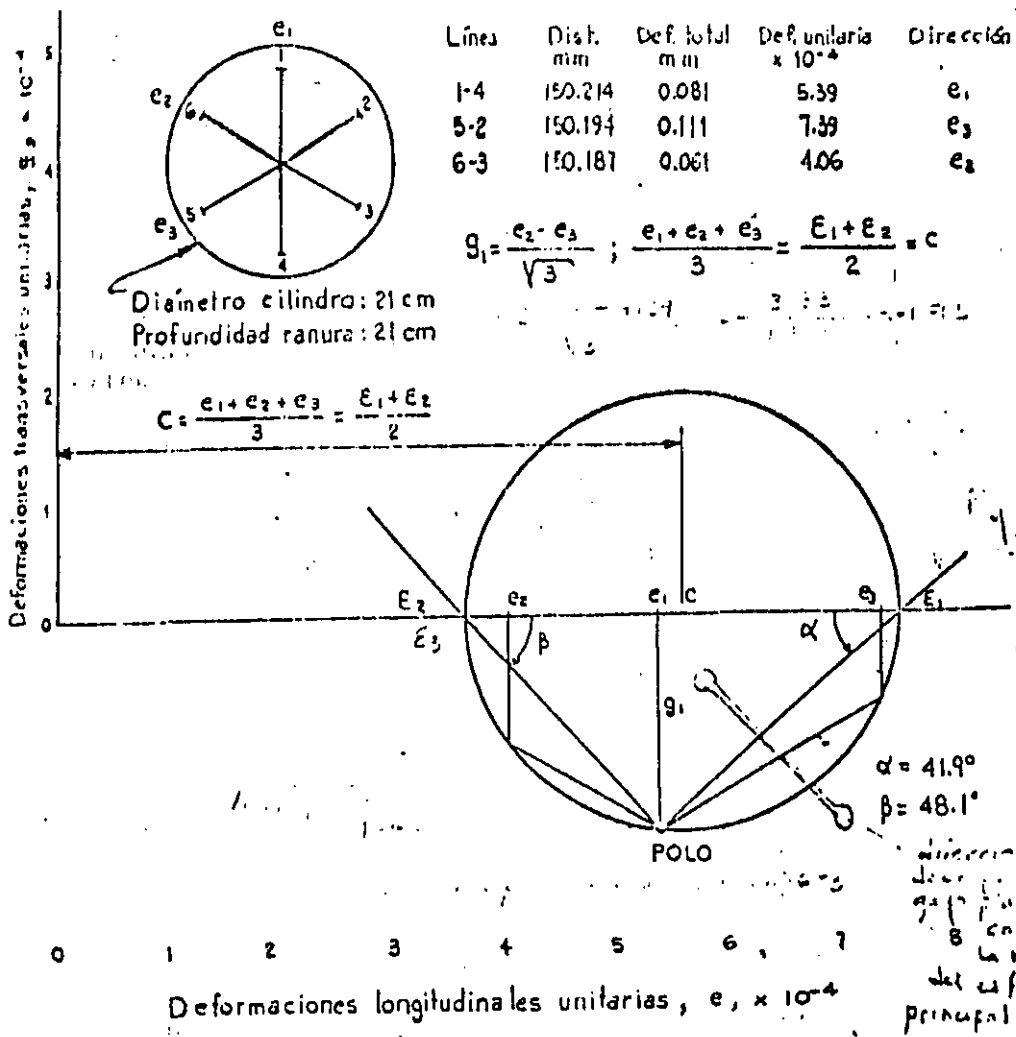


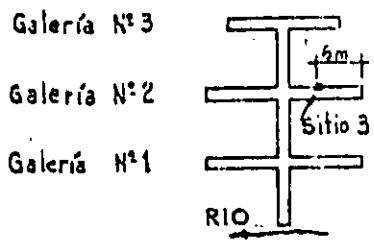
FIG 24. Gráfica Deformación Volumétrica-Presión obtenida con un Dilatómetro Menard







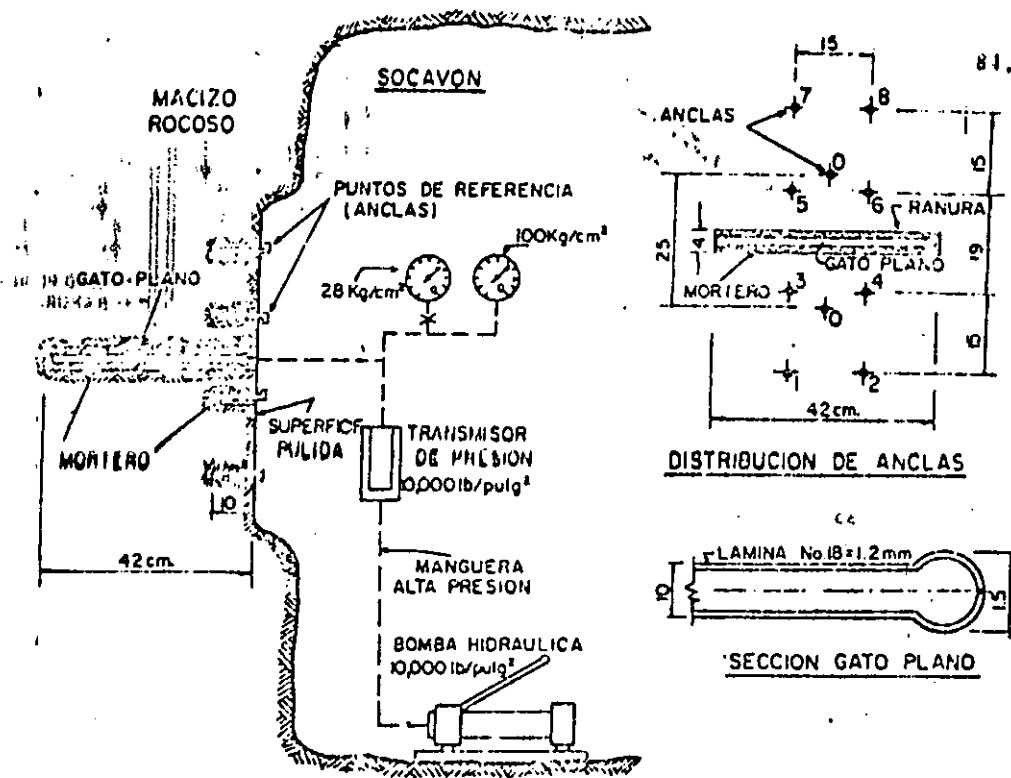
— DIRECCION DE ESFUERZOS PRINCIPALES — "ROSETA DE DEFORMACIONES"



— P.H. ANGOSTURA, CHIS. —  
 — CASA DE MAQUINAS —

FIG. 3-2

FIG 27. Forma de obtención de la Dirección de esfuerzos principales

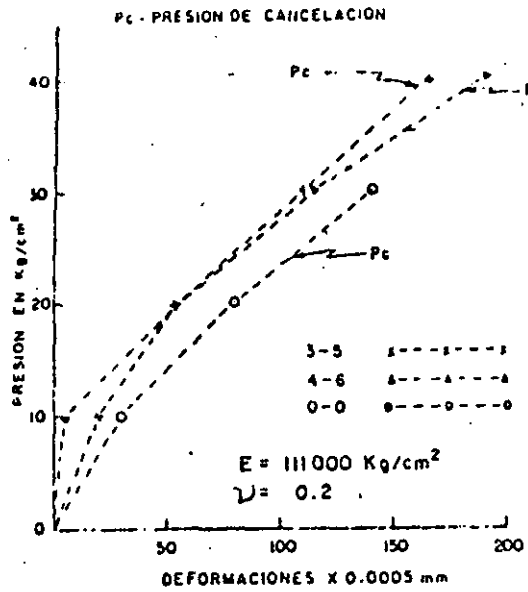


ESQUEMA, PRUEBA DE "GATO PLANO"  
 DETERMINACION DE ESFUERZOS INTERNOS EN ROCA  
 METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

#### EJECUCION DE LA PRUEBA

- 1- Pulido superficie de la roca.
- 2- Colocación de "puntos de referencia" (anclas), fijándolos a la roca usando mortero con aditivo estabilizador de volumen.
- 3- Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de cardulo, con separación mínima de 0.0005.
- 4- Barrenación de la ranura de 42 x 42 x 4 cm.
- 5- Proceso de deformación de la roca inducido por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones perpendiculares al plano de la ranura).
- 6- Medición de estas deformaciones, tomando lecturas inmediatamente después de ranurar (que son del orden del 90% de la deformación total), y durante un período de tiempo entre 1 y 3 días después de haber hecho la ranura.
- 7- Inserción del "gato plano" cuadrado en la ranura, ahogándolo en mortero con aditivo estabilizador de volumen, con resistencia de 50 kg/cm<sup>2</sup> a los 7 días.
- 8- Tiempo de fraguado del mortero 3 días.
- 9- Aplicación de presión hidráulica hasta que los "puntos de referencia" regresen a su posición inicial, obteniéndose la "presión de cancelación" que es el valor del esfuerzo interno de la roca en dirección perpendicular al plano de la ranura.

FIG 28. Esquema prueba de gato plano

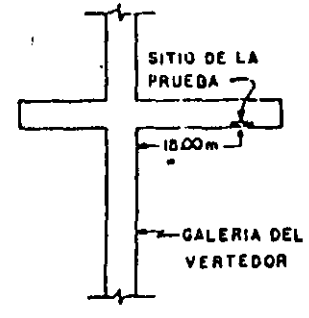
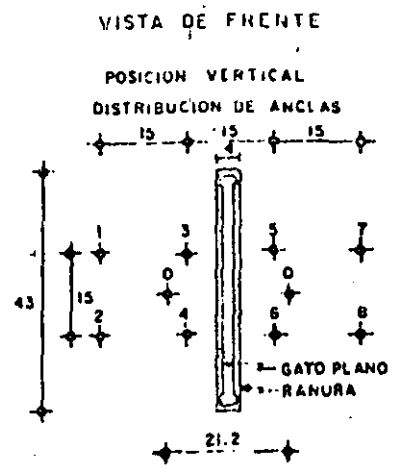


LECTURAS EN EL EXTENSOMETRO \*

LÍNEA	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	PARA PRESIONES DE 30	40 Kg/cm²
1-3	410	420		
2-4	70	70		
3-5	970	810	975	
4-6	1010	825	1015	
5-7	390	390		
6-8	480	530		
0-0	1145	1050	1180	

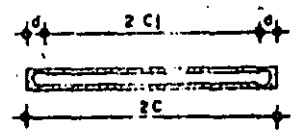
\* EXTENSOMETRO MECANICO 2 UNIDADES/MICRA

ABRIL 24/1972  
OPERADOR:



CROQUIS DE LOCALIZACION

PRUEBA DE GATO PLANO  
POSICION VERTICAL



$$\sigma_n = P_c(C-d) = 24(11.5-3)$$

$$\therefore \sigma_n = 17.3 \text{ Kg/cm}^2$$

FIG 29. Forma de obtención de la Magnitud de los Esfuerzos tectónicos principales

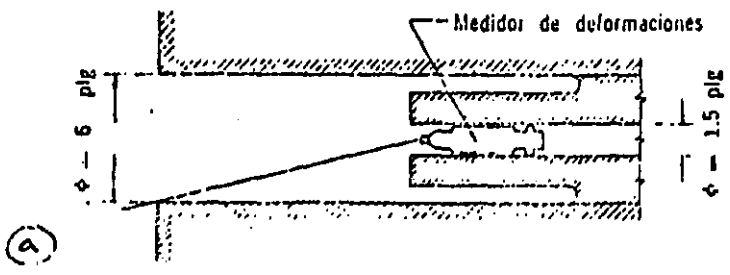
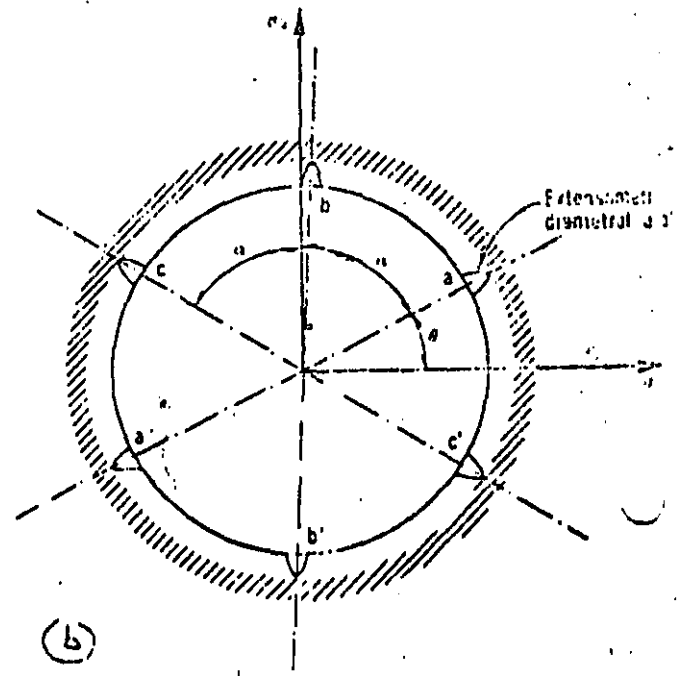


FIG 30. a. sección longitudinal del sondeo en el que se efectúa el alivio de esfuerzos  
b. sección transversal del medidor de deformaciones



# DIAGRAMA DE EQUIPO PARA PRUEBA LUGEON

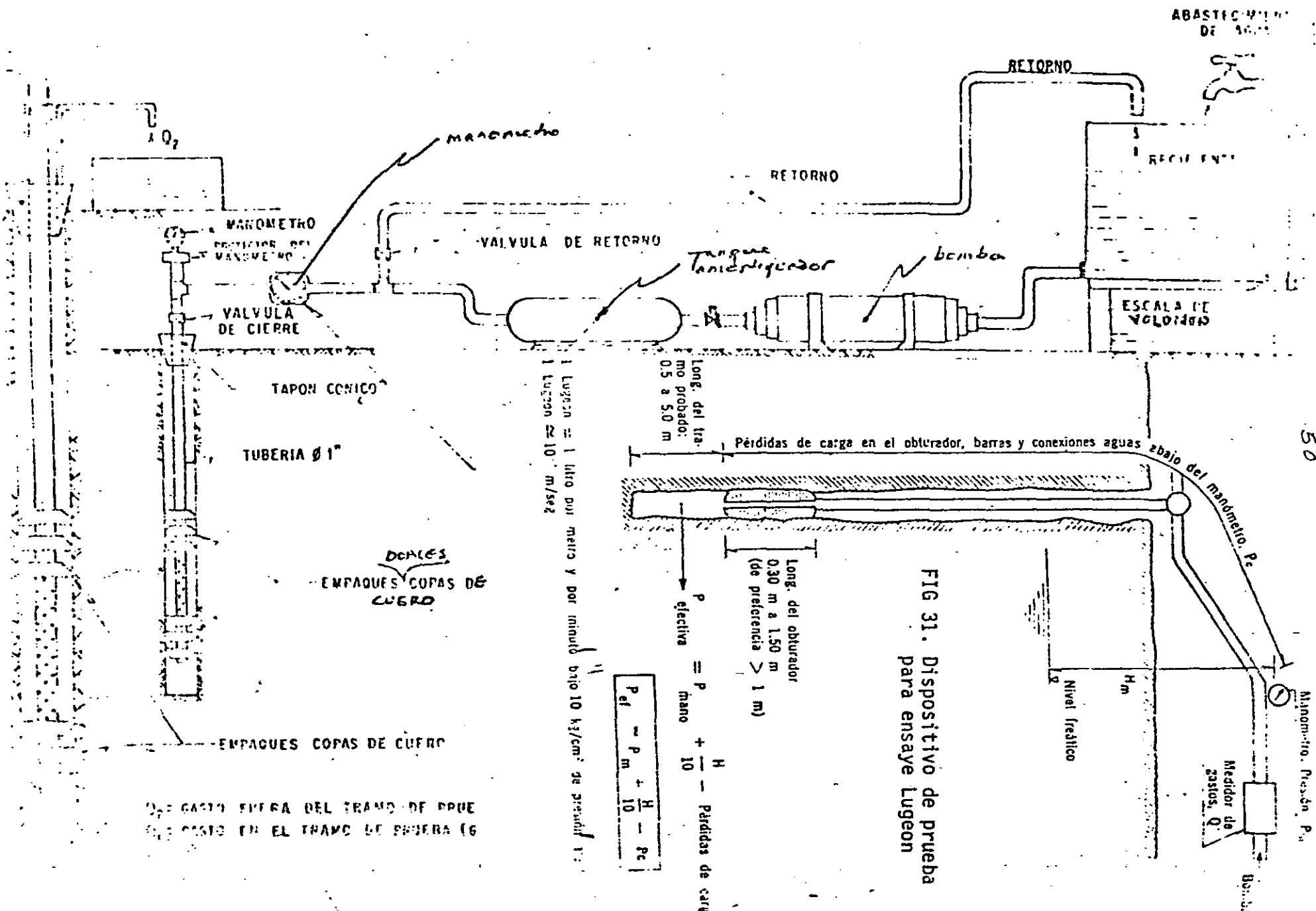


FIG 31. Dispositivo de prueba para ensayo Lugeon

$$P_{el} = P_m + \frac{H}{10} - P_c$$

P = Pmano +  $\frac{H}{10}$  - Pérdidas de carga

COSTO FUERA DEL TRAMO DE PRUEBA  
 COSTO EN EL TRAMO DE PRUEBA (6

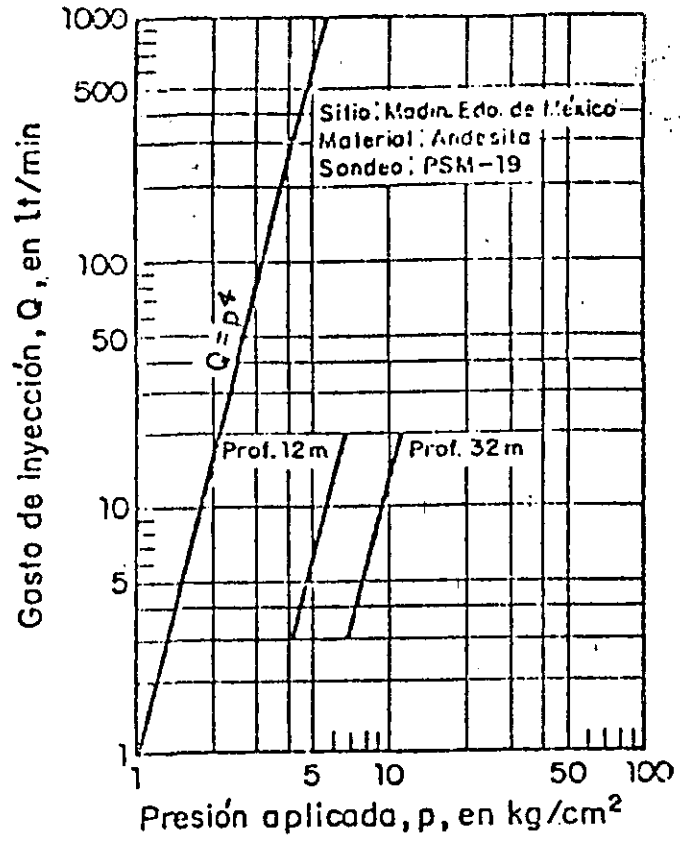
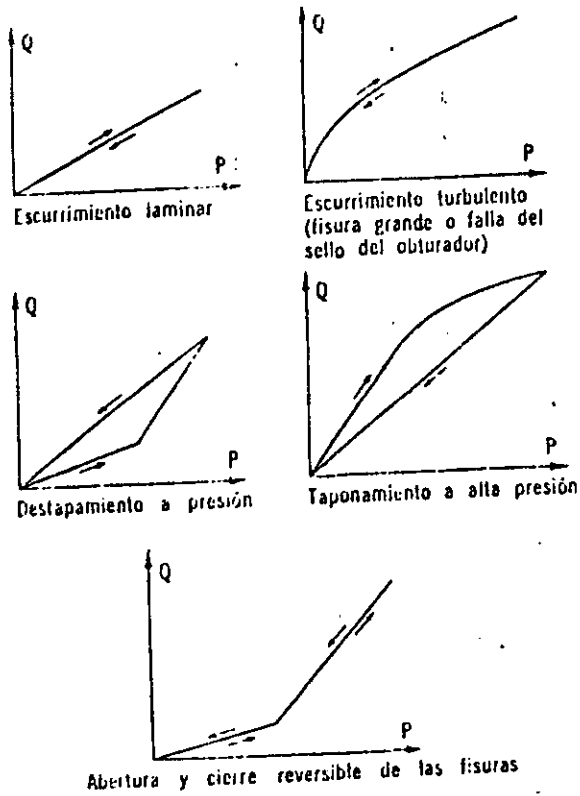


FIG 32. Curvas de comportamiento de fracturas durante un ensaye tipo Lugeon

FIG 33. Curva Doblemente Logarítmica Q

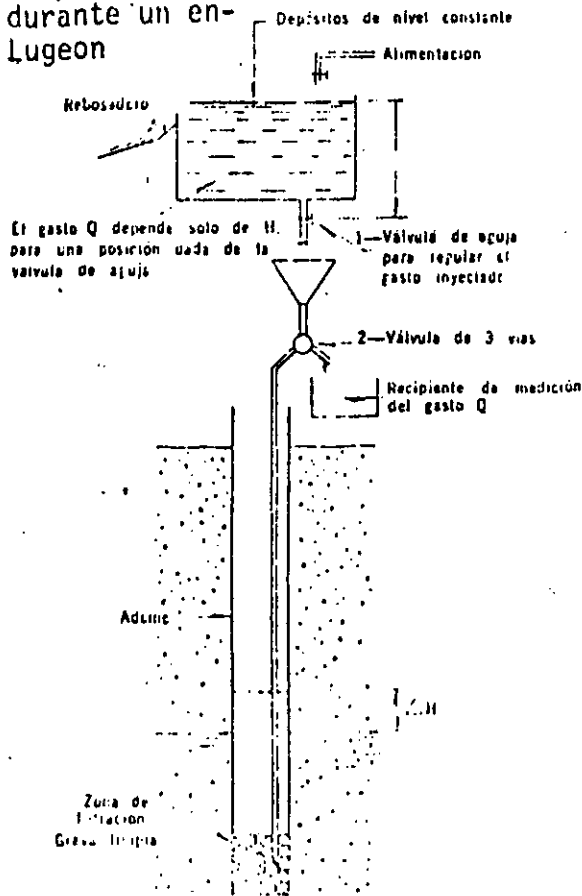


FIG 34. Dispositivo de Ensayo Lefranc



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

GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO Y SUBTERRANEAS

Ing. Sergio Herrera Castañeda

NOVIEMBRE, 1985

**GEOLOGIC FACTORS CONTROLLING SLOPE STABILITY IN OPEN PIT MINES**

by

F. D. Patton

Associate Professor of Geology, University of Illinois

and

D. U. Deere

Professor of Civil Engineering and Geology, University of Illinois

**INTRODUCTION.**

A close relationship exists between the geologic investigation and the stability analysis of the slopes of an open pit mine. One significant result of this relationship is that the stability analysis is no better than the assessment of pertinent geologic factors that enter into the analysis.

In some slope stability problems the engineering solution becomes obvious once the geologic framework is established. In other cases, establishing the geologic framework is only the first stage in the process of analysis. However, even in these cases the geology should not be neglected once the analysis is made. The geology should be periodically reviewed when new slopes are excavated. This will help ensure that the basic assumptions for the analysis have not changed and will permit changes when new conditions are encountered.

In recent years improved methods of stability analysis have been accompanied by advances in laboratory testing techniques and new knowledge of the shear strength of rock discontinuities. At the same time there have been improvements in field geological descriptions.

As more experience is gained in analyzing and predicting the stability of rock slopes, the importance of certain geologic factors has become more apparent. Some of these factors were described in a paper given at the Open Pit Mining Symposium in Johannesburg, South Africa in September 1970 (1). This paper includes many of the points covered at that meeting but with additional emphasis on the significance of the major geologic structures. Other papers given at the South African symposium also considered geological and hydrogeological factors in slope stability analysis (2) (3) (4) (5) (6).

This paper first describes the approach to a slope stability problem including assessment of the relative roles of field geology studies, laboratory testing, stability analyses, and continued slope monitoring studies. Next, is described a framework which has been found useful for classifying or separating the several types of slope stability problems encountered in open pit mines. The principal geologic factors in slope stability problems in rock are discussed and brief comments are made on how these factors distinguish stability problems in rock slopes from those normally encountered in soil slopes. The over-riding control of major geologic structures, especially faults, in most problems is emphasized. In this regard the relative importance of statistical studies is contrasted with knowledge of the positions of key structural

features shown on maps and the projected positions of these structures in cross sections of future mine slopes. Finally, several elements in the stability of rock slopes which deserve special consideration will be described.

### APPROACH TO SLOPE STABILITY PROBLEMS

The purpose of soil and rock mechanics studies of open pit mines is to ensure reasonable stability of the slopes in the most economical way. These studies generally include (a) detailed geological mapping, (b) determination of the groundwater conditions in the open pit area, (c) determination of the mechanical properties of the soil and rock by both laboratory and in-situ field testing, (d) analytical studies of the slope stability for given slope angles and in different portions of the mine, and (e) monitoring the behavior of the slope with continuing geologic surveillance and appropriate instrumentation.

Depending on the results of the above studies, it may be necessary for safety and stability to design flatter slopes or to provide certain remedial measures. These could include wider benches at particular locations, drainage wells or drainage galleries, tie-back anchors or deep rock bolts, and surface treatment of slopes to prevent loosening, raveling, or erosion.

Conflicting requirements are always present in stability studies of open pit mines. From the viewpoint of economy, steep slopes and minimal remedial measures are desired. However, from the viewpoint of safety and stability (and therefore indirectly, economy), the slopes should be as flat as possible and numerous remedial measures may be required or desirable. It is difficult for management to select the best excavation procedure until the stability of various possible slopes has been evaluated.

The primary responsibility for those conducting soil and rock mechanics investigations for stability studies of open pit mines is to prevent major slope failures which could result in loss of life and/or serious production stoppages. In order to meet this responsibility a rather detailed initial study is required followed by continued mapping and surveillance of the open pit slopes and exposed geological features and careful monitoring of the groundwater conditions.

Analysis of the test results, groundwater levels, and geological conditions must be kept up to date so that possible dangerous slope failures can be anticipated and prevented by applying appropriate remedial work where necessary. It becomes the duty of the geologists and soil and rock mechanics experts to anticipate potentially dangerous areas long before they start to fail and become obvious to the operating personnel. Many of the investigated areas will be shown by the studies to be relatively safe; others, however, may be shown to be so critical that immediate action is required.

It is best if the geologist has a working knowledge of the shear strength of natural materials and of methods of stability analysis. In this way it is more likely that the truly significant geologic factors will be recognized and mapped. In a similar vein, Müller and Hofmann (2) recommended model tests at an early stage in the investigation to permit better selection and interpretation of the geologic field data. In any event, close cooperation between the field geologist and the personnel making the analysis is essential.

The role of the geologist is critical in both the collection and presentation of data for it is easy to collect more data than can be used in an analysis. This can result in the analyst misdirecting his emphasis. Hence, only the most pertinent data should be presented. Yet any limitation on the quantity of data presented to the analyst will reflect the prejudices of the collector. As a result, experienced geologists are essential in this phase of a study, for the geologist's prejudices must be in agreement with and correctly anticipate the actual mode of failure of the slope (should a failure occur), the location of the critical materials, and the actual distribution of fluid pressure within the slope. It is therefore the job of the geologist to examine a large number of geological parameters and reduce them to a few significant ones. In many cases the final determination of which parameters are significant must await the outcome of the preliminary stability analysis. At this point new field investigations may be required.

Müller and Hofmann (2) have noted that in the "assessment of the stability of a slope the interpretation of the geological data is not only one of the most important but unfortunately one of the more unreliable and indeterminate steps." They also noted, and it has been our experience, that stability calculations using strength and fluid pressure parameters based upon geological data are often made to several significant figures. Occasionally these calculations may include consideration of errors resulting from different magnitudes of the selected parameters. Yet rarely is thought given to the major error which may result from an unrealistic assessment of the relative significance of the parameters or from a wrong choice of parameters. Knowledge of regional geology, the origin of the local materials, and the stability and failure of natural slopes often helps to prevent such major errors in the assessment of slope stability.

In conclusion, we must try to keep in mind and live with the fact that nature is often more complex than it first appears. The state-of-the-art of rock mechanics and our ability to locate every geologic discontinuity and to analyze their effects are not such that absolute security can be guaranteed. This is particularly true for the complex geology found in the vicinity of many ore bodies. Slope failures may still occur. However, careful studies should greatly diminish the number and seriousness of slope failures and allow the open pit mine to be developed as safely and economically as possible.

### THREE PRINCIPAL TYPES OF SLOPE STABILITY PROBLEMS

Many different slope stability problems can be encountered in the excavation of an open pit mine. These problems have different origins and commonly have appreciably different effects on the design and operation of the pit. We have found it convenient to group the typical mine slope stability problems into three categories:

Type 1 — local slope failures involving a single bench.

Type 2 — large-scale wedge failures involving several benches.

Type 3 — failures in sheared and decomposed rock which may involve several benches.

These types of slope stability problems are illustrated in Fig. 1 and are described below.

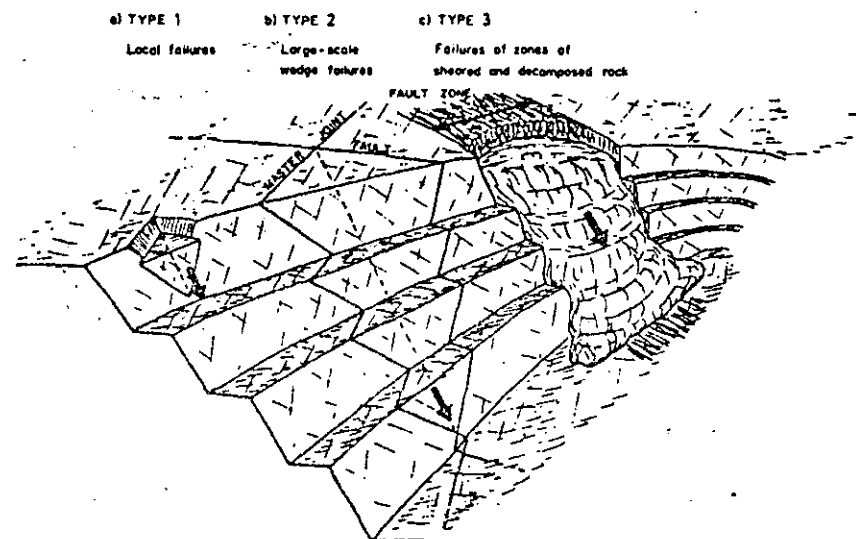


Fig. 1 — Three principal types of slope failures in open mines.



### Local Slope Failures (Type 1)

Local slope failures of small rock masses along one or more joint planes, such as the one illustrated in Fig. 1a, are common in any large excavation. They are almost impossible to eliminate completely without the use of excessively flat slopes or a costly slope-support system such as gunite applied over wire mesh that is secured to rock anchors. In most cases, if a few local failures did not occur, one might conclude that a slope is overdesigned and is probably too flat.

These local failures are considered to extend a vertical distance of less than the height of one bench. Such failures would not usually appreciably influence the overall mining operations for more than a few days at the most. The worst problem presented by these local failures is that of the hazard to men and equipment. However, in some present-day mines the cost of a single piece of equipment may exceed 20 million dollars and in this case it would be possible for a local slope failure to appreciably change the entire economics of the mine operation. Local failures may also be significant adjacent to conveyor belts, tunnel portals, or other relatively permanent mine structures.

In general, good slope design will minimize local failures but it is unlikely that many mining operations could afford to eliminate all such failures. Safety considerations may require close observation and monitoring of certain individual bench slopes by field personnel during the following excavation. It is not essential that one have extensive training in field geologic methods to recognize the factors leading to these local failures. Experienced mine personnel often recognize the geologic conditions leading to these failures at an early stage and adjust their mining operations accordingly.

### Large-Scale Wedge Failures (Type 2)

The presence of two or more through-going discontinuities, such as a prominent bedding-plane joint or master joint combined with a fault, may lead to the situation illustrated in Fig. 1b. This geologic condition is potentially much more hazardous than the local failure. The hazard results because: (a) a much larger rock mass may become involved in the slide; and (b) the geologic conditions leading to the failure are often difficult to detect in advance, hence, there is less chance that the failure will be predicted. The difficulty in detection and prediction occurs where two adverse geologic structures are separated by hundreds of feet at the surface and where the influence of rock weathering or other overburden may make them hard to detect. Careful geologic field work may be required to find these significant structures; the structures must then be projected to anticipate their influence on future mine slopes.

Conditions conducive to a large-scale wedge failure can cause mine operators and workers to develop a false sense of security as there may be little or no warning of an imminent slope failure until the line of intersection of the two geologic structures is exposed or "day-lighted". In the examples shown in Fig. 1b, the failures probably would not occur until the excavation had reached to within a few feet of the intersection of the fault and the master joint. A failure of such a rock wedge could stop mining operations for months and could conceivably change the economics of the entire operation. For these reasons it becomes one of the prime obligations of the project geologist to locate the principal through-going structures and to anticipate such failures before they occur.

### Failures of Zones of Sheared and Decomposed Rock (Type 3)

Where the mine slopes encounter wide fault zones containing sheared and decomposed rock, the slope design used for the sound rock will have to be modified to account for the weaker material.

The geologic evidence of such weak materials is usually easier to see than that for Type 2 failures. However, like Type 2, the slope may not fail until the excavation has proceeded considerably below the elevation where the weaker materials were first encountered.

Failures of Types 1 and 2 are best analyzed by the techniques developed in rock mechanics, whereas failures of Type 3, as illustrated by Fig. 1c, can usually be treated by the conventional methods developed in the field of soil mechanics. Adverse groundwater conditions are commonly encountered where the geologic structures are such that Type 2 and 3 failures may develop.

### Summary of the Principal Types of Stability Problems

Conditions leading to failures of Types 2 and 3 are important enough to be major considerations in the layout of an open pit mine. Thus, the main objective of an exploration programme would be to identify and describe the major fault zones, areas of weathered rock, all through-going joints, faults, and beds of weak rocks. The pit layout and slopes based on the major geologic structures would then be modified to whatever extent is possible by characteristics of the secondary discontinuities in order to minimize the occurrence of the Type 1 failures.

Since a mine pit has several sides, the through-going geologic structures are likely to intersect more than one side. Therefore, the most favourable position and slope for one side of the pit may result in stability problems for another side. In these cases the slope stability problem becomes one of optimization of the pit layout geometry.

### DIFFERENCES IN STABILITY PROBLEMS FOR SOIL AND ROCK

Two main groups of geologic factors distinguish slope stability problems in soil from those of rock. One group of geologic factors is related to the omnipresent structural defects found in rock masses and the special strength problems that result, whereas the other group related to special groundwater conditions which are more commonly associated with rock masses than with soil. The critical groundwater conditions are often a direct consequence of the presence of structural defects. In general, rock masses are best considered as possessing an isotropic strength, permeability, and deformability characteristics to a much greater and more significant degree than do soils.

### SIGNIFICANT GEOLOGIC STRUCTURES

#### Oriented Planes and Zones of Weakness

The distinguishing feature of slope stability problems in rock is that the failure planes conform so closely to pre-existing planes of weakness. In the average slope stability problem in soil, but admittedly not in all cases, one assumes that the soil has a relatively equal strength in all directions. However, in rock the strength along a discontinuity may be only a small fraction of the strength of the intact material. Hence, the need to locate and establish the orientation and strength properties of the critical discontinuities in rock is obvious. There is seldom equivalent need to establish the location of a single plane in soil slopes. Residual soils would, however, be important exceptions to this generalization.

In addition to changes in strength, discontinuities and weathering can result in equal large changes in the modulus of deformation and the permeability. These changes are all possible within the same rock type resulting in larger variations than are commonly found with a single soil type.

#### Variations in Strength Due to Irregularities Along Rock Discontinuities

Seldom does one have to consider the nature of the irregularities along failure surfaces in soils. Yet in rock the irregularities along a fault or joint surface can mean the difference between stability and failure of a mine slope. The presence of irregular rock surfaces (such as those shown in Fig. 2, 5 and 6) can result in the possibility of different modes of failure along



the same rock surface. Depending upon the normal stress level, the irregularities can be overridden or sheared off. Thus, different shear strength-normal stress relationships exist at different stress levels for the same rock surface. These and other effects have been described by Patton (7) (8) and others.

Large Losses of Shear Strength Due to Displacements

The intact shear strength of rock is much larger than the "undisturbed" strength of soil having the same mineralogic composition. However, the residual shear strength or the strength obtained after large displacements is roughly the same for soil as for a relatively flat joint surface in the equivalent rock. Hence, the loss of strength with displacements can be several orders of magnitude greater for rock than for soil. This relationship is shown in Fig. 2.

Fig. 2a shows shear strength vs. displacement curves for a rock and a soil with the same mineralogy which were tested under the same normal stress  $\sigma_n$ . It is obvious that the peak strength for the rock will be many times that for the soil, yet as displacements continue the residual strength of both materials is approximately the same. Fig. 2b is a summary plot that one could prepare from a series of shear strength tests on a series of identical specimens of rock and a series of identical specimens of soil, both series having the same mineral composition.

The maximum and residual shear strengths are plotted for each test at the appropriate level of normal stress. The results for the two tests from Fig. 2a are shown plotted along the vertical line for  $\sigma_n$ . Fig. 2a and 2b are two ways of illustrating that the loss of strength possible in rocks is of a much greater magnitude than that for most soils. The large loss of strength with small displacements that is characteristic of many rock discontinuities is one reason why observations of small displacements are so significant in slope stability studies. It is also why failures of rock slopes often give less advance warning than is common for failures in most soil slopes.

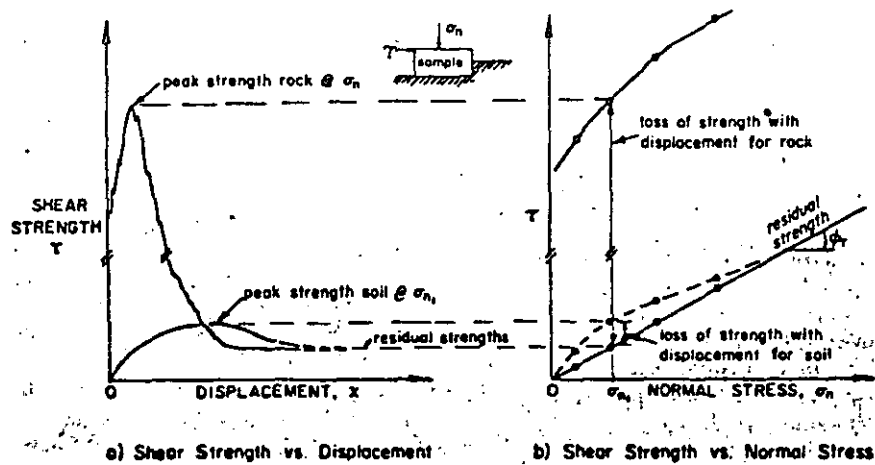


Fig. 2 — Comparison of the loss of strength with displacements between soil and rock.

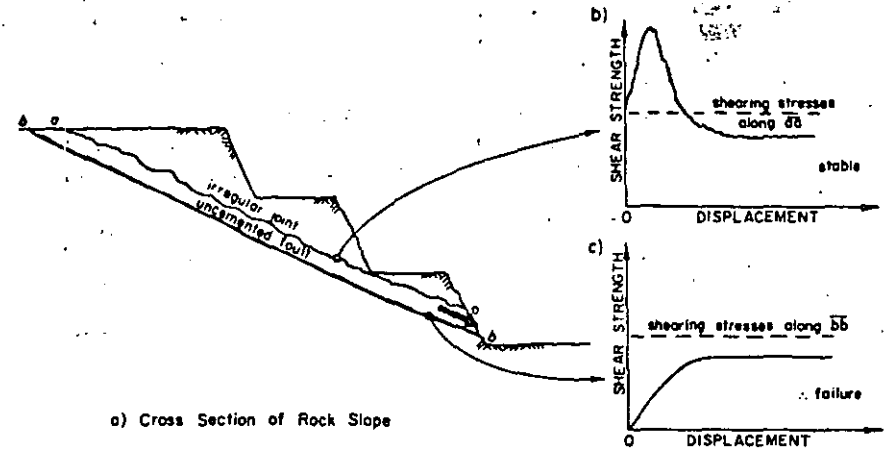


Fig. 3 — Significance of pre-existing displacements along faults.

The low residual strengths obtained along rock surfaces which have undergone considerable displacement is one of the reasons why uncemented faults and shears are so significant in slope stability problems. Fig. 3a is a cross section of a rock slope with an irregular joint and an uncemented fault, both with unfavourable orientations. In this example porewater pressures are assumed to be negligible. Fig. 3b shows the shear strength diagram for the irregular joint. Since the shearing strength at small displacements is shown to exceed the shearing stresses, the joint will remain stable. However, Fig. 3c shows that when the pit is excavated deeper to expose the uncemented fault the shearing strength at all displacements will not be sufficient to resist the shearing stresses and a failure of the slope will result.

The geologist must search for faults or shear zones having low shear strengths due to previous displacements. The search is aided by the knowledge that faults or shear zones are characteristically associated with particular geologic environments. These include:

- (a) faults subparallel to or in secondary or conjugate alignment to regional faults,
- (b) bedding plane faults in shales where they are interbedded with other rock types,
- (c) foliation shears in schists and slates, and
- (d) foliation shears along micaceous bands within gneisses.

The faults or shears described in items (b) and (c) above are particularly common in folded or inclined sediments and adjacent to thick layers of a relatively less deformable rock such as sandstone, basalt, quartzite, or amphibolite.

Examples of faults or shear zones in several of the geologic situations described above are shown on Fig. 4.

Irregularities Associated with Faults and Shear Zones

Different types of irregular surfaces are commonly associated with different sets of joints and faults. In addition, the nature and effect of the irregularities may be different in different directions on the same rock surface due to an oriented structure developed on the surface.

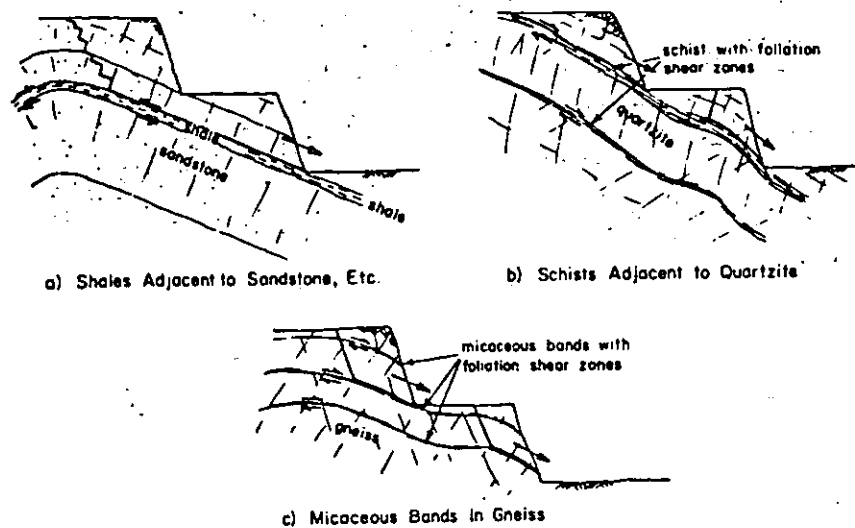


Fig. 4 — Typical occurrence of shear zones in layered rock.

These differences can have the effect of changing the equivalent angle of shearing resistance of a rock surface by 15° or more. Hence, the orientation of the irregularities is important in the field, in the laboratory, and in in-situ testing procedures.

The role of such oriented irregularities along a fault surface is shown in Fig. 5. Two faults are shown in Fig. 5a, both inclined with an unfavourable orientation towards the slope. The direction of movement in past geologic history along fault No. 1 was north-south resulting in flutings in this direction, whereas the direction of movement along fault No. 2 was east-west resulting in east-west oriented flutings.

Fig. 5b is a close-up sketch of a portion of one of the fault surfaces shown in Fig. 5a. The shear strength in the direction of fault movements, striations, and deep fluting is shown as  $\tau_1$  or  $\tau_2$  while the shear strength of the fault plane perpendicular to the flutings is  $\tau_3$  or  $\tau_4$ .

The shear strength in the direction  $\tau_1$  may differ somewhat from  $\tau_2$  due to the presence of small Riedel shears which are sometimes observed along fault surfaces. The Riedel shears are generally observed to be inclined downward at an angle  $\phi/2$  in the opposite direction to the sense of movement of the particular fault block being examined.

The value of the shearing resistance  $\tau_3$  and  $\tau_4$  in the direction perpendicular to  $\tau_1$  and  $\tau_2$  may be appreciably higher because the deep flutings must be overridden. For relatively sound rock at moderately low stress levels, the angle of shearing resistance in the direction of  $\tau_3$  or  $\tau_4$  will be the sum of the angle of shearing resistance for a flat plane plus the angle  $i$  shown on Fig. 5b.

The mechanical significance of the different orientations of the flutings is demonstrated in Fig. 5c. The shear strength-displacement curves in the direction of previous fault movement are given by curves  $\tau_1$  and  $\tau_2$ , while the shear strength in the direction perpendicular to  $\tau_1$  and  $\tau_2$  is given by the curves  $\tau_3$  and  $\tau_4$ . Superimposed on Fig. 5c is a horizontal line approximating the magnitude of shearing stresses (assumed to be roughly the same for both faults) acting on the two faults in the field. The position of this line with respect to the shear strength  $\tau_1$  and  $\tau_2$  indicates that fault plane No. 1 would fail, while fault plane No. 2 would not slip downhill perpendicular to the flutings because the shear strength  $\tau_4$  is greater than the magnitude of the shear stress.

#### Different Sizes of Irregularities

There can be several orders of magnitude of the surface irregularities. Fig. 6 is an actual trace of a bedding plane in limestone which is approximately 5 ft. long and illustrates how complex irregularities can become in nature. This figure shows a discontinuity having irregularities of two different orders of magnitude. A series of smaller second-order irregularities with larger angles of inclination from the overall dip of the surface (shown in part a) is superimposed upon a series of larger first-order irregularities (shown in part b).

Both of these sizes of irregularities can influence the shear strength of the in-situ rock mass. However, field studies of natural slopes in sandstone and carbonate rocks have indicated that the shear strength of their discontinuities is more closely associated with the smaller values corresponding to those obtained from the larger first-order irregularities. The implication is that some natural slope forming processes such as creep, ice formation, weathering and cumulative displacements due to repeated application of dynamic earthquake forces tend to cause the failure of the smaller, steeper irregularities. These events leave only the larger irregularities (which require larger displacements to be overcome) to be effective in the stability of natural slopes. However, these natural geologic processes have not had time to operate in pit slopes and the minor irregularities are often responsible for the relative stability of these slopes. Other sizes of irregularities, both smaller (e.g. grain size, etc.) and larger (e.g. small flexures and folds, etc.) than those shown in Fig. 6, are significant in field and laboratory determinations of the shear strength of rock with the larger scale irregularities becoming more significant in field problems.

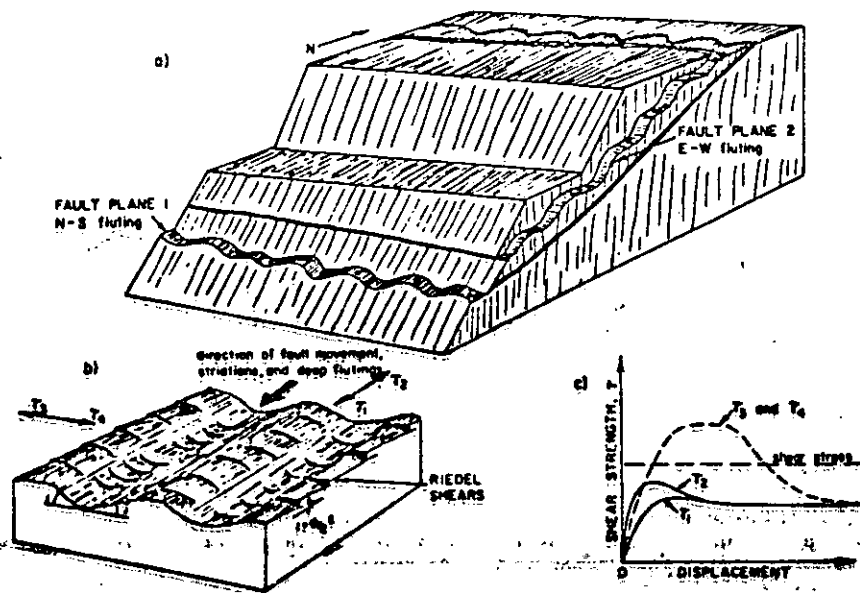


Fig. 5 — Details and effects of irregularities on fault surface.

# STABILITY IN OPEN PIT MINING

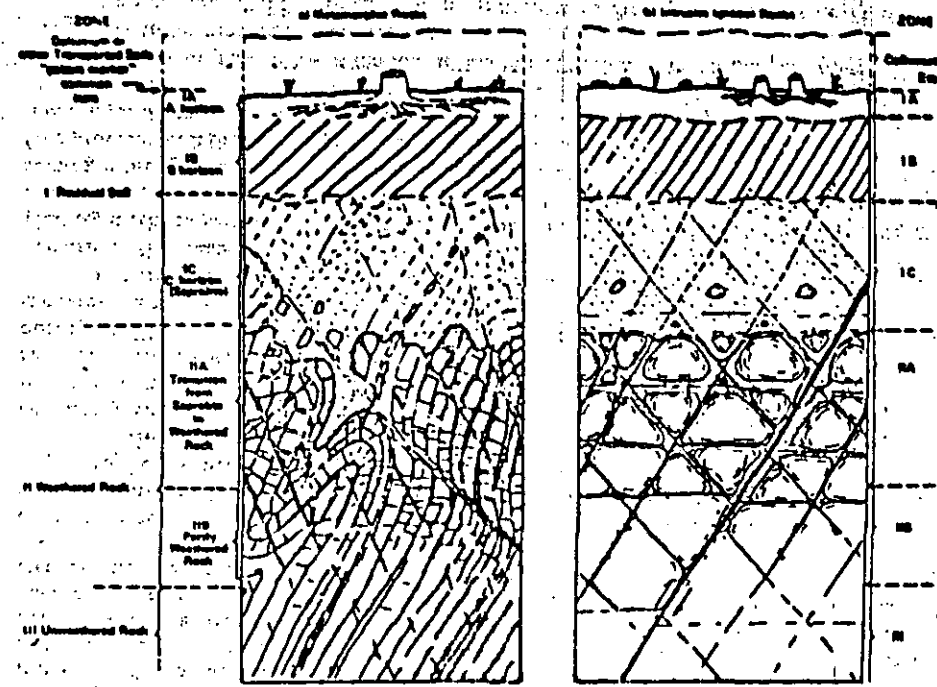


Fig. 14 — Typical weathering profile for metamorphic and intrusive igneous rocks.

The groundwater information is so important in a stability analysis that almost every borehole made in the mine area should be used to obtain groundwater data in addition to data collected for other purposes. The minimum groundwater data obtained from any boring would be the level of the groundwater table, the water level in the borehole measured every 24 hours during drilling (preferably at the beginning of each morning shift), and any unusual losses or flows of groundwater noted. An important aspect of groundwater studies in slope stability investigations is to know the magnitude of seasonal groundwater fluctuations, both in an upland area and in the vicinity of slopes. One or more permanent water level recording gauges placed early in the exploration programme will assist in estimating the magnitude of such fluctuations during mining operations.

6. A study of existing slope failures and of the stability characteristics of local natural slopes. Such a study is often required. In this way valuable information may be gained with a minimum of cost to the mine owner. Existing slope failures within the mine may be useful to back-calculate strength parameters and to check the results of laboratory tests and analysis. Air slaking or other surface deterioration of the existing mine slopes should be noted. The principal problem in using past slope failures is that the magnitude of the fluid pressures acting at the time of failure can never be known. Sometimes conditions are such that the fluid pressures were probably negligible and in a few cases relatively accurate estimates can be made of the critical fluid pressures. Another problem with using old slides is that the surface or surfaces of sliding may be covered up or obliterated. Unless the geometry and strength characteristics of the surface of sliding and the fluid pressures at the time of failure

# GEOLOGIC FACTORS CONTROLLING SLOPE STABILITY

RELATIVE STRENGTH	RELATIVE PERMEABILITY	PERCENT CORE RECOVERY* (NX Core)	RQD** (NX Core, percent)	DESCRIPTION	ZONE
low to medium	medium to high	0	—	—top soil, organic material —zone of leaching and elevation may be porous	I RESIDUAL SOIL
LOW (high if cemented)	LOW	0	—	—characteristically clay-enriched —also accumulations of Fe, Al and Si, hence may be cemented —no reflect structures present	IA-A HORIZON
low to medium (reflect structures very significant)	medium	generally 0-10%	0 or not applicable	—edges rock structures retained —silty grading to sandy material —less than 10% core stones —often micaceous	IB-B HORIZON
medium to low (where weak structures and reflect structures are present)	HIGH (water losses common)	variable, generally 10-90%	variable, generally 0-50	—highly variable, soil-like to rock-like —fines commonly fine to coarse sand (gruss) —10 to 95% core stones —spheroidal weathering common	II WEATHERED ROCK IIA-TRANSITION (from residual soil or saprotite to partly weathered rock)
medium to high	medium to high	generally 90%	generally 50-75%	—rock-like, soft to hard rock —joints stained to altered —some alteration of feldspars and micas —no iron stains to trace along joints —no weathering of feldspars and micas	IIB-PARTLY WEATHERED ROCK
very high	low to medium	generally 100%	>75% (generally 90%)		III UNWEATHERED ROCK

\*Notes: The descriptions provide the only reliable means of distinguishing the zones.  
\*\*Considering only intact rock masses with no adversely oriented geologic structures.

Table 1 — Description of a weathering profile for igneous and metamorphic rocks.

9. Kanj, M. A., "Shear Strength of Soil-Rock Interfaces", M.S. Thesis, Dept. of Geology, Univ. of Illinois, Urbana, 1970.
10. Deere, D. U., and Patton, F. D., "Effect of Pore Pressures on Stability of Slopes", GSA-ASCE Symposium on the Significance of Pore Pressures in Problems of Engineering Geology, Annual Meeting of Geol. Soc. America, New Orleans, Nov., 1967.
11. Huthert, M. K., "The Theory of Groundwater Motion", Jour. Geology, Vol. 48, No. 8, 1944, pp. 785-944.
12. Tótt, J., "A Theoretical Analysis of Groundwater Flow in Small Drainage Basins", Jour. Geophysical Research, Vol. 68, No. 16, 1963, pp. 4795-4812.
13. Freeze, R. A., and Witherspoon, P. A., "Theoretical Analysis of Regional Groundwater Flow: 1. Analytical and Numerical Solution to the Mathematical Model", Water Resources Research, 2, No. 4, 1966, pp. 641-656.
14. Freeze, R. A. and Witherspoon, P. A., "Theoretical Analysis of Regional Groundwater Flow: 2. Effect of Water Table Configuration and Subsurface Permeability Variation", Water Resources Research, 3, No. 2, 1967, pp. 623-634.
15. Meuboom, P., "Current Trends in Hydrogeology", Earth-Science Reviews, 2, Elsevier Publ. Co., Amsterdam, 1966, pp. 345-364.
16. Wilson, S. D., "Application of the Principles of Soil Mechanics to Open Pit Mining", Quart. Journal Colorado School of Mines, Golden, Colo. Vol. 54, No. 3, 1959.
17. Terzaghi, K., "The Mechanism of Landslides", Berkeley Volume, Geol. Soc. America, 1951, pp. 83-123.
18. Terzaghi, K., "Stability of Steep Slopes in Hard Unweathered Rock", Géotechnique, Vol. 12, No. 4, 1962, pp. 251-270.
19. Casagrande, A., "Control of Seepage Through Foundations and Abutments of Dams", Géotechnique, Vol. 12, 1963, pp. 67-71.
20. Müller, L., "The Stability of Rock Bank Slopes and the Effect of Water on Same", Int. Jour. Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 1, No. 4, 1964, pp. 475-504.
21. Pacher, F., "The Influence of Fissure Water on the Stability of the Rock Abutment of Arch Dams", Int. Jour. Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 1, No. 3, 1964, pp. 327-339.
22. Kenney, T. C., "Stability of the Vajont Valley Slope", Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol. 5, No. 1, 1967, pp. 10-16.
23. Louis, C., "Stromungsvorgänge in Kluftigen Medien und ihre Wirkung auf die Standsicherheit von Bauwerken und Böschungen im Fels" (Study of ground water flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses.) Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Federicoiana in Karlsruhe, Heft 30, 1967.
24. Lane, K. S., "Engineering Problems Due to Fluid Pressure in Rock", Proc. 11th Symposium on Rock Mech., Berkeley, 1969, pp. 501-540.
25. Morgenstern, N. R., "The Influence of Groundwater on Stability", Symposium on Stability for Open Pit Mining, Vancouver, 1970.
26. Pentz, D., "Methods of Evaluation and Analysis of Stability of Rock Slopes", Symposium on Stability for Open Pit Mining, Vancouver, 1970.
27. Brawner, C. O., "Case Studies of Stability on Mining Projects", Symposium on Stability for Open Pit Mining, Vancouver, 1970.
28. Wittke, W., "Three-dimensional Percolation of Fissured Rock", Proc. Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, Sept., 1970.
29. Deere, D. U., and Patton, F. D., "Stability of Slopes in Residual Soils", State-of-the-art paper, Session II, 4th Panamer. Cong. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, San Juan, Puerto Rico, June 1971.
30. Deere, D.U., Hendron, A.J., Jr., Patton, F.D., and Cording, E.J., "Design of Surface and Near-surface Construction in Rock", Proc. 8th Symposium on Rock Mech., Amer. Inst. Mining Engrs., 1966, pp. 237-302.
31. John, K. W., "Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock", J. Soil Mech. and Foundation Div., ASCE, Vol. 94, No. SM-2, 1968, pp. 497-526.
32. Hendron, A. J., Jr., Cording, E. J., and Aiyer, A. K., "Analytical and Graphical Methods for the Analysis of Slopes in Rock Masses", Tech. Rept. No. 36, U. S. Army Engineers, Waterways Exp. Sta., 1971.

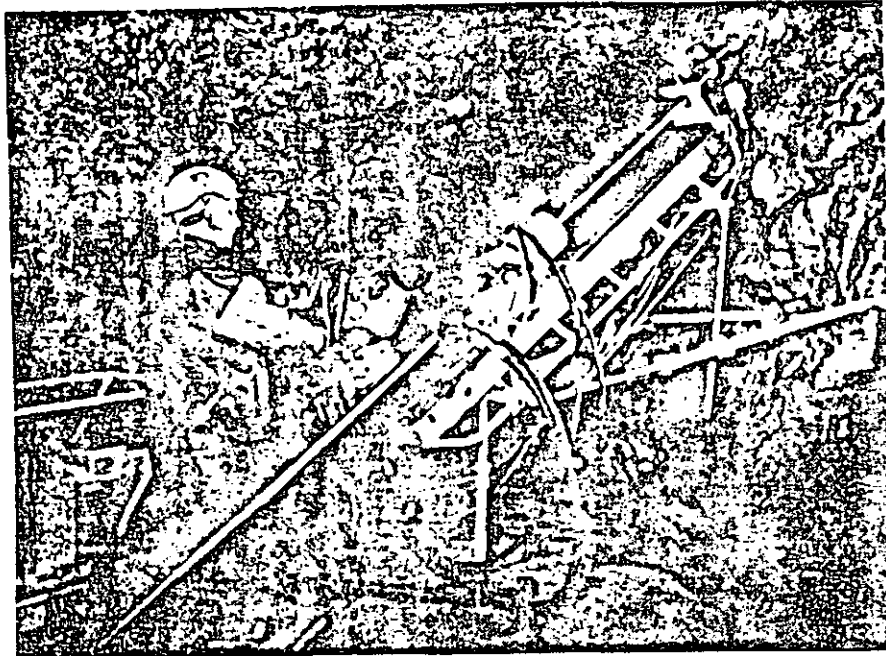


Figura 12. Una perforadora hidráulica de diamante adecuada para producir núcleos de 56 mm de alta calidad en espacios subterráneos reducidos. Fotografía reproducida con autorización de Atlas Copco, Suecia.

el barril cargado se saca del barreno se remueve la grapa, se parte el tubo interno que expone el núcleo, el cual se transfiere a la caja de muestras. En la figura 13 se muestra un doble barril con tubo partido, que fabrica Mindrill de Australia. Este barril ha sido descrito en detalle en un artículo de Jeffers<sup>44</sup>.

#### Perforación con cable\*

Cuando se perforan barrenos profundos desde la superficie, cuesta mucho trabajo y mucha energía remover las barras de barrenación al final de cada tanda de barrenación. Gran parte de este trabajo se puede evitar con el equipo de cable que permite que al final de cada tanda sólo se saque el barril lleno. Se baja el barril por el centro de los tubos de perforación con un cable y se utilizan varias abrazaderas para fijar el barril a la broca. Estas abrazaderas se sueltan una vez lleno el barril y no se mueve el tren de barras mientras se recupera el núcleo. La perforación con cable es ahora muy común en la exploración minera de calidad así como en las exploraciones y son muchos los contratistas que ya cuentan con el equipo necesario para este trabajo.

#### Orientación de las muestras

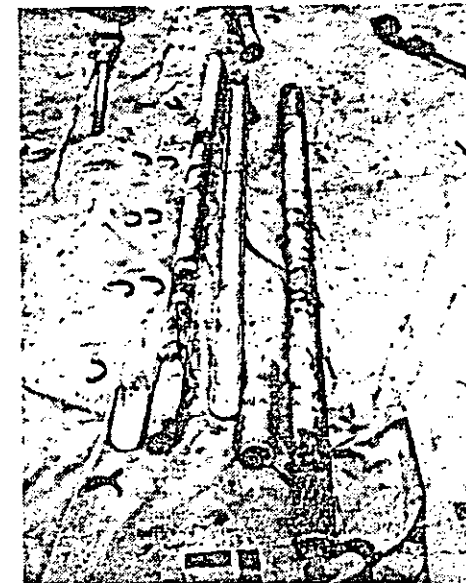
A estas alturas ya es evidente que la orientación y la inclinación de las discontinuidades estructurales en el macizo son factores de importancia en relación con el proyecto de las ex-

\* El texto en inglés dice *wireline*. Es práctica común no traducir el término y decir "perforación o barrenación Wireline" (N. del R.T.).



a. Barril de muestreo del que se ha quitado el barril exterior para enseñar el sistema de baleros a los que se fija el tubo partido interno. Nótese los agujeros para el agua en los baleros.

b. Barril de muestreo lleno con la broca de diamante desarmada para enseñar la extremidad del tubo partido interno saliendo del barril externo. Nótese la grapa circular con resortes que mantiene unido al tubo partido.



c. Barril interno partido, extraído del barril externo y desacoplado del sistema de baleros. Se quitaron las grapas circulares y se ha partido el tubo para enseñar el corazón casi inalterado de la tanda.

Figura 13. Utilización de un barril de muestreo de doble tubo para la recuperación de núcleos para fines geotécnicos.

cavaciones subterráneas. Por lo tanto, independientemente del éxito que haya tenido un programa de barrenación, se habrá perdido mucha información importante si no se logra dar una orientación a las muestras.

Phillips<sup>47</sup> y Ragan<sup>48</sup> han descrito métodos para establecer la orientación y la inclinación de estratos a partir de lentes o planos de estratificación reconocidos que quedan intersectados por dos o más barrenos no paralelos. Casi todos los geólogos se han familiarizado con estas técnicas que son muy útiles en algunas circunstancias. Los ingenieros civiles deberán consultar a Phillips<sup>47</sup> para los detalles.

La orientación de las muestras a partir de un solo barreno depende generalmente del uso de algún aparato de orientación que se emplea durante el programa de barrenación. El método Christensen-Hugel utiliza un aparato para marcar, que raya líneas paralelas sobre el núcleo cuando éste entra forzado en el tubo interno del barril<sup>49</sup>. El sistema de orientación Atlas Copco-Craelius utiliza un instrumento que se fija en el barril cuando éste entra en un barreno al comienzo de una tanda de barrenación. Algunas agujas paralelas al eje del barreno sobresalen de la broca y siguen el perfil del zoquete del núcleo que dejó la tanda anterior de la broca y siguen el perfil del zoquete del núcleo que dejó la tanda anterior como lo muestra la figura 14. La orientación del aparato es relativa a la posición del tren de barras en el brocal del barreno o, en un barreno inclinado, se determina con un marcador de balero que defina un plano vertical con respecto al eje del barreno. Cuando se ha recuperado el núcleo, se compara la primera pieza con el perfil de las agujas y las siguientes piezas de la muestra se van colocando conforme a la primera para obtener la orientación de otras características estructurales en relación con la primera pieza.

Hay sistemas de orientación de muestras más elaborados que implican la perforación de un agujero de pequeño diámetro en el fondo del barreno donde se quedó la tanda anterior. Una brújula se deposita en este agujero, misma que se recupera en la tanda siguiente<sup>45</sup>, o se puede cementar una varilla orientada en el agujero, lo que proporciona refuerzo a la muestra al mismo tiempo que orientación. Esta última técnica, que se co-

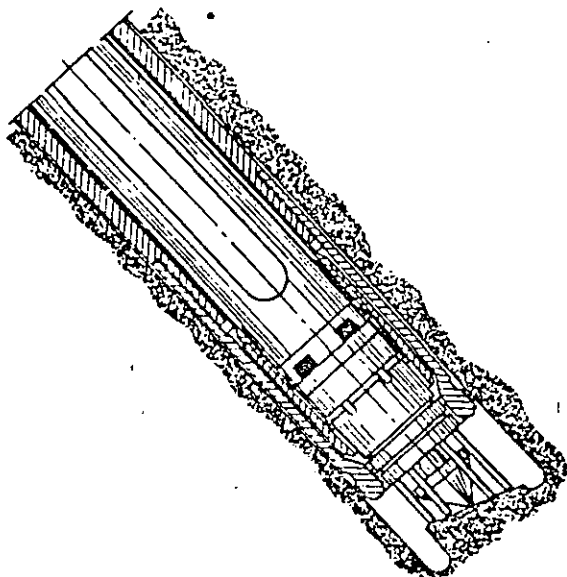


Figura 14. Un aparato de Atlas Copco-Craelius para la orientación de la muestra. Fijado en el interior de la broca de diamantes, las agujas toman el perfil del zoquete del núcleo dejado por la tanda anterior. La presión sobre el cono activado con resorte fija las agujas, acciona el marcador y suelta el aparato para que pueda entrar en el barril delante del núcleo.

noce como el método de muestreo integral, la describió Rocha<sup>50</sup> y puede ser usada para recuperar núcleos orientados, de alta calidad, de una roca muy mala. Sin embargo esta técnica es muy costosa y tardada y no debe usarse más que para investigar áreas muy críticas en el macizo rocoso.

Para la orientación de las muestras se han hecho observaciones de las paredes de los barrenos por medio de cámaras fotográficas<sup>51</sup> o de sistemas televisivos, pero los resultados rara vez han sido satisfactorios. Puede perderse mucho tiempo debido a descomposiciones mecánicas o eléctricas en los equipos que no han sido ideados para trabajar en condiciones tan severas. Un instrumento para la inspección de los barrenos que parece dar mejores resultados es el "Televiewer" que originalmente se ideó para la industria petrolera<sup>52</sup>. Este instrumento, que trabaja en un barreno lleno de lodo, produce una imagen del tipo de la televisión por medio de la atenuación de una señal sónica por las fracturas en la roca que circunda el barreno. El alto costo de este instrumento limita su aplicación a investigaciones especiales y no entra en trabajos de exploración de rutina.

Un medio barato para obtener la impresión del interior de un barreno hecho con diamante fue el inventado últimamente por Hinds<sup>53</sup>. La figura 15 reproduce una impresión tomada en un barreno de 3 pulgadas (76 mm) en arenisca y esta impresión muestra el grano grueso de la roca, así como varias fisuras abiertas. El material de la impresión es una película termoplástica llamada Parafilm M\* que se aplica contra la pared del barreno con una bolsa de hule que se infla. Si se conecta este aparato a algún sistema de orientación o algún instrumento topográfico de barrenación, se puede conseguir información sobre la orientación de las fracturas en un macizo independientemente de la perturbación del núcleo.

De los comentarios hechos en esta sección se habrá comprendido que la orientación de las muestras es una operación complicada con resultados muchas veces insatisfactorios. A pesar de estas dificultades, el conocimiento de la orientación y de la inclinación de las discontinuidades en el macizo es importante y no hay que escatimar esfuerzos para conseguir esta información.



Figura 15. Reproducción fotográfica de una impresión tomada sobre película termoplástica dentro de un barreno de 3" (76 mm) hecho con diamantes en arenisca.

\* Fabricado por The American Can Company American Lane, Greenwich, Conn. 06830, E.E.U.U.



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

GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

DESCRIPCION Y CLASIFICACION INGENIERIL  
DE LAS ROCAS

ING. JORGE I. MAYCOTTE

NOVIEMBRE, 1985



*J. I. Maycott*

**INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS**

**COMMISSION ON  
CLASSIFICATION OF ROCKS AND ROCK MASSES**

**BASIC GEOTECHNICAL DESCRIPTION  
OF ROCK MASSES**

## INTRODUCTION

A common deficiency of both geologic and geotechnical reports and published papers on rock mechanics problems has been the lack of an adequate and generally accepted means to transmit an overall assessment of the nature of rock masses to those who have not had an opportunity to observe them. A language common to rock mechanics specialists and experts from related fields should be available. This is why the ISRM, at its Council Meeting in Nancy, on October 3, 1971, decided to appoint a Commission on Classification of Rocks and Rock Masses (see Appendix 1).

The first task of the Commission was an exhaustive gathering and study of documents (see References), in particular of the numerous classification systems presently in use. The Commission preferred to follow, as far as possible, classification criteria already in practice, rather than to innovate.

It was considered advisable to establish first a "Basic Geotechnical Description of Rock Masses" (BGD), general in nature; the experience gained in using it might then lead to special descriptions and/or classifications for different kinds of engineering works or aimed at specific types of geologic formations. Such a basic description is proposed in this document.

The intent of the Basic Description is to characterize in simplified form the various zones that constitute a given rock mass, using information obtained from the observation of outcrops, trenches, adits or boreholes. The Description may be used for written and symbolic characterization of rock masses; it may be included in borehole logs, trench or adit logs, or may be shown on maps and geological sections. //

It should be emphasized that, as the BGD is not an exhaustive description, it will often need to be supplemented by additional, more detailed, information.

It is expected that application of the BGD to a variety of practical situations will suggest additions or modifications to the present document. Any remarks aimed at improving the Description should be addressed to the Secretariat of the International Society for Rock Mechanics, at the Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Avenida do Brasil, 1799 Lisboa Cedex, Portugal.

# Basic Geotechnical Description of Rock Masses (BGD)

---

## 1: REQUIREMENTS FOR A BASIC GEOTECHNICAL DESCRIPTION

The BGD is intended to meet the following major requirements:

(a) To provide a language enabling the observer to transmit his general impression of a rock mass, particularly with regard to its anticipated mechanical behaviour. The language of the BGD, must be unambiguous; different observers of a given rock mass should describe it in the same way.

(b) To contain as far as possible quantitative data of interest in the solution of definite practical problems.

(c) Whenever possible, to use simple measurements, rather than visual observations alone.

## 2: CHARACTERISTICS CONSIDERED FOR PURPOSES OF DESCRIPTION

The object of the BGD being essentially to characterize the mechanical behaviour of rock masses, the following five characteristics were taken into account:

—the rock name, with a simplified geological description;

—two structural characteristics of the rock mass, namely layer thickness and fracture intercept\*;

—two mechanical characteristics, namely the uniaxial compressive strength of the rock material and the angle of friction of the fractures.

The rock name and geological description are of great interest, owing to the abundant information, particularly of a mechanical nature, that they imply.

The parameters layer thickness and fracture intercept are considered for the following reasons:

—they characterize morphologic aspects of basic importance for the visualisation of the rock mass;

—they usually have a considerable influence on the mechanical behaviour of the rock mass;

—their quantitative assessment is generally not difficult.

The parameters, uniaxial compressive strength of the rock material and angle of friction of the fractures have been included for the following reasons:

—these properties play a very considerable role in the mechanical behaviour of rock masses;

—from their values it is, as a rule, possible to infer other mechanical characteristics, particularly when considered in the light of the rock name and geologic characterization;

—they can be assessed from simple tests; or even from the observer's past experience alone;

—their meaning is familiar to all specialists engaged in studies of rock masses.

The interval limits for the four parameters (Tables 1-4) have been selected as far as possible, to correspond with boundaries of significance to engineering projects.

## 3: ZONING OF THE ROCK MASS

When applying the BGD one should first divide the rock mass into zones, that is, geotechnical units, whose characteristics may be considered uniform with regard to the requirements of the project; relevant characteristics may however display considerable variation within a geotechnical unit. A zone may include non-contiguous volumes of the rock mass, such as interbedded layers of sedimentary or volcanic formations with the same geotechnical characteristics. In the case of rock masses that vary continuously from place to place, for example due to weathering, it may be advisable to delineate arbitrary zone boundaries in such a way that the properties of each zone may be considered uniform.

A preliminary zoning may be based on general geological data available on the rock mass, reflecting lithological differentiation, degree of alteration, fracture characteristics, etc. Improvement of the zoning will be progressively achieved as additional information is acquired on the geology and on the four parameters considered in the Description.

After the zoning, the BGD is applied to each zone. Each of the four parameters considered in the Description is determined on samples that are selected as representative of the zone. The number, positions and dimensions of the samples will depend on the parameter to be determined and on the statistical refinement required. A similar procedure should be followed regarding the rock name and geological description.

Sometimes, particularly in the preliminary stage of applying the BGD, the consideration of some parameters may be dispensed with, on account of the nature of the formations and/or the problem to be solved.

---

\* Definitions are presented in paragraphs 5 and 6.

#### 4: ROCK NAME AND SIMPLIFIED GEOLOGICAL DESCRIPTION

The rock will be given a name in accordance with the genetic classification presented in Appendix 2.

The extent of the simplified geological description will depend on the nature of the formations and the requirements of the project. As a rule the following aspects need to be considered:

- geologic structure of the rock mass (folds, faults, etc.);

- fracturing of the rock mass (fracture sets and fracture characteristics);

- colour, texture and mineral composition of the rock material;

- degree of weathering assessed by the terms of the classification referred to in Appendix 3; the symbols (W1 to W5) may be used instead of the terms.

As a rule it will be advisable to consider a general geologic description and a supplementary description of each zone.

The geologic description should be implemented by photographs, preferably a stereo pair.

#### 5: LAYER THICKNESS

The layer thickness in a zone of a layered rock mass is the mean value of the thickness of the layers making up the zone. The term layer is used here in its most general sense and may be applied to sedimentary, igneous or metamorphic formations.

The layer thickness can be determined on outcrops or other exposures and/or on core samples.

The layer thickness in a zone is characterized by indicating the interval, among the five in Table 1, within which the thickness determined falls. The five intervals are represented by symbols  $L_1$  to  $L_5$  and are designated as shown in the table. Zones that are not layered are assigned the symbol  $L_0$ .

In case when only three intervals are needed, those represented in Table 1 by the symbols  $L_{1,2}$ ,  $L_3$ ,  $L_{4,5}$  are used with the corresponding designations indicated in the table.

#### 6: FRACTURE INTERCEPT

The term fracture as used herein refers to any natural discontinuity surface with zero or very low tensile strength. An easy separation by hand can be used as an assessment criterion in practice. Fracture intercept\* is defined as the mean distance between successive fractures as measured along an intersecting straight line. All fractures are counted, whether or not they belong

\* The term intercept was preferred to spacing as the latter strictly is applicable only to parallel planes

† Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength of Rock Materials and the Point-Load Strength Index, Int. Soc. Rock Mech., 1972.

TABLE 1. LAYER THICKNESS

Intervals (cm)	Symbols		Descriptive terms	
> 200	$L_1$		Very large	
60 - 200	$L_2$	$L_{1,2}$	Large	Large
20 - 60	$L_3$	$L_3$	Moderate	Moderate
6 - 20	$L_4$		Small	
< 6	$L_5$	$L_{4,5}$	Very small	Small

to the same set. Fractures can be observed at exposed surfaces of the rock mass or in core samples.

When fracture intercept changes with direction, the value to be adopted in the Description should be the one corresponding to the direction along which the smallest mean intercept was found, unless specific circumstances warrant otherwise.

The fracture intercept in a zone of a rock mass is characterized by indicating the interval, among those in Table 2, within which the intercept determined falls. The intervals are represented by symbols  $F_1$  to  $F_5$  or using a simplified 3-class system by  $F_{1,2}$ ,  $F_3$ ,  $F_{4,5}$  and are designated as shown in the table. A zone with no fractures will be ascribed the symbol  $F_0$ .

When it is possible and advisable to associate the fractures in sets, the mean fracture spacing in cm, measured perpendicular to the fractures, should be recorded for each fracture set, and presented as supplementary information to the fracture intercept as defined above.

#### 7: UNIAXIAL COMPRESSIVE STRENGTH OF THE ROCK MATERIAL

The uniaxial compressive strength of the rock material in a zone is the mean strength of rock samples taken at points in the zone away from fractures and other discontinuities where the rock may be more weathered.

The strength can be determined directly by uniaxial compressive strength tests, or indirectly by point-load strength tests, according to the methods recommended by the ISRM. The samples should be tested at a water content pertinent to the problem to be solved.

Sometimes, particularly at an early stage in the description of the rock mass, strength may be assessed without testing. This fact should be acknowledged in the report.

TABLE 2. FRACTURE INTERCEPT

Intervals (cm)	Symbols		Descriptive terms	
> 200	$F_1$		Very wide	
60 - 200	$F_2$	$F_{1,2}$	Wide	Wide
20 - 60	$F_3$	$F_3$	Moderate	Moderate
6 - 20	$F_4$		Close	
< 6	$F_5$	$F_{4,5}$	Very close	Close

TABLE 3. UNIAXIAL COMPRESSIVE STRENGTH OF THE ROCK

Intervals (MPa)	Symbols	Descriptive terms
> 200	S <sub>1</sub>	Very high
60-200	S <sub>2</sub>	High
20-60	S <sub>3</sub>	Moderate
6-20	S <sub>4</sub>	Low
< 6	S <sub>5</sub>	Very low

When the rock material is markedly anisotropic in its strength, the value considered for the description should correspond to the direction along which the smallest mean strength was found. However, in such cases it is usually of importance to record the uniaxial compressive strength in other directions.

As was the case for layer thickness and fracture intercept, characterization of uniaxial compressive strength is to be based of either five or three strength intervals as indicated in Table 3.

8: ANGLE OF FRICTION OF THE FRACTURES

The angle of friction of the fractures to be used for purposes of the BGD is defined as the slope of the tangent to the peak strength envelope at a normal stress of 1 MPa. This is an arbitrary definition for purposes of classification and the value may not be identical to that to be used in the project design.

Laboratory tests may be used for the determination of the angle of friction, in accordance with the methods recommended by the ISRM\*, or an estimate may be made with the aid of observations such as of roughness of the fracture surfaces, nature and thickness or filling materials, etc.† Irregularities, waviness and persistence of the fracture surfaces at a scale larger than that of laboratory samples will not be taken into account for purposes of the BGD although they may be of considerable significance in the design. The value to ascribe to the angle of friction of the fractures in a zone is the mean value of the results obtained for the zone.

TABLE 4. ANGLE OF FRICTION OF THE FRACTURES

Intervals (°)	Symbols	Descriptive terms
> 45	A <sub>1</sub>	Very high
35-45	A <sub>2</sub>	High
25-35	A <sub>3</sub>	Moderate
15-25	A <sub>4</sub>	Low
< 15	A <sub>5</sub>	Very low

\* Suggested Methods for Determining Shear Strength, Int. Soc. for Rock Mech., 1974

† Suggested Methods for the Quantitative Description of Rock Masses and Discontinuities, Int. Soc. for Rock Mech., 1977.

When fracture sets occur that differ in their shear strength, the angle of friction to be adopted is that corresponding to the set which shows the smallest mean value, unless specific circumstances warrant otherwise. A record of the angles of friction corresponding to other fracture sets may prove of interest.

In a similar way as for the former three parameters, the angle of friction of the fractures in a zone of the rock mass is classified according to Table 4.

9: APPLICATION OF THE BGD

When applying the BGD to a rock mass, use may be made of a data sheet such as presented as Appendix 4. The front page of the data sheet is intended for the BGD of the rock mass; the back page, for the evaluation of the mean values of the four parameters and for supplementary information.

Each zone should be characterized by its rock name followed by the interval symbols corresponding to the parameter values, the latter shown in the same sequence as introduced above, e.g. Granite L<sub>0</sub>F<sub>3</sub>S<sub>2</sub>A<sub>3</sub>, Sandstone L<sub>3</sub>F<sub>4,5</sub>S<sub>3</sub>A<sub>3</sub>.

The need to add supplementary information depends on the particular requirements of the project and the specific features of the rock mass. The final description of the rock mass should consist of the BGD plus such supplementary information.

For some situations, consideration of more than five parameter intervals may be justified. To retain the structure of the BGD, subdivisions should then be established for the intervals in Tables 1 to 4 by ascribing to the parameters secondary boundary values defined for each case. Sub-intervals should be assigned subscripts a, b, ... Thus, if necessary when describing a given rock mass, fracture intercept interval F<sub>3</sub> may be split into sub-intervals 40-60 cm and 20-40 cm, the latter denoted by F<sub>3a</sub> and F<sub>3b</sub>, respectively. In a like manner, layer thickness intervals L<sub>1</sub> and L<sub>2</sub> may be split into sub-intervals L<sub>1a</sub>, L<sub>1b</sub>, L<sub>2a</sub>, and L<sub>2b</sub>, e.g. as defined by the secondary boundary values >400 cm, 200-400 cm, 100-200 cm, and 60-100 cm, respectively. For such situations, zone identification calls for the use of sub-interval symbols, e.g. Diabase L<sub>0</sub>F<sub>3b</sub>S<sub>2</sub>A<sub>2</sub>.

Whenever application of the BGD is contemplated, core logs should include columns where values of each of the four parameters can be recorded by inscribing the symbols introduced in Tables 1-4. The same symbols should be used when describing rock conditions at all phases of the project. When observation results are aimed at zoning the rock mass and characterizing each zone it is common, in the light of a global assessment of the problem in hand to fuse into a single zone a number of zones, previously regarded as differentiated. To account for this, a finer characterization should be made on the logs than is deemed necessary as an end-product on, for example, geotechnical maps and sections.

In Appendix 5, examples are presented of application of the BGD to a number of typical situations.

## REFERENCES

1. Berlo D. K. *The Process of Communication*. Holt, Rinehart & Winston, New York (1960).
2. Coates D. F. Classification of rocks for rock mechanics. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 1, 421-429 (1964).
3. Coates D. F. Rock mechanics principles. Dept. of Mines & Technical Surveys, Ottawa (1966).
4. Coates D. F. & Parsons R. C. Experimental criteria for classification of rock substances. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 3, 181-191 (1966).
5. Cottis G. I., Dowell R. W. & Franklin J. A. A rock classification system applied in civil engineering. *Civ. Engrg. Public Rev.* 1, 611-614, and 2, 737-743 (June, 1971).
6. Cown R. F. & Merritt A. H. Determination of the *in situ* modulus of deformation of rock. *A.S.T.M.* 154-173 (Feb, 1969).
7. Deere D. U. Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mech. Lingua Geol.* 1, 16-22 (1963).
8. Duffaut P. La position des betons et mortiers par rapport a la classification mecanique des roches selon Don Deere. *Rev. Mater. Construct. Tru. Publies* 659-660 (Aug-Sep, 1970).
9. Duffaut P. Essai de description structurale des roches a l'usage de l'ingénieur. *1st Congr. Int. Assoc. Int. Geol. Ingenieur*, Tome 1, pp. 295-300 (Sep, 1970). Paris.
10. Franklin J. A. Rock quality in relation to the quarrying and performance of rock construction materials. *Proc. 2nd Int. Congr. Int. Assoc. of Engrg. Geol.*, Vol. 1, São Paulo, IV PC; 2.1-2.11 (1974).
11. Iida R. & Okamoto A. Geological rock classification of dam foundation. *Jap. Soc. Soil Mech. Edu. Engrg.* Vol. 1, pp. 161-163. Joint Committee on Rock Mechanics, Japan (1970).
12. Jaeger J. C. & Cook N. G. W. *Fundamentals of Rock Mechanics*. Methuen, London (1968).
13. Klaus W. J. An approach to rock mechanics. *J. Am. Soc. Civ. Engrs* 88, 1-30 (August, 1962).
14. Kruse G. H., Zerneke K. L., Scott J. B., Johnson W. S. & Nelson J. S. Rock mechanics - theory and practice. *11th Symp. on Rock Mechanics*, Chap. 10. *Approach to Classification Rock für Tunnel Linear Design*. Berkeley, pp. 169-192 (1969).
15. Lidanyi B. Uniaxial Testing of Rocks for Classification Purposes. Department of Mines and Technical Surveys Mines Branch, Ottawa, pp. 2-39 (Sep, 1964).
16. Mello Mendes F. *Mecânica das Rochas*. Secção de Folhas da A.F.I.S.T., Lisboa (1969).
17. Mencl V. Classification of solid rock masses. *10th Meeting of the Int. Bureau for Coal Research*, Leipzig, pp. 122-125 (1968).
18. Moles A. A. *La Creation Scientifique*. Kister, Geneve (1957).
19. Obert L. & Duvall W. I. *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*. Wiley, New York (1967).
20. Oliveira R. *Classificação de Terrénos*. Curso de Geologia de Engenharia, ENSC, Lisboa (Nov, 1970).
21. Onodera I. F. Activities on rock mechanics. *Jap. Soc. Soil Mech. Edu. Engrg.* Vol. 1, Joint Committee on Rock Mechanics, Japan, pp. 3-7 (1970).
22. Patching T. H. & Coates D. F. A recommended rock classification for rock mechanics purposes. The Canadian Institute of Mining and Metallurgy and the Mining Society of Nova Scotia, Vol. 71, pp. 305-307 (1968).
23. Rats M. V. & Chernyashov S. N. Statistical aspect of the problem on the permeability of the jointy rocks. *Proc. Dubrovnik Symp. on Hydrology of Fractured Rocks*, pp. 227-235 (1965).
24. Rocha M. *Mecânica das Rochas*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa (1971).
25. Rzhetsky Y. & Novik G. *The Physics of Rocks*. Mir, Moscow (1971).
26. Stapledon D. H. Discussion of the paper classification of rock substances (D. F. Coates). *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 5, 371-373 (1968).
27. Szeczy K. *The Art of Tunnelling*. Akademiai Kiado, Budapest (1966).
28. Talobre J. A. *La Mécanique des Roches*. Dunod, Paris (1957).
29. Terzaghi K. *Introduction to Tunnel Geology, Rock Tunnelling with Steel Supports* by R. Proctor and T. White. Youngstown Printing, Youngstown, OH (1946).
30. Van-Der Vlis A. C. Rock classification by a simple hardness test. *Proc. 2nd Int. Congr. of the Int. Soc. of Rock Mech.* Vol. 2, Belgrade, paper 3-4 (1970).
31. Voight B. On the functional classification of rocks for engineering purposes. *Int. Symp. on Rock Mechanics*, Madrid, pp. 131-133 (1968).
32. Stagg K. G. & Zienkiewicz O. C. (Ed) *Rock Mechanics in Engineering Practice*. Division of Civil Engineering School of Engineering, University of Wales, Swansea (1968).

## APPENDIX I

MEMBERS OF THE COMMISSION  
ON "CLASSIFICATION OF ROCKS AND  
ROCK MASSES"

M. Rocha - Chairman	(Portugal)
B. Aisenstein	(Israel)
R. Call	(U.S.A.)
E. J. Cording	(U.S.A.)
F. Franciss	(Brazil)
J. Franklin	(Canada)
H. Helfrich	(Sweden)
J. Jennings	(South-Africa)
C. O. Morfeldt	(Sweden)
L. Obert	(U.S.A.)
R. Oliveira	(Portugal)
M. Panet	(France)
D. Stapledon	(Australia)
B. Voight	(U.S.A.)

## APPENDIX II ROCK TYPE CLASSIFICATION\*

GENETIC/GROUP		DETRITAL SEDIMENTARY						PYROCLASTIC		CHEMICAL/ORGANIC	
Usual structure		BEDDED									
Composition		Grains of rock, quartz, feldspar and clay minerals				At least 50% of grains are of carbonate		At least 50% of grains are of fine-grained igneous rock			
GRAIN SIZE (mm)	60 2	Very coarse-grained Coarse-grained	RU DACEOUS	Grains are of rock fragments			CARBON- ATE GRAVEL	CALCI- RUDITE	Rounded grains AGGLOMERATE Angular grains VOLCANIC BRECCIA LAFILLI TUFF	VOLCANIC ASH	SALINE ROCKS Halite Anhydrite Gypsum
				BOULDERS COBBLES	Rounded grains; CONGLOMERATE						
			GRAVEL	Angular grains; BRECCIA							
			Medium-grained	AR DACEOUS	Grains are mainly mineral fragments		CARBON- ATE SAND	CALC- ARENITE	TUFF	VOLCANIC ASH	LIMESTONE + DOLOMITE
		SAND			SANDSTONE; Grains are mainly mineral fragments QUARTZ SANDSTONE; 95% quartz, voids empty or cemented ARKOSE; 75% quartz, up to 25% feldspar; voids empty or cemented GREYWACKE; 75% quartz, 15% fine detrital material; rock and feldspar fragments						
	0.06	Fine-grained	ARGILLACEOUS OR LUTACEOUS	SILT	SILTSTONE 50% fine-grained particles	CARBON- ATE SILT	CALCI- SILTITE CHALK	FINE-GRAINED TUFF	VOLCANIC ASH	PEAT LIGNITE COAL	
	0.002	Very fine-grained		CLAY	CLAYSTONE 50% very fine grained particles						CARBON- ATE MUD
		GLASSY AMOR- PHOUS									



METAMORPHIC		IGNEOUS				GENETIC GROUP		
FOLIATED	MASSIVE				Usual Structure			
Quartz, feldspars, micas, acicular dark minerals		Light coloured minerals are quartz, feldspar, mica*		Dark and light minerals	Dark minerals	Composition		
		Acid rocks	Intermediate	Basic rocks	Ultrabasic			
GNEISS (ortho-para-, Alternate layers of granular and flakey minerals)	MARBLE GRANULITE	PEGMATITE			PYROXENITE and PERIDOTITE	Very coarse-grained	60	GRAIN SIZE (mm)
		GRANITE	DIORITE	GABBRO		Coarse-grained	2	
MIGMATITE	QUARTZITE HORNFELS AMPHIBLITE	MICROGRANITE	MICRODIORITE	DOLERITE	SERPENTINITE	Medium-grained		
SCHIST								
PHYLLITE		RHYOLITE	ANDESITE	BASALT		Fine-grained	0.06	
SLATE MYLONITE					Very fine-grained	0.002		
		OBSIDIAN and PITCHSTONE		TACHYLITE		GLASSY		
		VOLCANIC GLASSES				AMORPHOUS		

\* From: Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 19, June July, 1979.

### APPENDIX III

#### WEATHERING CLASSIFICATION\*

Term	Description	Symbols
Fresh	No visible sign of rock material weathering; perhaps slight discolouration on major discontinuity surfaces.	W1
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 than in its fresh condition.	W2
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 discontinuous framework or as corestones.	W3
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 corestones.	W4
Completely weathered	All rock material is decomposed and/or disintegrated to soil. The original mass structure is still largely intact.	W5

\* Adapted from suggested Methods for the Quantitative Description of Rock Masses and Discontinuities, Int. Soc. for Rock Mech., *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 15, 319-368 (1978).

APPENDIX IV  
BASIC GEOTECHNICAL DESCRIPTION

Type of work: <sup>(1)</sup>					
Investigation stages: <sup>(2)</sup>			Exposure: <sup>(3)</sup>		
Location:		Observer: <sup>(4)</sup>		Date:	
Rock name and general geological description: <sup>(6)</sup>					
Supplementary geologic description: <sup>(7)</sup>					
Zone I:					
Zones	Occurrence (2) (8)	Characterization <sup>(9)</sup>	Zones	Occurrence (2) (8)	Characterization <sup>(9)</sup>
I			V		
II			VI		
III			VII		
IV			VIII		

COMPUTATION OF PARAMETERS<sup>(10)</sup>

Zone	Parameters	Samples				Average	Std dev.	BGD symbols
		1	2	3	4			
I	Layer thickness (cm)							
	Fracture interc. (cm)							
	U comp. strength (MPa)							
	Angle of friction (°)							
II	Layer thickness (cm)							
	Fracture interc. (cm)							
	U comp. strength (MPa)							
	Angle of friction (°)							
III	Layer thickness (cm)							
	Fracture interc. (cm)							
	U comp. strength (MPa)							
	Angle of friction (°)							
IV	Layer thickness (cm)							
	Fracture interc. (cm)							
	U comp. strength (MPa)							
	Angle of friction (°)							
V	Layer thickness (cm)							
	Fracture interc. (cm)							
	U comp. strength (MPa)							
	Angle of friction (°)							
Remarks <sup>(11)</sup>								
Layer thickness:								
Fracture interc.:								
U comp. strength:								
Angle of friction:								

## Supplementary information

(1) Main characteristics of the structure (2) Preliminary, final, ... (3) Outcrop, trench, cores, ... (4) Name and qualification. (5) Stereo pairs of photographs, with the zones outlined. Other stereo pairs may be added. Ordinary photographs and/or sketches can be resorted to. (6) Rock name (Appendix III, BGD); structure (folds, faults...) fracturing (fracture sets, fracture characteristics); weathering (Appendix IV, BGD). (7) Specific aspects should be considered for each zone (8) Estimated proportion, by volume, of the occurrence of each zone relative to the observed rock mass (9) - Rock name followed by the interval symbols of the parameter values (art. 9). (10) See art. 3, 5, 6, 7 and 8 of BGD (11) Methods followed in the determination of the parameters and difficulties encountered.

*J. L. Mayotte*

## 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:

	Page
INTRODUCTION (Historical) . . . . .	320
ACKNOWLEDGEMENTS . . . . .	321
INTRODUCTION (TECHNICAL) . . . . .	321
GLOSSARY . . . . .	322
SAMPLING PHILOSOPHY . . . . .	322
Suggested methods for the quantitative description of the following:	322
1. ORIENTATION . . . . .	322
(A) Compass and Clinometer Method . . . . .	330
(B) Photogrammetric Method . . . . .	333
2. SPACING . . . . .	335
3. PERSISTENCE . . . . .	338
4. ROUGHNESS . . . . .	346
5. WALL STRENGTH . . . . .	351
6. APERTURE . . . . .	353
7. FILLING . . . . .	356
8. SHEAR PAGE . . . . .	359
9. NUMBER OF SETS . . . . .	360
10. BLOCK SIZE . . . . .	363
11. DRILL CORE . . . . .	363

(5) International Society for Rock Mechanics

(6)

(7) International Society for Rock Mechanics

(8) International Society for Rock Mechanics

(9) International Society for Rock Mechanics

(10) International Society for Rock Mechanics

(11) International Society for Rock Mechanics

(12) International Society for Rock Mechanics

(13) International Society for Rock Mechanics

## INTRODUCTION (HISTORICAL)

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 and 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, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Avenida do Brasil, Lisboa 5, Portugal.

**Acknowledgements** The following persons contributed in the drafting of these "Suggested Methods": W. E. Bamford, C. M. Barton and B. MacMahon (*Australia*); M. A. Kiani (*Brazil*); K. Babcock, J. M. Boyd, D. Cruden, J. A. Franklin, G. Herget, G. Macleod and D. R. Piteau (*Canada*); D. Cawsey, W. Dearman, M. DeLentis, J. M. Edmond, P. G. Fookes, and T. R. Harper (*England*); K. Saari and M. Tamminen (*Finland*); K. John (*Germany*); G. Manfredini (*Italy*); A. Bello (*Mexico*); N. Rengers (*Netherlands*); N. Barton (Coordinator); H. Barky, R. Lien, T. Loken, F. Loset, and A. Palmstrom (*Norway*); N. F. Grossman and R. Oliveira (*Portugal*); J. H. DeBeer and J. E. Jennings (*South Africa*); M. Bergman and I. Hansagi (*Sweden*); D. C. Banks, T. L. Brekke, D. U. Deere, H. H. Einstein, C. H. Miller, H. J. Percus, D. Ross-Brown and J. 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; point 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 (triaxial 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 *see*

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 areal 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 lower 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 intervening 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 of 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 clino-rule and 50 m tape, or a direct reading azimuth protractor can be used.

(c) When estimating the dip of inaccessible joints it



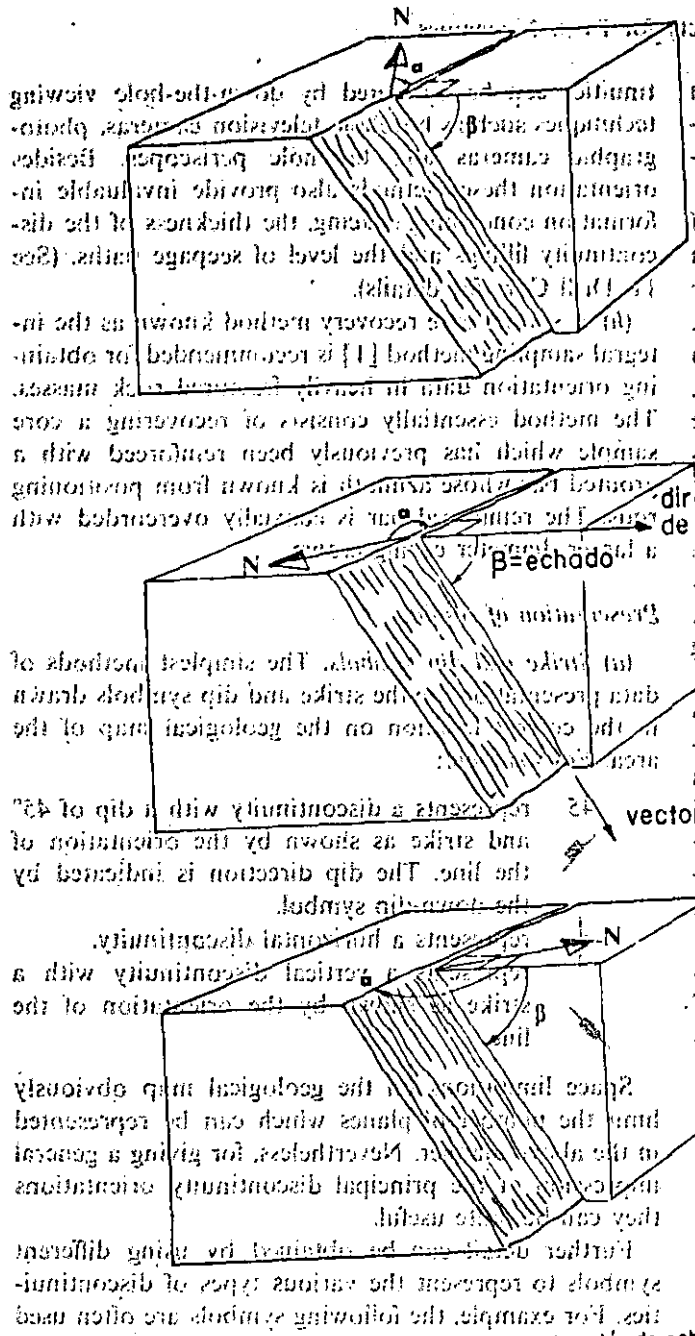


Fig. 1 Diagramas que indican el rumbo, el echado y la dirección de echado de tres planos orientados de diferente manera.

rumbo =  $\alpha^\circ$   
 echado =  $\beta^\circ$   
 dirección de echado =  $\alpha^\circ + 90^\circ$   
 (=  $\beta^\circ$ )

rumbo =  $\alpha^\circ$   
 echado =  $\beta^\circ$   
 dirección de echado =  $\alpha^\circ + 90^\circ$   
 (=  $\beta^\circ$ )

rumbo =  $\alpha^\circ$   
 echado =  $\beta^\circ$   
 dirección de echado =  $\alpha^\circ + 90^\circ$   
 (=  $\beta^\circ$ )

is convenient to use a clinometer with an in-lineable 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 (000).

(c) The dip direction and dip should be recorded in that 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 ore bodies due to ore bodies will sometimes cause compass readings to be unreliable. In such cases a 50 m 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 clinometer, one leg parallel to the tape. The data should be recorded before analysis of the field.

(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 relative to the horizontal should be measured.

ive 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 Craelius core orientator. Alternatively, the orientation of minor discon-

tinuities can be estimated by down-the-hole viewing techniques such as borehole television cameras, photographic cameras and borehole periscopes. Besides orientation these methods also provide invaluable information concerning spacing, the thickness of the discontinuity fillings and the level of seepage paths. (See 11. 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 masses. The method essentially consists of recovering a core sample which has previously been reinforced with a grouted bar whose azimuth is known from positioning rods. The reinforced bar is coaxially overcored with a larger diameter coring 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 a 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.

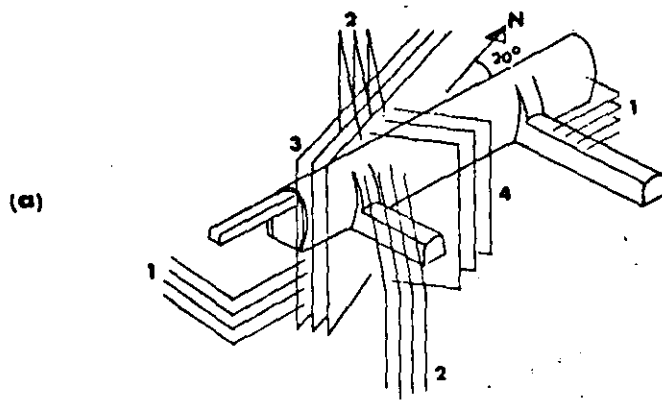
Further detail can be obtained by using different symbols to represent the various types of discontinuities. For example, the following symbols are often used to represent joints, bedding and foliation:

-  joints       bedding       foliation

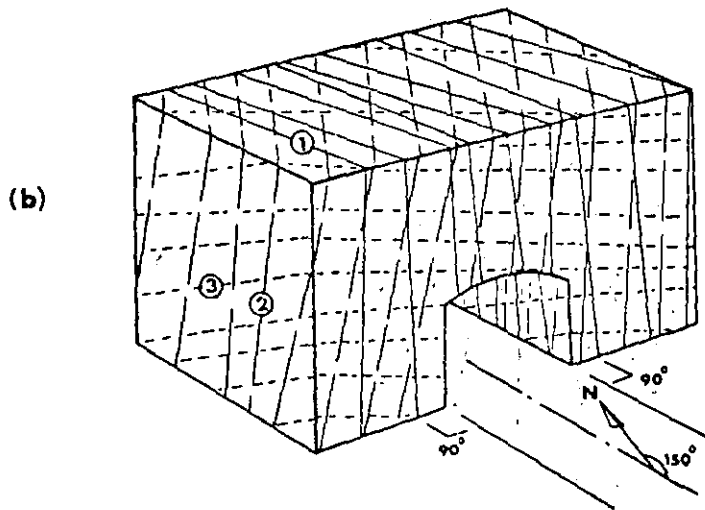
A clear key to symbol terminology should always be given.

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.

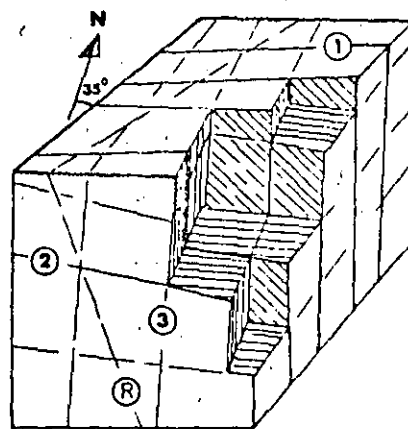
(b) *Block diagrams*. At an early stage in the assessment and communication of raw field data it is helpful to present orientation measurements qualitatively using some visual technique. Perspective drawings such as that shown in Fig. 2(a) help to give an overall view of the relationship between the 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.)



1.  $200^{\circ}/10^{\circ}$
2.  $230^{\circ}/85^{\circ}$
3.  $095^{\circ}/90^{\circ}$
4.  $180^{\circ}/86^{\circ}$



1.  $055^{\circ}/85^{\circ}$
2.  $285^{\circ}/70^{\circ}$
3.  $030^{\circ}/32^{\circ}$



1.  $200^{\circ}/88^{\circ}$
2.  $130^{\circ}/15^{\circ}$
3.  $285^{\circ}/85^{\circ}$

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 the 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 (60° to 0 (400°) with radial lines at 10° (or 10° intervals). Observations are grouped in the nearest 10° sectors.

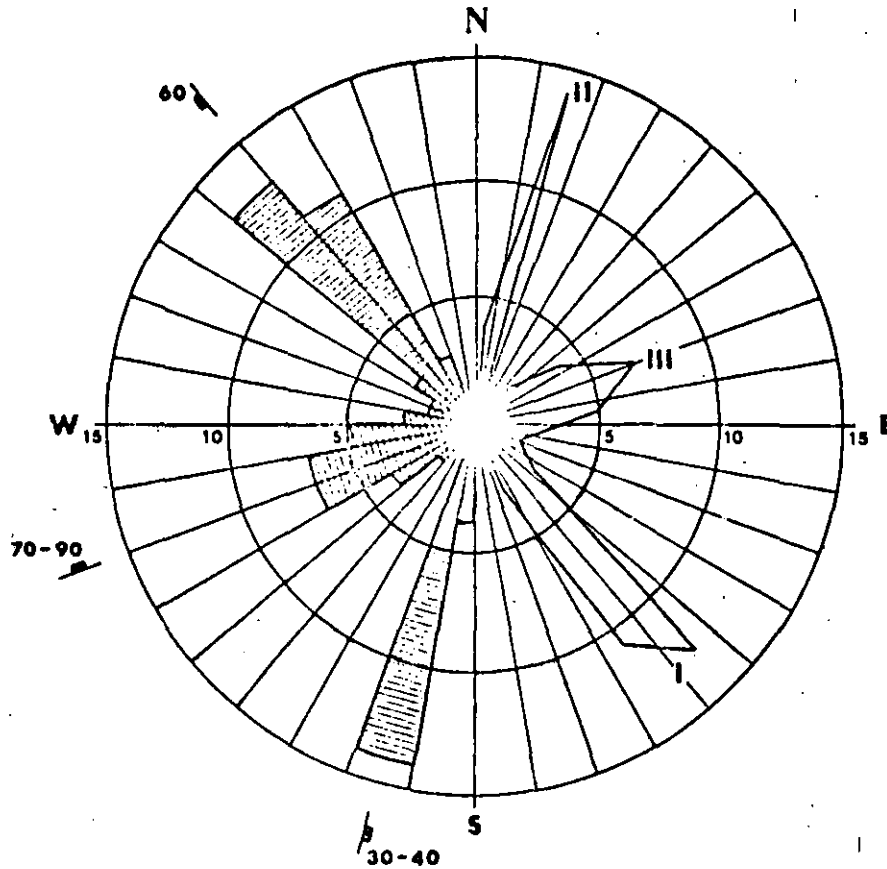


Fig. 3 Dos métodos para representar datos de orientación sobre una roseta de juntas.

The number of observations are represented along the radial axes, using numbered concentric circles representing 5, 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 10<sup>o</sup>) sectors can be represented either as solid radial sectors (left hand side), or their strike values averaged resulting in sharp "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.

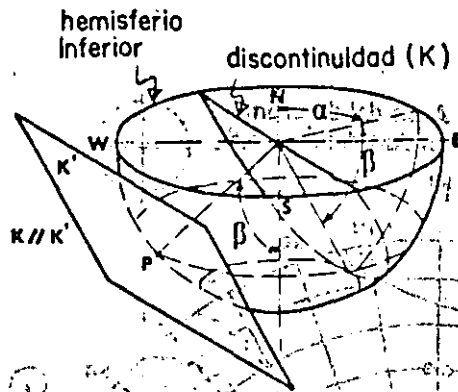
(The radius of the polar diagram can be used to good effect in plotting other parameters than the frequency of observation. A particularly useful parameter is the total observed length of discontinuities of given orientation.)

*(a) 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.)

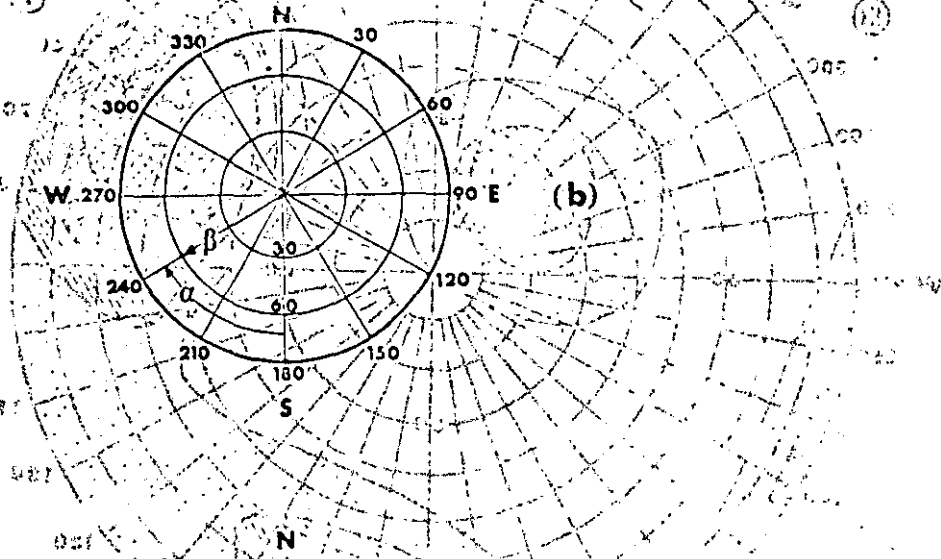
A discontinuity plane ( $\alpha/\beta$ ) can be uniquely represented as a great circle or as a pole on a reference hemisphere, when the centre of the sphere lies in the plane of the discontinuity. (See Fig. 4a.) For engineering purposes the lower reference hemisphere is used. A two dimensional representation 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  $\beta$  is counted from the centre of the net at right angles to the strike towards the periphery.

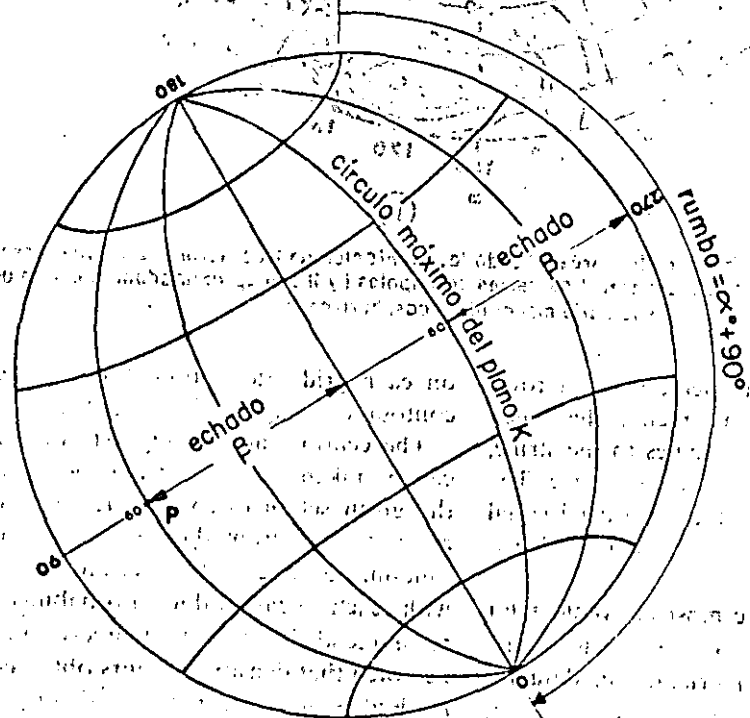
To plot the plane as a great circle on an equatorial equal area net (Fig. 4c), the strike ( $\alpha + 90^\circ$ ) is counted



(a)



(b)



(c)

Fig. 4: Método para representar una discontinuidad K y un polo P sobre un gran círculo con redes de igual área polar (b) y sobre redes ecuatoriales de igual área (c) usando la referencia del hemisferio inferior. Una hoja transparente es usada con las redes ecuatoriales de igual área.

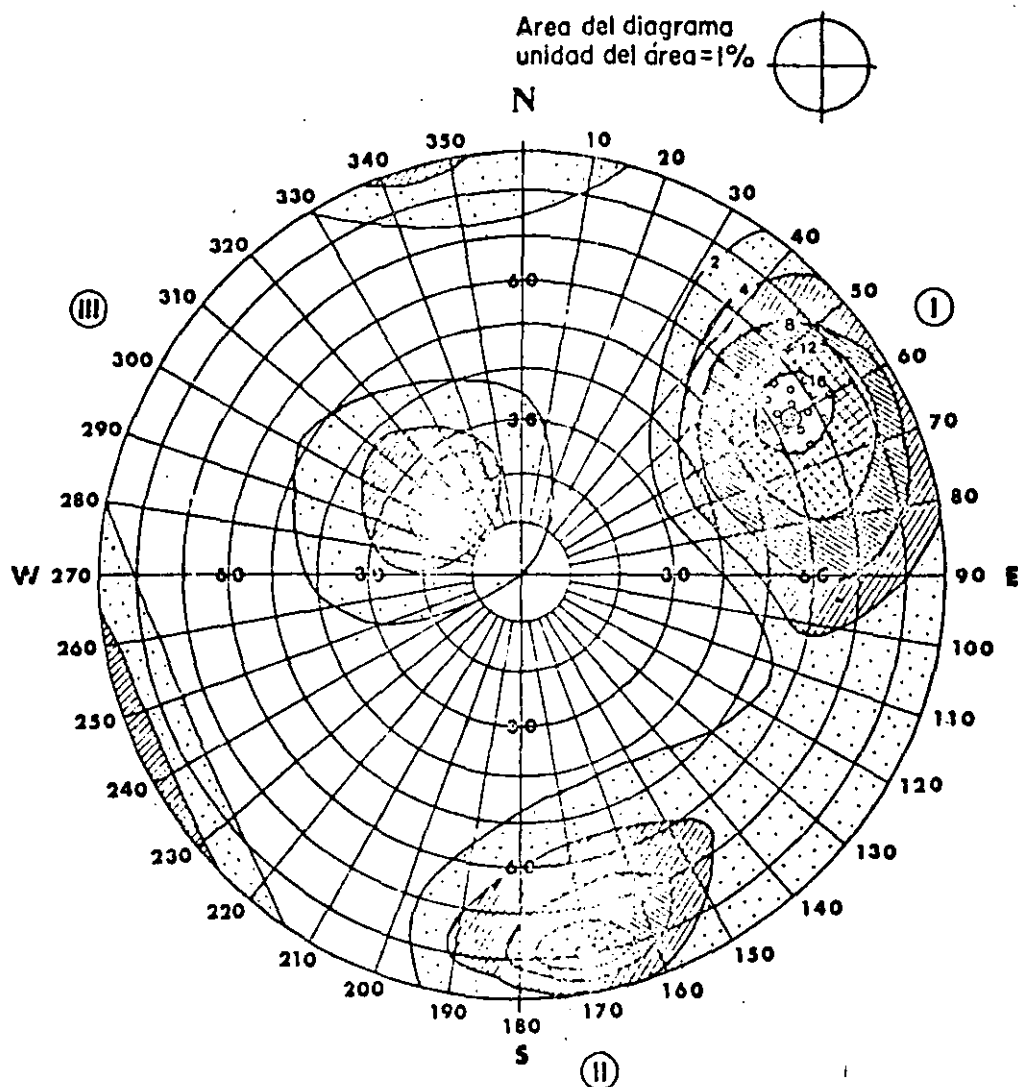


Fig. 5 Diagrama de contornos de Schmidt representando la orientación de tres series de juntas marcadas sobre un círculo polar con red de igual área. Las series principales I y II son aproximadamente normales entre sí y la serie menor III es casi horizontal.

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 greatest value where stability depends on the relative three dimensional orientation of discontinuities and free surfaces.

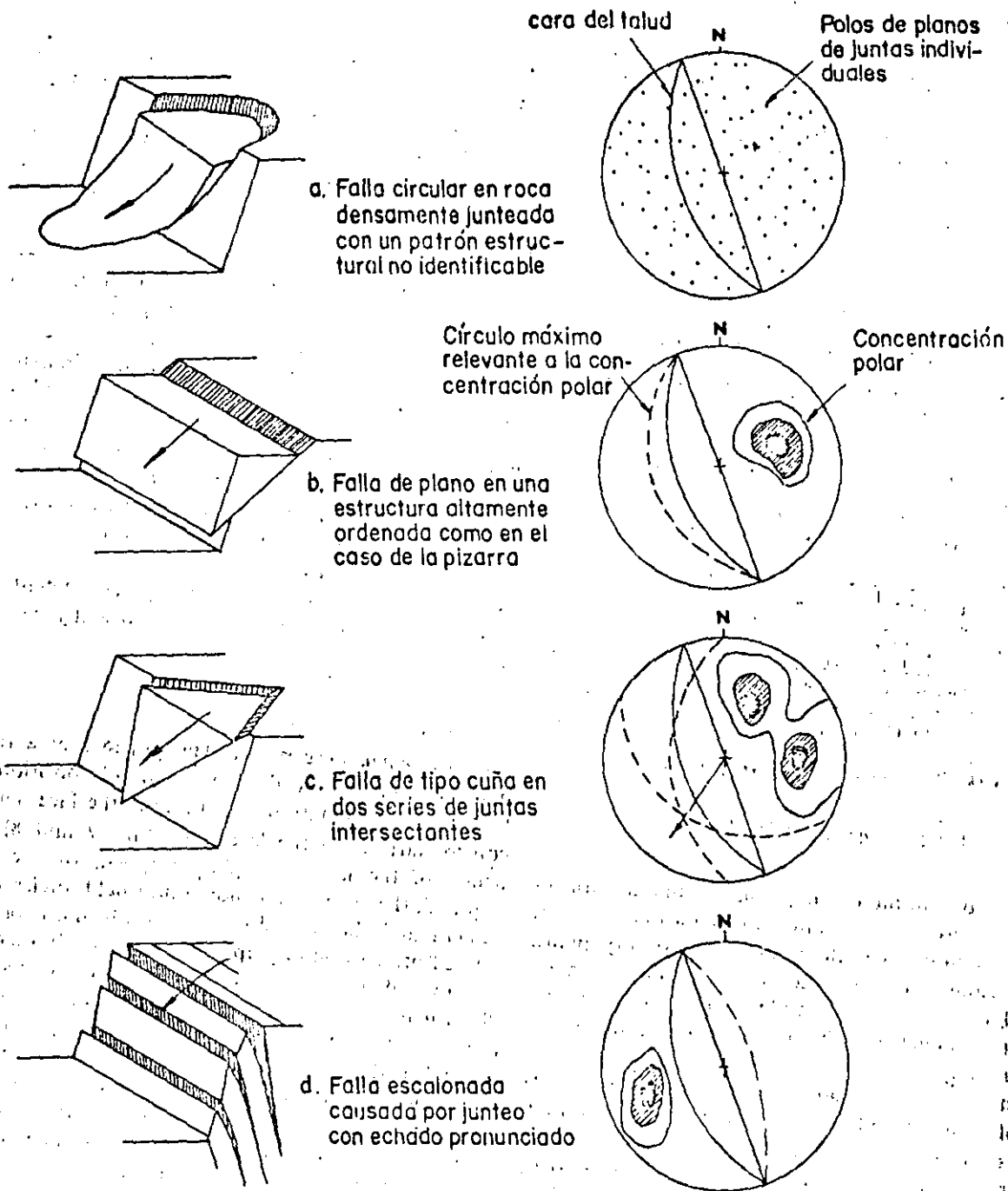


Fig. 6: Representación de datos estructurales considerando cuatro modos posibles marcados sobre un ecuatorial de igual área neta como polos y círculos máximos

## REFERENCES

1. Rocha M. & Barros M. Some applications of the new integral sampling method in rock masses. *Symposium of ISRM on Rock Fracture*, Nancy Paper 1, 21, 12 p. (1971).
2. Pincus H. J. The analysis of aggregates of orientation data in the earth sciences. *J. Geol.* 61, 482-509 (1953).
3. Hoek E. & Bray J. *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 309 p. (1974).
4. Badgley P. C. *Structural Methods for Exploration Geologists*. Harper Brothers, New York, 280 p. (1959).
5. Hodgson R. A regional study of jointing in the Comby Ridge-Navajo 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. & Fndng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* SM4, pp. 1-30 (1962).
7. Müller L. *Der Felsbau*. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 624 p. (1963).
8. Turner F. J. & Weiss L. F. *Structural Analysis of Metamorphic Tectonites*. McGraw-Hill, New York, 545 p. (1963).
9. Pincus H. J. A procedure for rapid plotting of point diagrams. *J. Geol. Educ.* Vol. 13, 7-8 (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. & Fndng. 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. & Rippen K. H. Fracture studies at the Kimberley Pit. *Proc. Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 171-179 (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. Piteau 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. 33-53 (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. Kniff J. L. The engineering geology of the Cruchan underground power station. *Engng Geol.* 6, 289-312 (1972).
19. Babcock E. A. Regional jointing in Southern Alberta. *Can. J. Earth Sci.* 10, 1769-1781 (1973).
20. Piteau 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. Piteau D. R. Characterizing and extrapolating rock properties in engineering practice. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag), Suppl. 2, 5-31 (1973).
22. Holstead D. D. & Mahtab M. A. A Bureau of Mines direct reading azimuth protractor. USBM, Information Circular 8617, 7 p. (1974).
23. 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).
24. Posch R. *Bergmekanikk* (Geoteknik, Ed. S. Hansbo), Almqvist & Wiksell, Stockholm, 236 p. (1974).
25. Cruden D. M. A composite net for rock slope stability. *Q. Jl. Engng. Geol.* 9, 119-124 (1976).
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; optical square, Abney level, alidade and reconnaissance diagram 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 lense of negligible distortion characteristics. Six control targets are required for location on the rock face to be photographed. In order to be seen clearly in the stereoscopic model their minimum dimensions should be  $\frac{1}{300}$  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 poor exposures) and light meter are also required.

(c) Control survey equipment; tripods, tribrachs, tripod targets, plumbing devices, subtense bar.

(d) Stereoscopic plotting instrument or stereocomparator, with automatic recording equipment (i.e. 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). 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 overlap 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 telescope is sighted on the other station. With the camera axis thus normal to the base, the photograph is taken. The phototheodolite and target are then interchanged at the

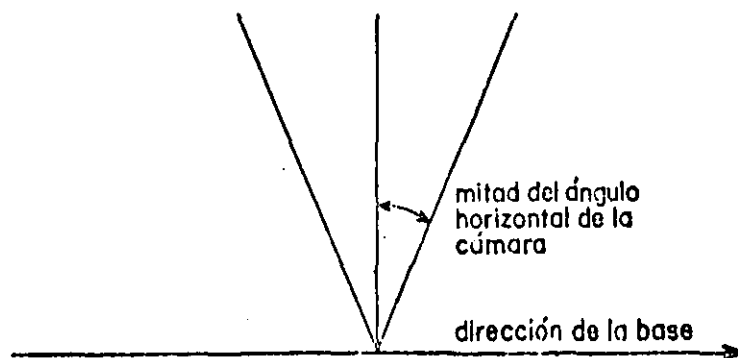


Fig. 7. Reconnaissance diagram mounted on plane table.



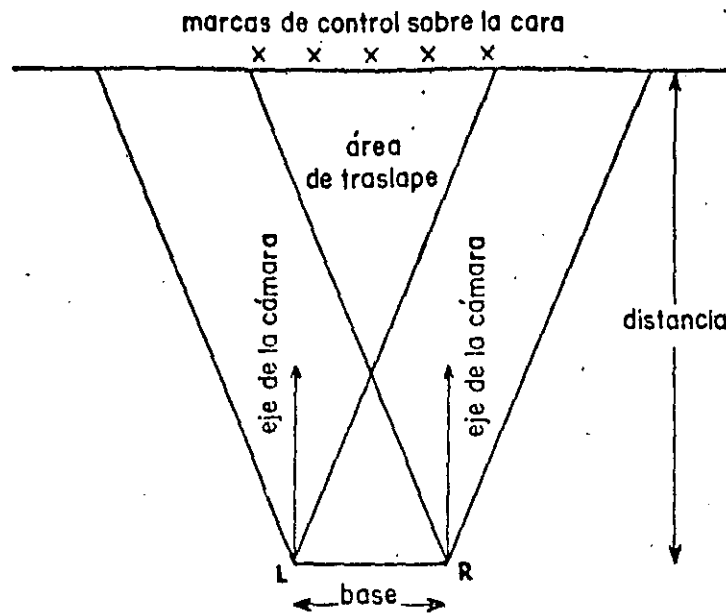


Fig. 8. Field set-up to obtain overlapping stereopair.

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.

*subtensa* *1.6.6.10*  
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

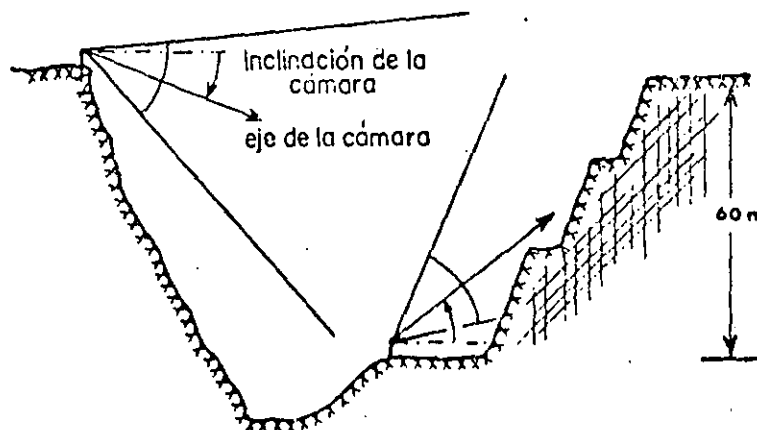


Fig. 9. Two alternative base line locations at a difficult site.

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 limitations in the operator's stereoscopic perception and due to misinterpretation. The operator must make arbitrary decisions as to the positioning of the floating mark in the instrument if discontinuity images are poorly 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 may be difficult to distinguish discontinuities and geological features even by close inspection. In such cases photogrammetry is clearly of little help. Sometimes very 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 approaching the edge-on position when viewed on the photographic plates. This is especially true of discontinuities which strike within 5° of the direction of the camera axes. If photogrammetry is the main mapping technique being used, then more than one stereo-pair taken from different directions may be required to pick up all the discontinuities exposed on a face. Alternatively the 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 analyses. If the camera to object distance is reasonable, roughness profiles of individual joints may be obtained. These 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 visual 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 calls 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. T. Terrestrial photogrammetry in open pits: 2. an aid to geological mapping. *Trans. Inst. Min. Metall.* (Section A, Min. Industry), **82**, pp. A115-A130 (1973).
2. Linkwitz K. Terrestrisch-photogrammetrische Kluftmessung. *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).
- Thompson M. M. (Ed). *Manual of Photogrammetry* 3rd edn, American Soc. of Photogramm. 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. Preprint (1970).
8. 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).
9. Ross-Brown D. M. & Atkinson K. B. Terrestrial photogrammetry in open pits: I. 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. Ph.D. 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

(a) 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 ( $\alpha$ ) 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:

$$S = d_m \sin \alpha$$

where  $d_m$  is the most common (modal) distance

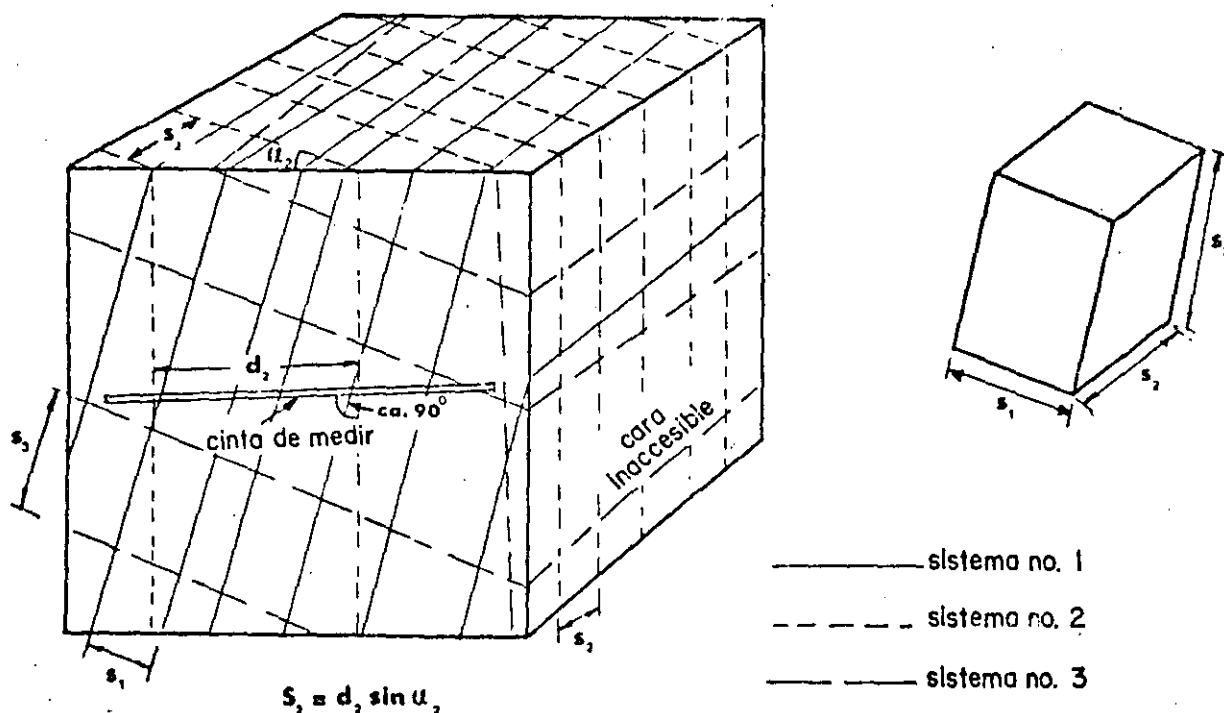


Fig. 10. Measurement of joint spacing from observation of a rock exposure.

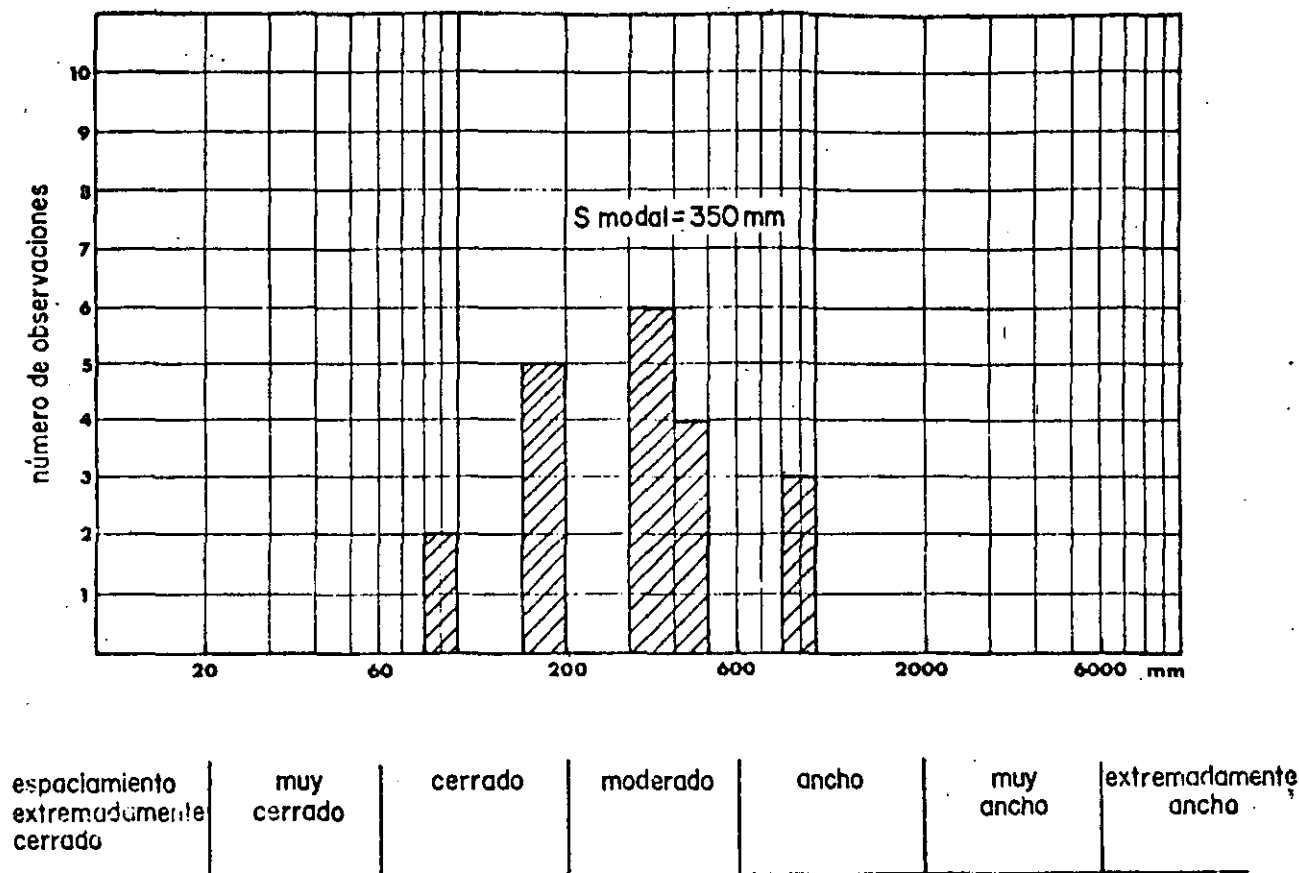


Fig. 11. Histogram showing modal, minimum and maximum spacings obtained from observations of the spacing of one set. Suggested descriptions given at base of histogram.

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*, 15, 287-304 (1965).
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. (1965).
3. Da Silveira 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. I, pp. 225-233 (1966).
4. Halstead P. N., Call R. D. & Ripper K. H. Geological structural analysis for open pit slope design. Kimberley pit, Ely, Nevada. Reprint, Annual AIME meeting, New York, 25 p. (1968).
5. 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).
6. Broadbent C. D. & Ripper 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. Roberston 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. & Gallois 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

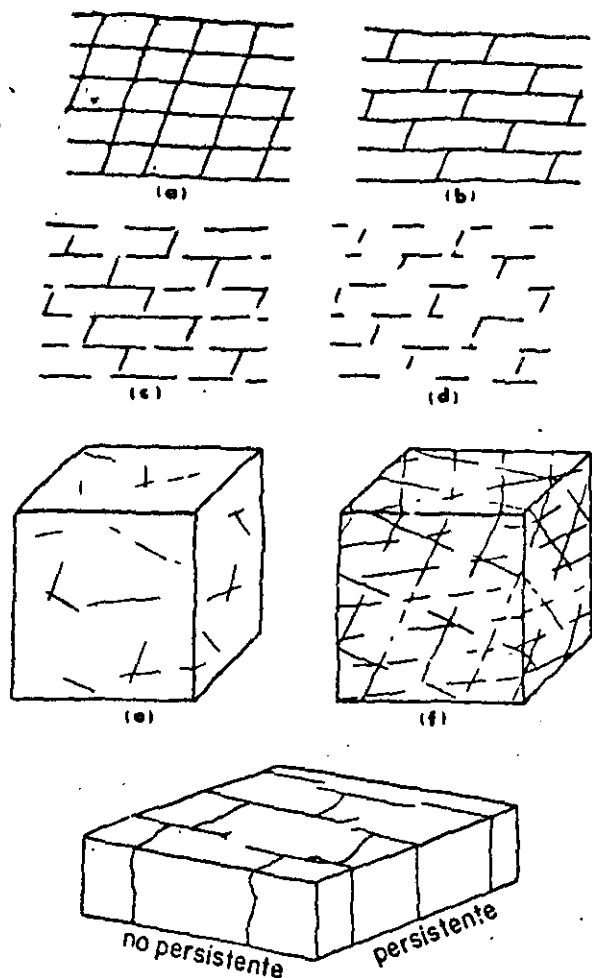


Fig. 12. Simple sketches and block diagrams help to indicate the relative persistence of the various sets of discontinuities. Examples adapted from [1] and [2].

which extend outside the exposure (x), should be differentiated from those that visibly terminate in rock in the exposure (r), and from those that terminate against other discontinuities in the exposure (d). A systematic set of discontinuities with a high score in (x) is obviously more persistent than a sub-systematic set with predominant scores in (d). Non-systematic discontinuities will tend to have highest scores in (r).

(d) Termination data (x, r or d) should be recorded for each end of the relevant discontinuities, together with the length in metres. (Example:  $St(dx) =$  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 (x) observations and the relevant lengths.

#### Notes

(a) 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.

(b) 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 rectilinear when terminating against other discontinuities.

(c) 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 (i.e. chords) are inherently shorter than diameters.

(d) 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  $\frac{100}{150} = 0.66$ . 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.

(e) 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.

(f) 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

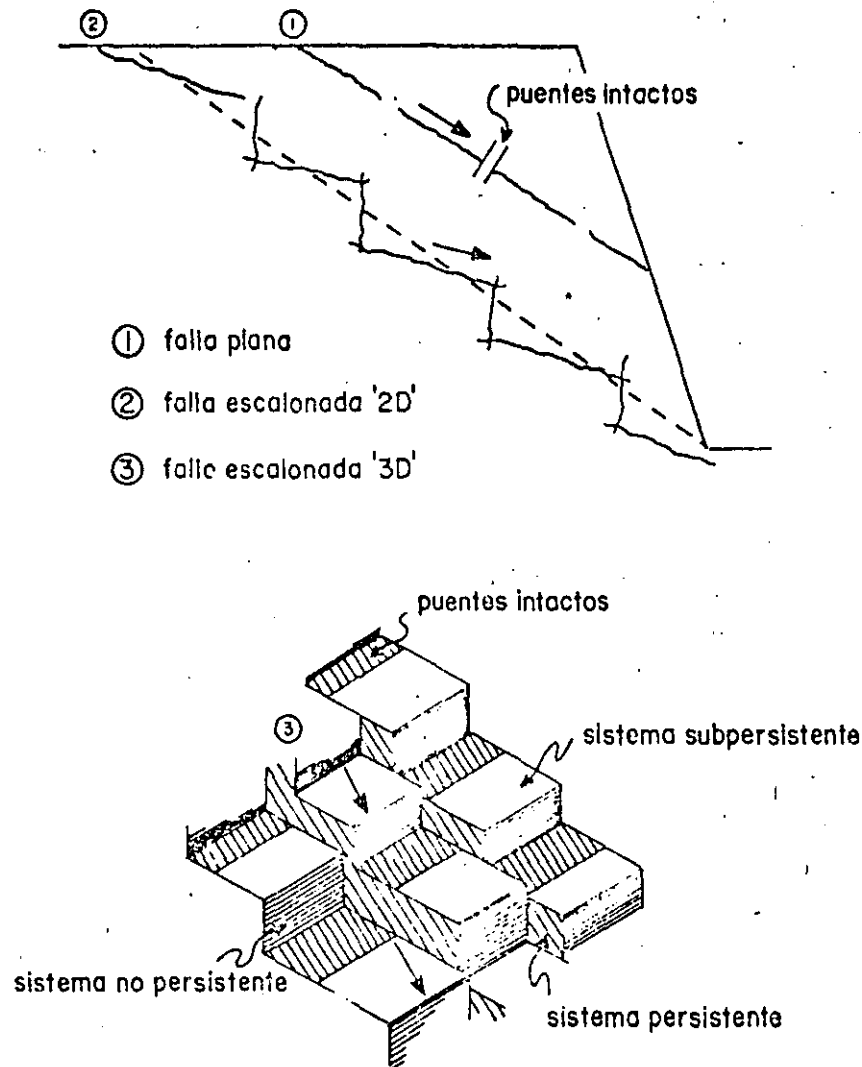


Fig. 13. Idealized examples of potential failure planes showing the importance of "intact bridges" and "down-stepping".  
Examples adapted from [4] and [7].

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:

$$c = \frac{1}{2}(\sigma_c \cdot \sigma_t)^{1/2}$$

where:

- $\sigma_c$  = uniaxial compressive strength of the intact rock  
 $\sigma_t$  = 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. Sdx) 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 ( $\Sigma r$ ) 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  $T_c$  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

1. Muller L. *Der Felsbau*. Ferdinand-Enke-Verlag, Stuttgart, 624 p. (1963).
2. Price N J. *Fault and Joint Development in Brittle and Semibrittle Rock*. Pergamon, Oxford, 176 p. (1966).
3. Piteau D R. Characterizing and extrapolating rock joint properties in engineering practice. *Rock Mech. mes* (Springer-Verlag), Suppl. 2, pp. 5-31 (1973).
4. 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).
5. Barton C. M. An analysis of rock structure and fabric in the CSA Mine, Cobar, NSW. CSIRO Division of Applied Geomechanics, Tech. Paper No. 24 (1976).
6. McMahon B. K. Design of rock slopes against sliding on pre-existing fractures. *Proc. of 3rd. Conf. of Int. Soc. Rock Mech.* Denver. *Advances in Rock Mechanics*, Vol. IIB, pp. 803-808 (1974).
7. 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).
8. Hodgeson A. Regional study of jointing in the Comb. Ridge, Navajo Mountain area, Arizona and Utah. *Bull. Am. Ass. Petrol. Geol.* 45, 1-38 (1961).
9. John K. W. An approach to rock mechanics. *J. Soil Mech. Fdn. Div. Am. Soc. Civ. Engrs* SM4, 1-30 (1962).
10. 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).
11. Nickelsen R. P. & Hough V. N. D. Jointing in the Appalachian Plateau of Pennsylvania. *Bull. Geol. Soc. Am.* 78, 609-630 (1967).

12. Halstead P. N., Call R. D. & Ripperer K. H. Geological structural analysis for open pit slope design. *Kumbley Pit*, Ely, Nevada. *AIMM*, Preprint No. 68-Am 85 (1968).
13. 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).
14. Babcock E. A. Regional jointing in Southern Alberta. *Can. J. Earth Sci.* 10, 1769-1781 (1973).
15. Bernaix J. Properties of rock and rock masses. (General report.) *Proc. 3rd. Conf. Int. Soc. Rock Mech.* Denver. *Advances in Rock Mechanics*, Vol. IA, pp. 9-38 (1973).
16. Cruden D. M. Describing the size of discontinuities. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* (Pergamon) 14, 133-137 (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).

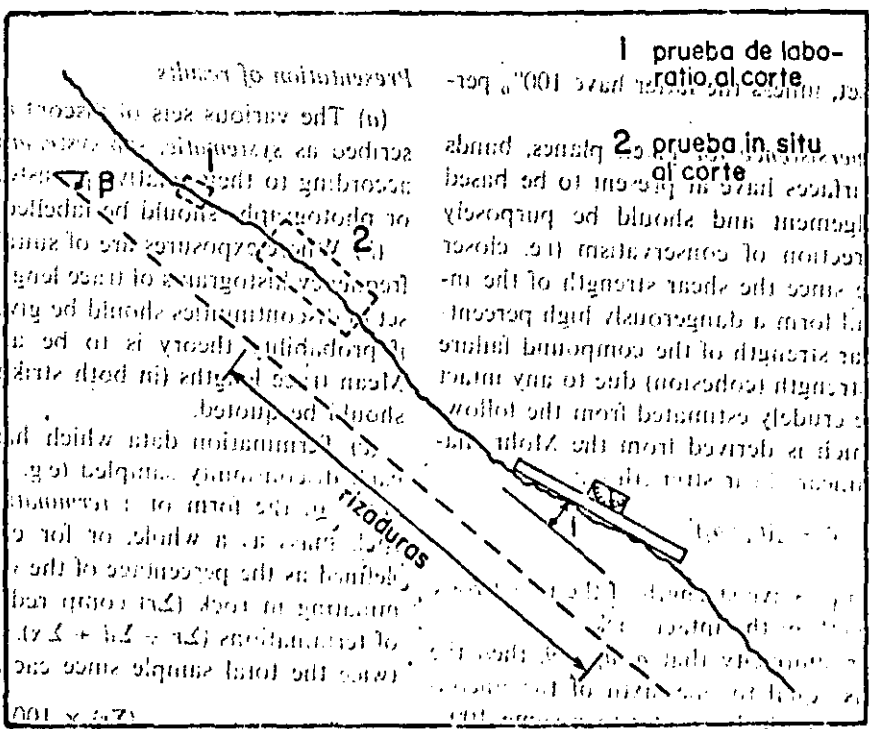


Fig. 14. Different scales of discontinuity roughness are sampled by different scales of tests. Waviness can be characterised by the angle theta from the mean to the shear plane.



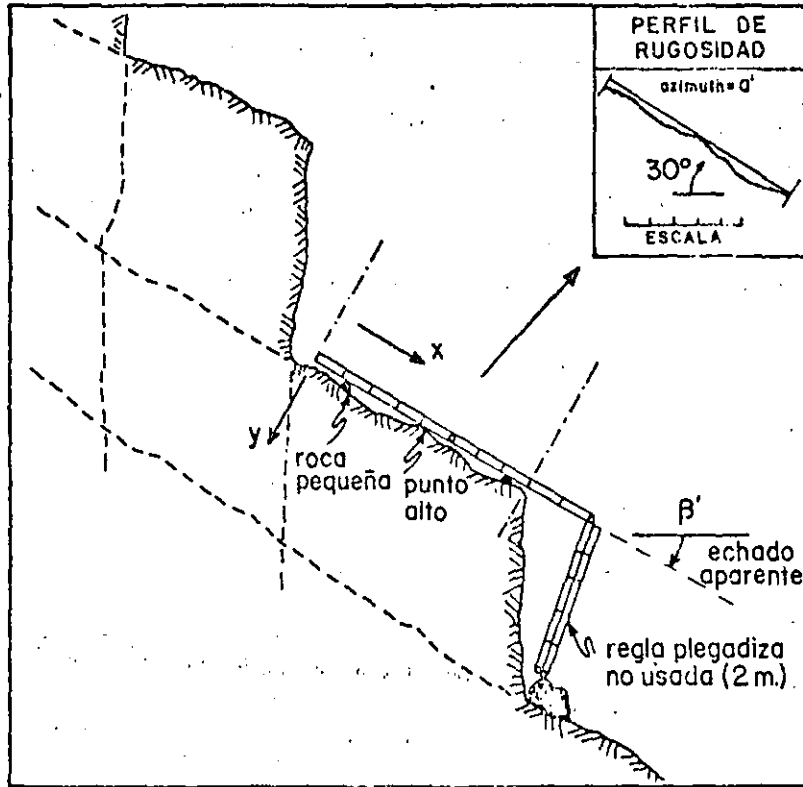


Fig 15  
Método para la  
obtención de la  
rugosidad en dos  
dimensiones; a lo  
largo de la  
dirección de  
potencial deslizamiento.

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 2 m length graduated in mm, (ii) compass and clinometer, (iii) 10 m of light wire or nylon with paint markings at 1 m intervals (red) and 10 cm 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 (Breithaupt) 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 2 m straight edge or the 10 m 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  $\alpha$   $\beta$  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 ( $\theta$ ) 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 ( $\theta$ ) (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 hours 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 (dilation) 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

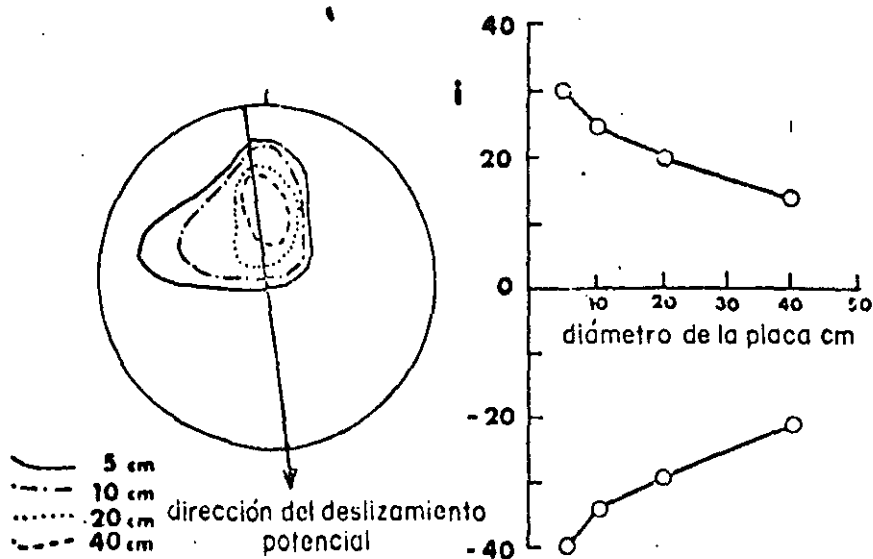
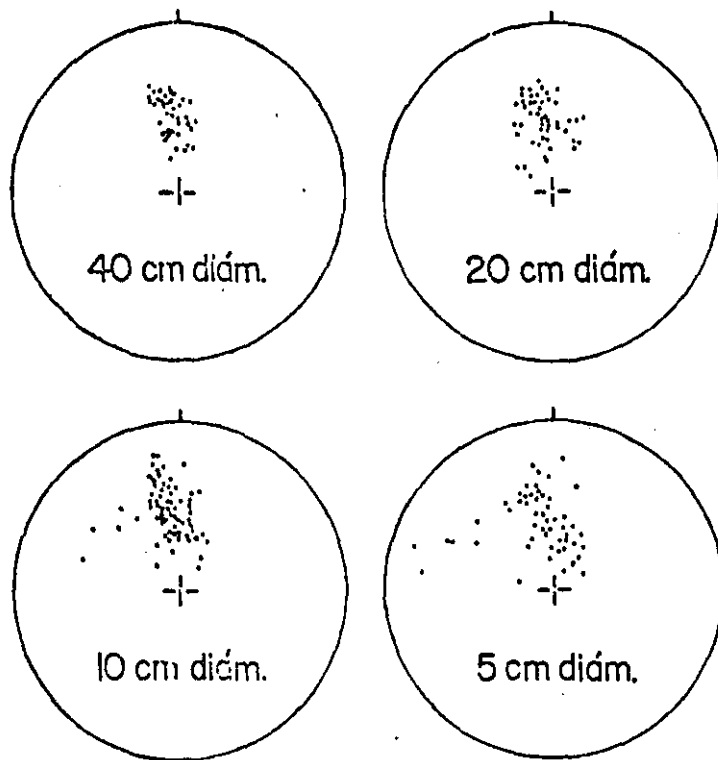
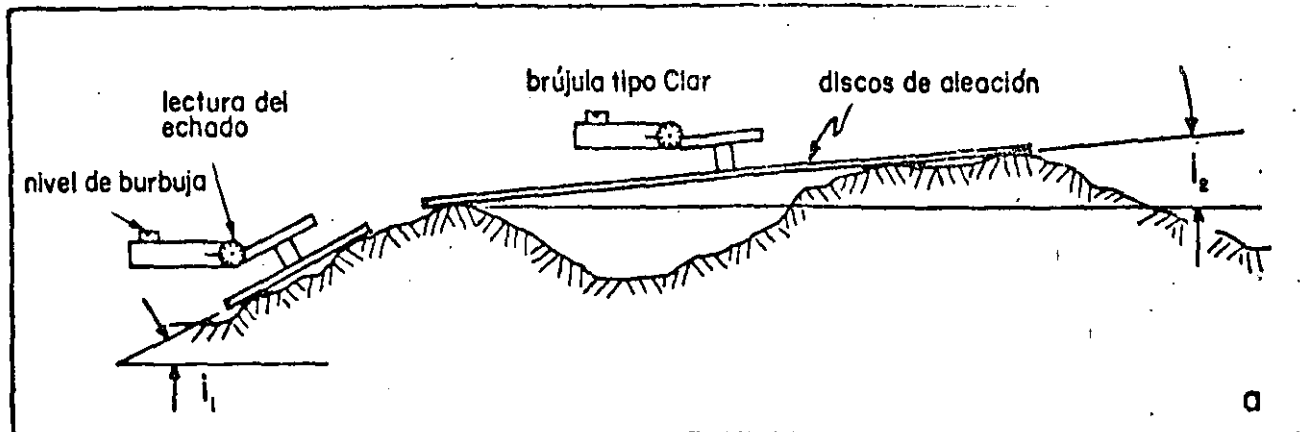


Fig. 16. A method of recording discontinuity roughness in three dimensions, for cases where the potential direction of sliding is not yet known. Circular discs of different dimensions (e.g. 5, 10, 20 and 40 cm) are fixed in turn to a Clar compass and clinometer. The dip direction and dip readings are 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 unilled 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  $\alpha/\beta$  of the discontinuity.

Photographs of the relevant surfaces showing minimum, modal and maximum roughness should be presented together with the profiles.

(b) *Compass and disc-clinometer.* 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 stages of field mapping (i.e. during feasibility studies) time and cost considerations 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 at 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 directions of striations or slickensides should be noted as the strength may vary with direction. Roughness profiles typical of the nine classes are illustrated in Fig. 17.

(The effective roughness angles ( $\theta$ ) displayed by the categories of profile mean that in terms of shear strength, 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 underground excavation dilation is usually inhibited, but on the rock slope it may not be).

There may also be a large scale *waviness* superimposed on the above small and intermediate scales of observation. In such cases these characteristics should also be noted i.e. smooth, undulating (class V) or large scale *waviness* (10 m wave length, 50 m amplitude).

The descriptions associated with persistent, semi-systematic, sub-systematic, non-systematic will also 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 discontinuities where estimates may be quite variable.

In crude terms, shear strength will consist of a maximum (peak) or minimum (residual) friction plus some intermediate angle (depending upon the

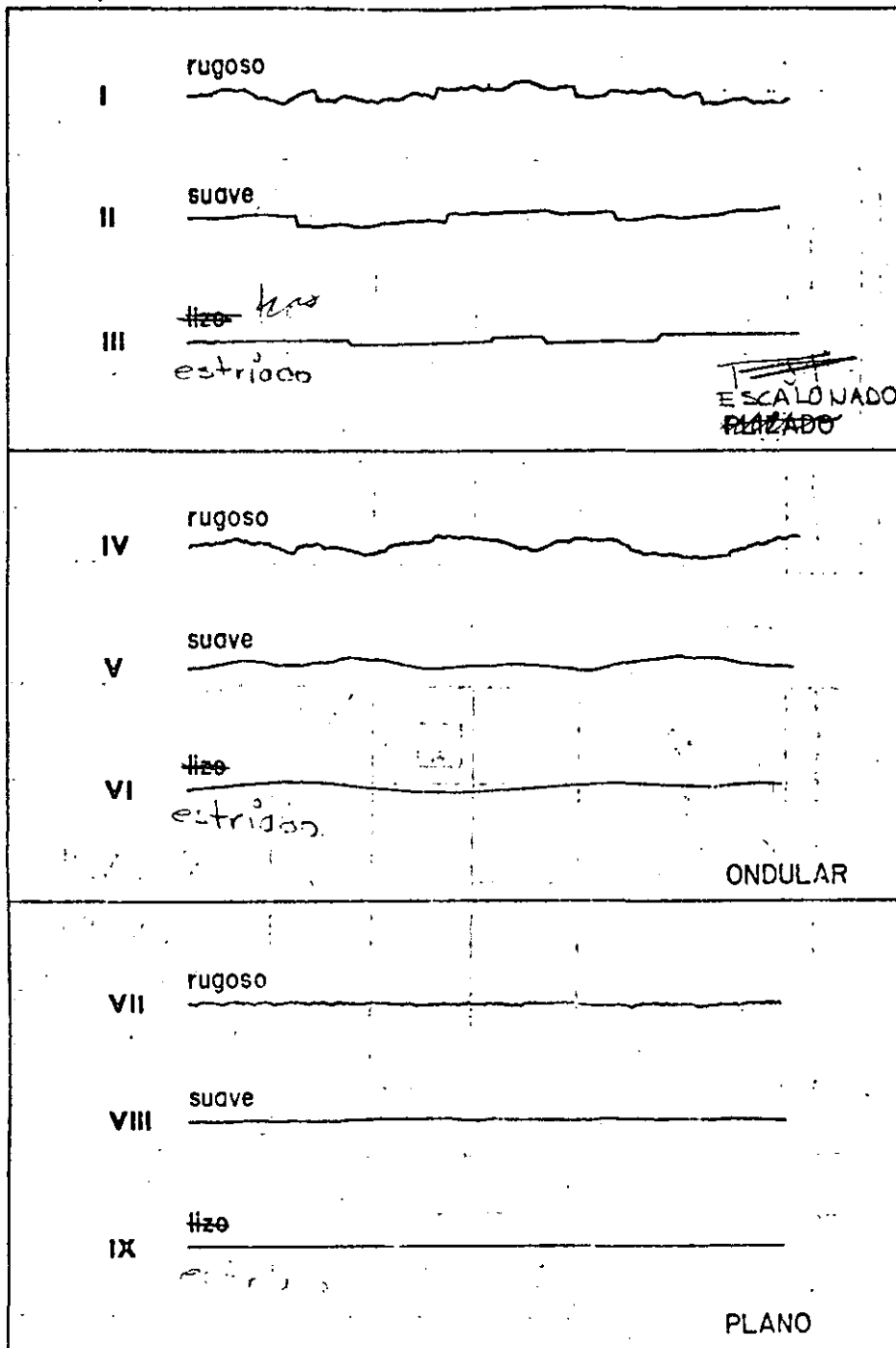


Fig. 17  
Perfil de rugosidad  
típico / nomenclatura  
sugerida. La longitud  
de cada perfil  
está en el rango de  
1 a 10 metros.  
La escala es horizontal  
y vertical.

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.

Thus

$$\tau = \sigma'_n \tan(\phi + i)$$

$\tau$  = shear strength (peak or residual)  
 $\phi$  = friction angle (peak or residual)  
 $\sigma'_n$  = effective normal stress  
 $i$  = waviness (if present)

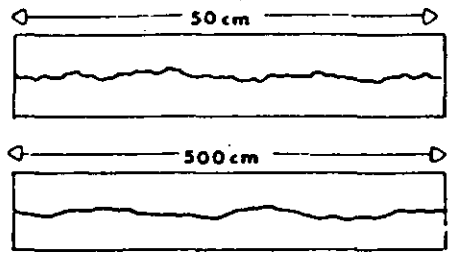
The value of  $\tau_{(peak)}$  will depend on the value of  $\sigma'_n$  and on the degree of roughness. In the case of unfilled joints  $\phi_{(peak)}$  values generally range from about 30 to 70° and commonly average about 45°. In the case of joints having vertical or very steep steps, or less than 100% persistence, there will also be a cohesion (c) to

add to the above value of  $\tau$ . (e.g. profiles I, II, and III, Fig. 17).

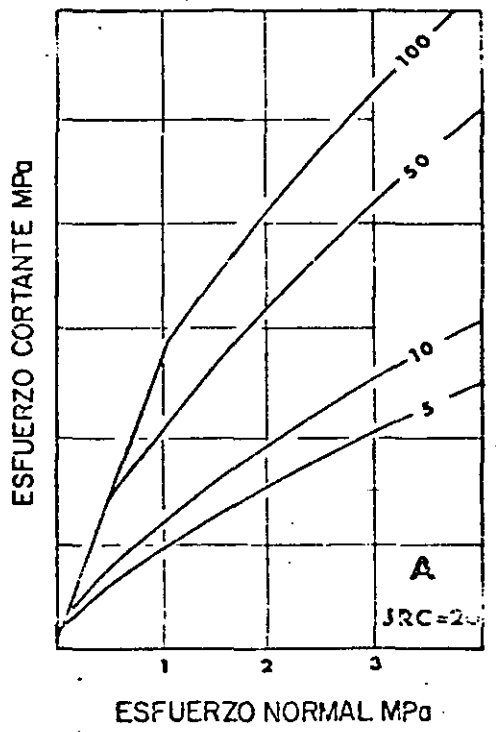
The value of  $\phi_{(residual)}$  will depend on the degree of weathering of the discontinuity walls and on the rock type. In the absence of weathering,  $\phi_{(residual)}$  usually varies from about 25 to 35°, most commonly around 30°. In the case of strongly weathered walls, the value may fall to around 15°, even in the absence of actual clay fillings. A method of estimating  $\phi_{(residual)}$  is described by Barton and Choubey [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

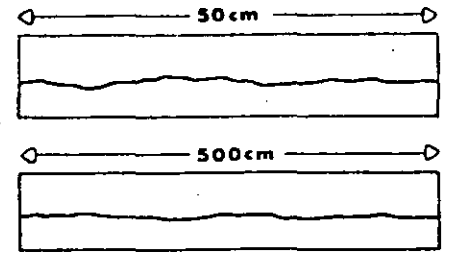
**A. ONDULACION RUGOSA** - juntas de tension, rugosidad empalmada, rugosidad acolchonada.



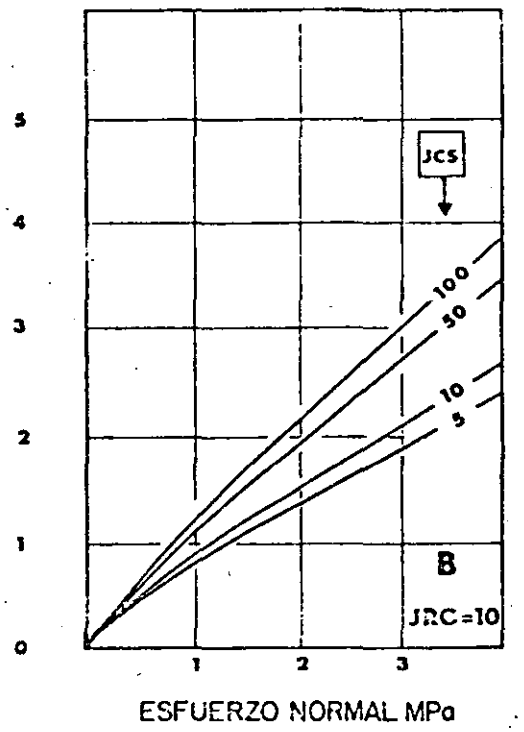
$$\tau/\sigma_n = \tan(20 \cdot \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n}) + 30^\circ) \quad (A)$$



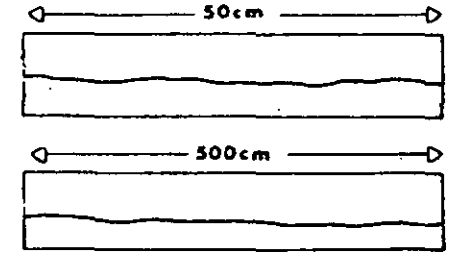
**B. ONDULACION SUAVE** - empalmada suave, falación no plana y acolchonada.



$$\tau/\sigma_n = \tan(10 \cdot \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n}) + 30^\circ) \quad (B)$$



**C. PLANA CASI SUAVE** - juntas planas, falación plana desmoronada y acolchonada.



$$\tau/\sigma_n = \tan(5 \cdot \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n}) + 30^\circ) \quad (C)$$

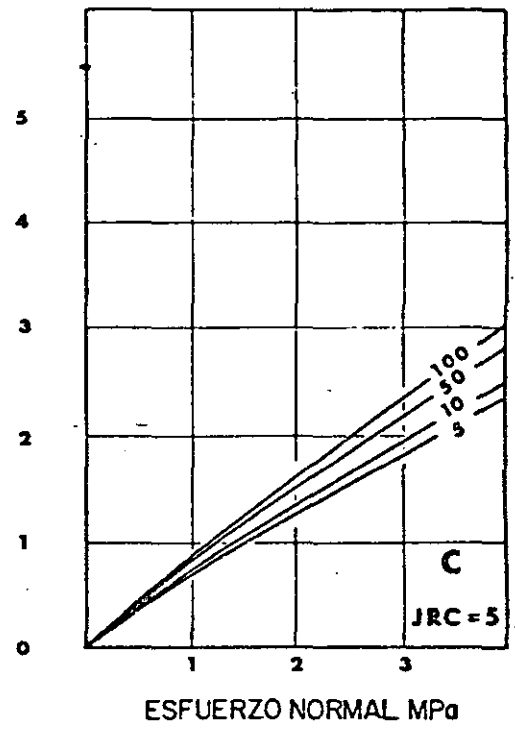


Fig. 18. A method of estimating peak shear strength from roughness profiles. Each curve is numbered with the appropriate JCS value (units of MPa). The roughness profiles are intended as an approximate guide to the appropriate JRC values 20, 10 and 5. Completely smooth plane joints have JRC = 0. [7].

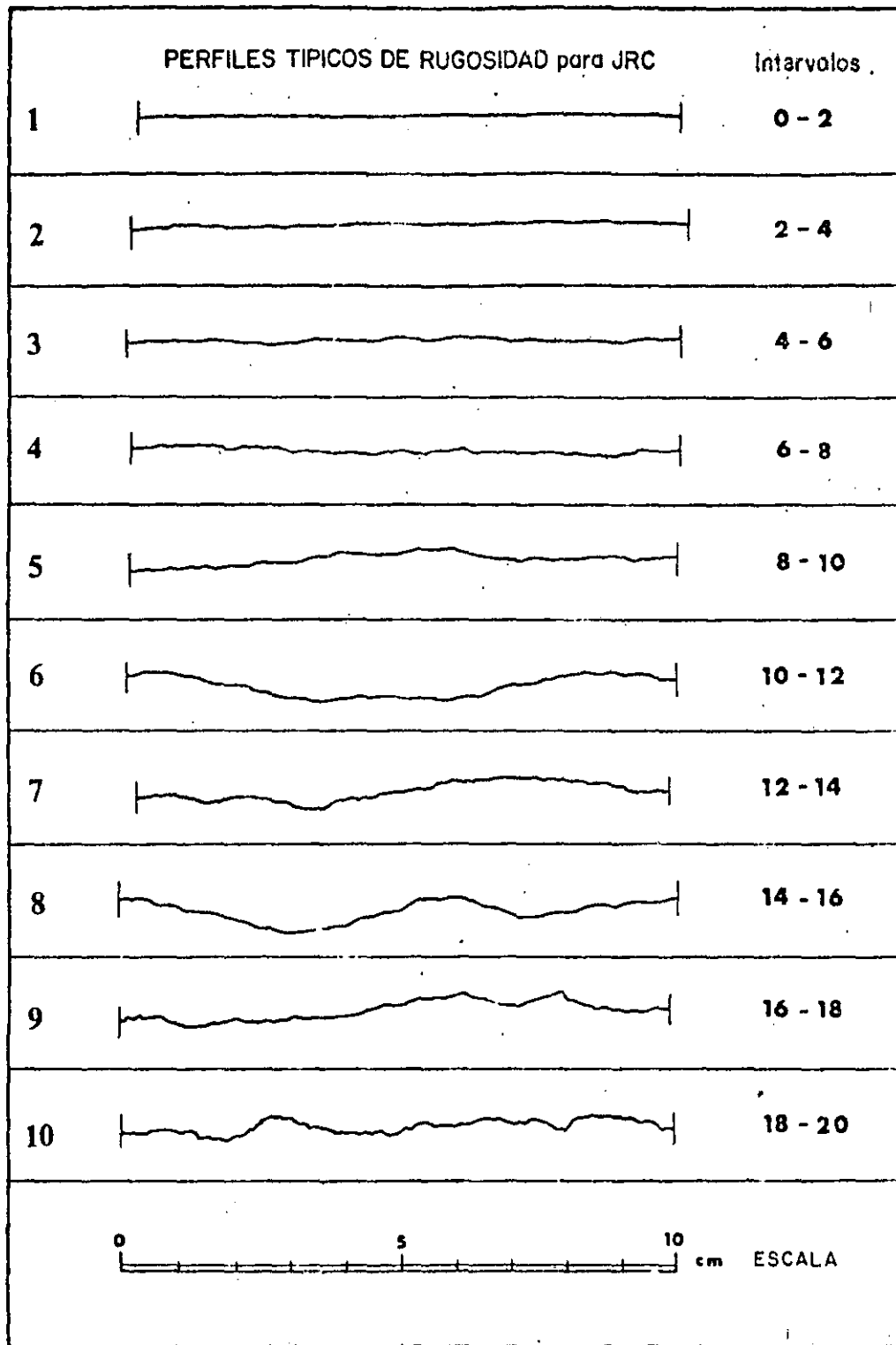


Fig. 13  
 Perfil de rugosidad  
 para JRC

Fig. 19. Roughness profiles and corresponding range of JRC values associated with each one [6].

formula:

$$\phi_{peak} = JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n'} \right) + \phi_r$$

here

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  $\phi_r$ . Note that in Fig. 18,  $\phi_r$  has been assumed as 30° in every case. The above method is a surprisingly accurate and cheap method of estimating  $\phi_{peak}$ . 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 ( $\theta$ ) to this estimate of  $\phi_{peak}$ . For most practical purposes  $\phi_{peak}$  can be regarded

as the maximum value for a joint of 100% persistence. However,  $\phi_{(residual)}$  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  $\phi_{(residual)}$  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  $\phi_r$  to estimate the shear strength for displacements intermediate between peak and residual strength.

## REFERENCES

1. Fecker E. & Rengers N. Measurement of large scale roughnesses 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. Diplomarbeit, 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. I, 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 18 (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. *Engng Geol.* 7, 287-332 (1973). (Also NCI Publ. No. 105, 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. & Deere 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. Piacitelli 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. Unebenheiten 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, 16-54 (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. 3rd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech.*, Denver, *Advances in Rock Mechanics* Vol. II 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 displacement of individual joints caused by shear stresses within the rockmass 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 boundaries, and the fracture or cleavage of individual mineral grains. Chemical weathering results in discolouration 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 coatings 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.



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 corestones.	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 corestones.	IV
Completely weathered	All rock material is decomposed and or disintegrated to soil. The original mass structure is still largely intact. 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.	V
Residual soil		VI

### Equipment

- (a) Geological hammer with one tapered point.
- (b) Strong pen knife or similar.
- (c) Schmidt hammer (L type) with conversion table and graph:
  - (i) to correct for orientation of hammer (supplied by the manufacturer)
  - (ii) to convert corrected rebound number to an estimate of uniaxial strength (Fig. 20)
- (d) 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 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 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
<hr/>			
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 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. Discontinuity wall strength will generally be characterized by grades R0-R6 (rock) while S1-S6 (clay) will generally apply to filled discontinuities (see Filling).  
Some rounding of strength values has been made when converting to S.I. 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 ( $\gamma$ ) (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 ( $\sigma_c$ )

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 all such cases of mineral coatings, the mineralogy should be described i.e. calcite, chlorite, talc, pyrite, graphite, kaolinite, etc. Samples should be taken when in doubt. An estimate of the areal extent of the coating ( $\pm 10\%$ ) and the range of the thickness of the coating (mm) should be included.

#### Notes

(a) *Weathering grades of rock mass and rock material.* Distribution of weathering grades in a rock mass may

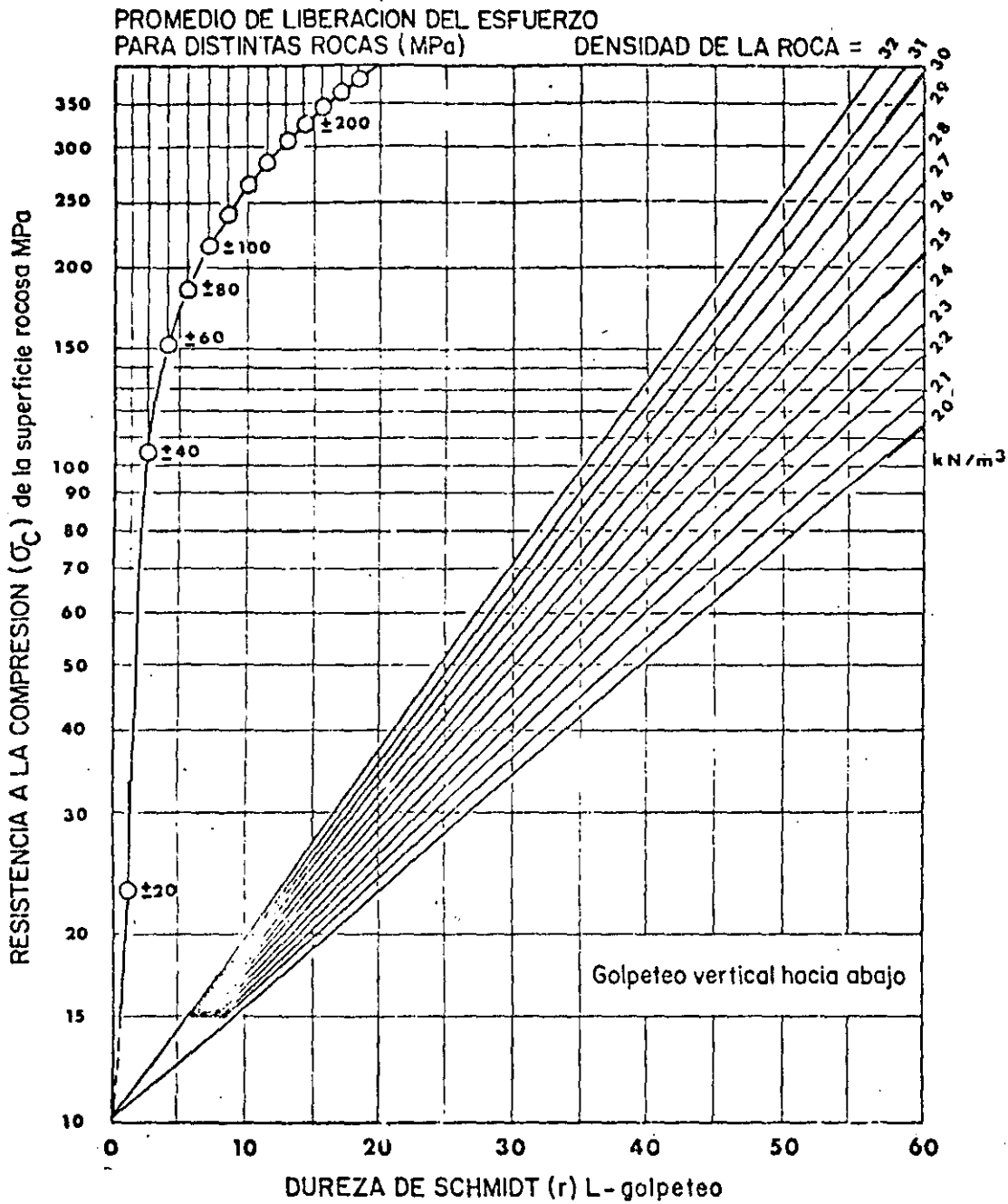


Fig. 20. Correlation chart for Schmidt (L) hammer, relating rock density, compressive strength and rebound number, after Miller [1].

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 $\alpha = 0$
	$\alpha = -90$	$\alpha = -45$	$\alpha = +90$	$\alpha = +45$	
10	0	-0.8			-3.2
20	0	-0.9	-8.8	-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

44, 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 ( $\sigma_c$ ) 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 of 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* (R3, 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 ( $\rho$ ), 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 properties for intact rock. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois (1965).

2. Hukka 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, 729 p. Wiley, New York, (1967).
4. Jennings J. E. & Robertson A. MacG. The stability of slopes cut into natural rock. *Proc. of VIIIth. 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. Engrg Geol.* 4, 139-185 (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. Engrg Geol.* 5, 295-382 (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. *Engrg Geol.* Amsterdam 7, 278-332 (1973) (also NCI 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. 1-75 (1974).
13. 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 Engrg Geology*, São Paulo, Brazil, Vol. I, IV-PC-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

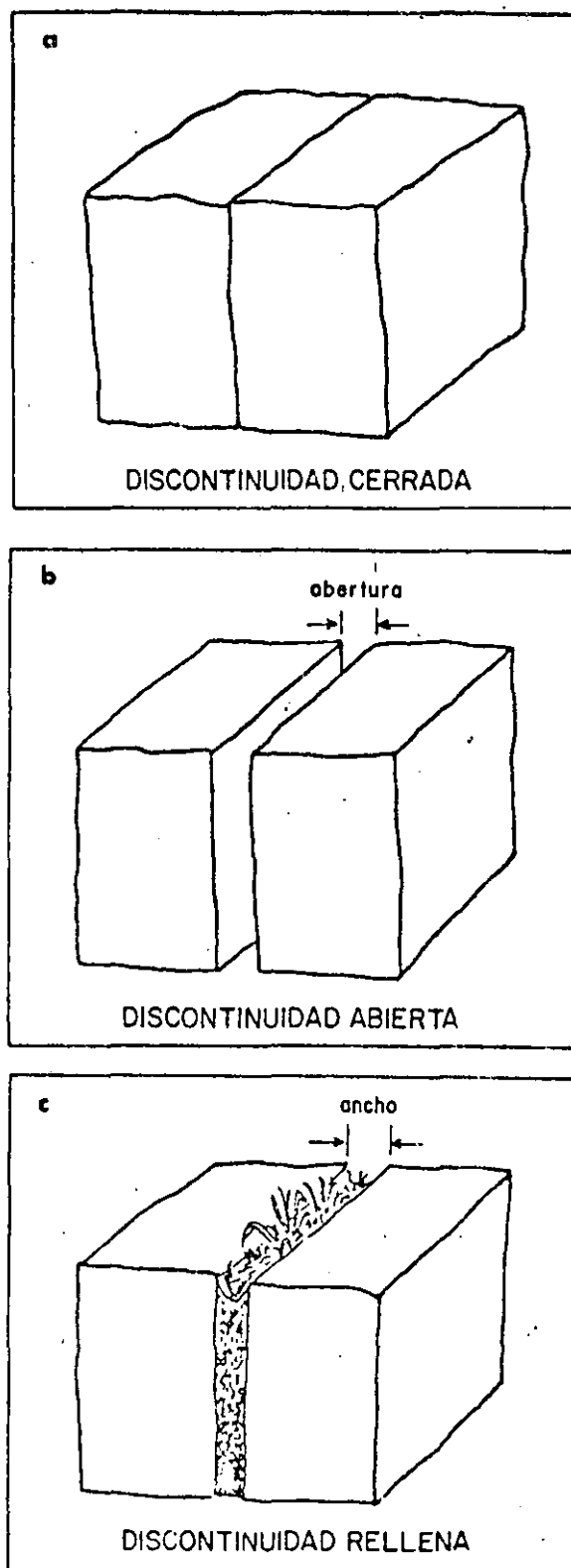


Fig. 21. Diagrams showing the suggested definitions of the *aperture* of open discontinuities and the *width* of filled discontinuities.

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 wall 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 tube-like 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 undetected debris will again make aperture measurements rather unreliable as a basis for conductivity estimation [4].

**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" features
0.25-0.5 mm	Partly open	
<hr/>		
0.5-2.5 mm	Open	
2.5-10 mm	Moderately wide	"Gapped" features
>10 mm	Wide	
<hr/>		
1-10 cm	Very wide	
10-100 cm	Extremely wide	"Open" features
>1 m	Cavernous	

(b) Modal (most common) apertures should be recorded for each discontinuity set.

(c) Individual discontinuities having apertures noticeably 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. *Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp., Stuttgart, Percolation Through Fissured 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 1-21 (1971).
3. Wolters R., Reinhardt M. & Jaeger B. Beobachtungen über Art, Anordnung und Ausdehnung von Klüftöffnungen. *Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp., Stuttgart, Percolation Through Fissured Rock*, 11-1, 13 p (1972).
4. Sharp J. C. & Mami Y. N. T. Fundamental considerations on the hydraulic characteristics of joints in rock. *Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp., Stuttgart, Percolation Through Fissured Rock*, 11-F, 15 p (1972).
5. Cecil O. S. Correlations of rockbolt - shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, University of Illinois, 414 p (1970).
6. Schneider T. R. Seehsberg tunnel: Geologie des Bauprojektes. Schweiz, Nationalstrasse, N.Z. Zurich (1970).

7. Neustadt L. Genesis und quantitative Charakteristik der Klüftigkeit (in Bezug auf den Wasserbau). *Proc. Int. Symp. on Rock Mech., Nancy Rock Fracture*. Paper I-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 Fissured Rock*. Paper T4-G, 9 p (1972).
9. Rocha M. Discussion. *Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp., Stuttgart. Percolation Through Fissured 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. II, pp. 27-32 (1974).
11. Korhonen K.-H., Gardemeister R., Jäskeläinen H., Niini H. & Vahasara 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<sup>th</sup> mm 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<sup>th</sup> mm, 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-

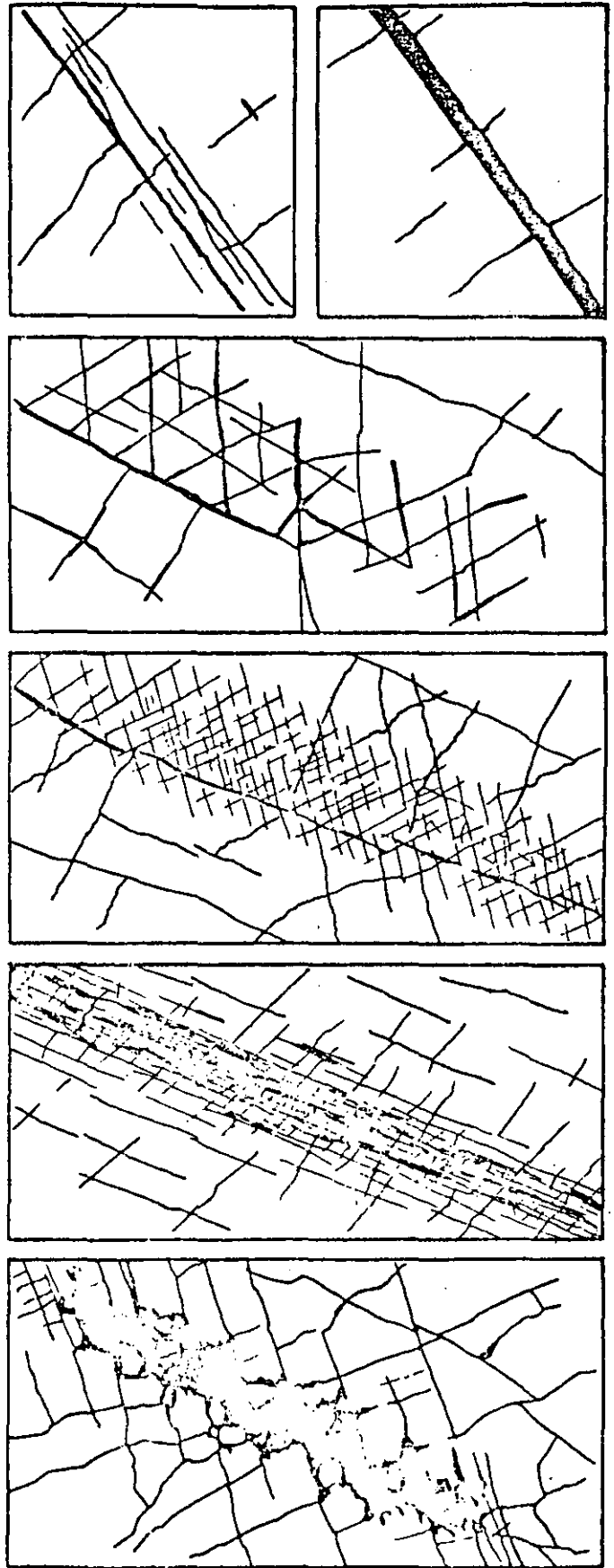
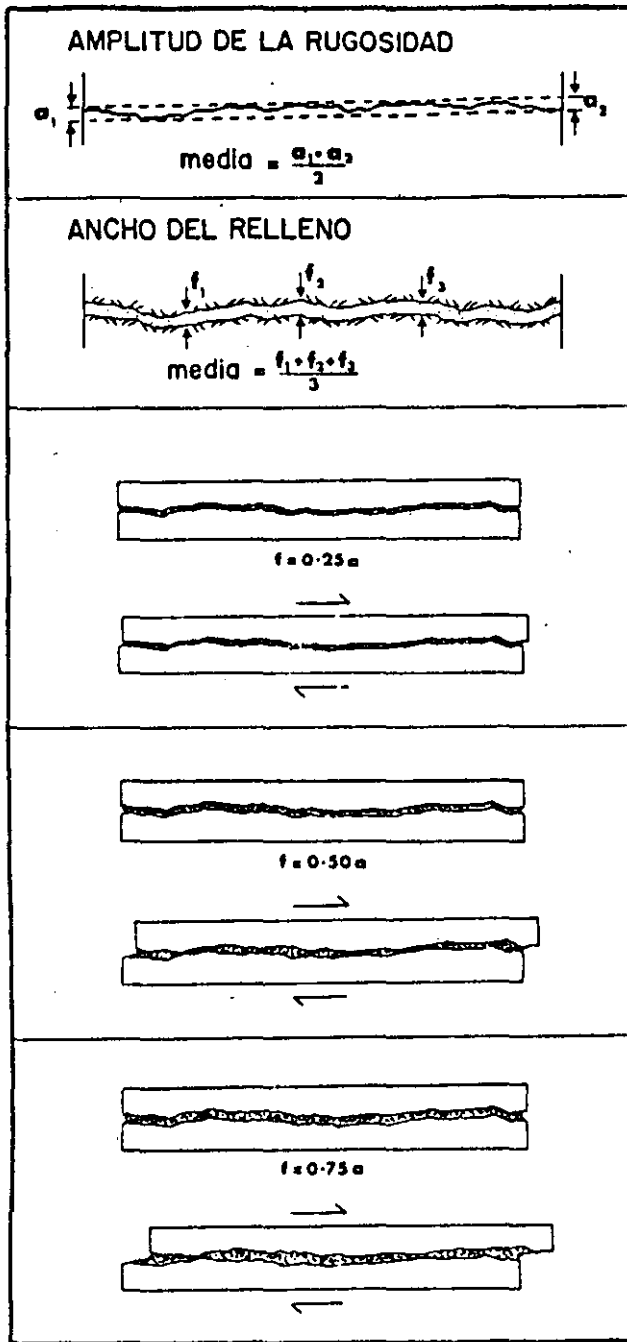


Fig. 23. Examples of field sketches of complex filled discontinuities [1].

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 (sticking) 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

coarse sand	0.6-2 mm
medium sand	0.2-0.6 mm
fine sand	0.06-0.2 mm
silt, clay	< 0.06 mm



If a detailed soil mechanics investigation is warranted the finest fraction can be analysed in the laboratory to determine:

clay fraction ( $\% < 2 \mu$ )

$\%$  passing No. 200 sieve ( $74 \mu$ )

Atterberg index tests to determine liquid limit and plasticity index:  $PI = (LL - PL) \%$

(e) *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) *Precious displacement.* Care should be taken to determine whether a given filled discontinuity has suffered previous shear displacement or not. (Slickensides,

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 clipped 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 show draining. Some rounding of the strength values has been made when converting to S.I. 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 =  $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ .)

(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: soil index parameters  
swelling potential  
manual index (S1-S6)  
shear strength  
over-consolidation ratio  
displaced/undisplaced  
water content (rating as  
W1-W6) permeability  
quantitative data
- (d) Seepage:

## REFERENCES

- Korhonen K.-H., Gardemeister R., Jääskeläinen H., Nini H. & Vahäsarja P. Engineering geological rock classification (in Finnish). Geotechnical Laboratory, Report 12, Technical Research Centre of Finland, 78 p (1974).
- Müller L. *Der Felsbau*. Ferdinand Enke-Verlag, Stuttgart, 624 p (1963).
- Brekke T. L. & Selmer-Olsen R. Stability problems in underground construction caused by montmorillonite-carrying joints and faults. *Engng. Geol.* 1, 3-19 (1965).
- Skempton A. W. Some observations on tectonic shear zones. *Proc. 1st. Cong. of Int. Soc. Rock Mech.* Lisbon, Vol. 1, pp. 329-335 (1966).
- Skempton A. W. & Petley D. J. The strength along structural discontinuities in stiff clays. *Geotech. Conf. on Shear strength Properties of Natural Soils and Rocks*. Oslo 1967. Proc. Vol. 2, pp. 29-46 (1968).
- Cecil 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. *Ingeniørgeologi* (part 1). Tapir, Trondheim, 230 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).
- Deere D. U. The foliation shear zone - an adverse engineering geologic feature of metamorphic rocks. *J. Boston Soc. civ. Engrs* 60, 163-176 (1973).
- Barton N. A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. *Tjell-prenningssteknikk, Bergmekanikk, Cong. Oslo, Tapir, Trondheim*, pp. 19.1-19.38 (1973). (Also NGI Publ. No. 105, Oslo 1974).
- Barton N., Lien R. & Lunde J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag), 6, 189-236 (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 engineering practice in Britain. *La Géologie de l'Ingénieur, Société Géologique de Belgique, Liège*, pp. 1-75 (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. 1061-1068 (1974).

## 8. SEEPAGE

### Scope

(a) Water seepage through rock masses results mainly from flow through water conducting discon-

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 availability.

#### 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 drawdown 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 $l/min$ and describe pressure i.e. low, medium, high).

#### Filled discontinuities

Seepage rating	Description
I	The filling materials are heavily consoli-

- dated 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 is 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 T.V. equipment.

(c) Testing performed in drill holes (e.g. falling head and Lugeon tests) for estimating rock mass permeability forms the subject of a separate ISRM "suggested method". The description of any available lugeon 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

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. Terzaghi K. Stability of steep slopes on hard unweathered rock. *Geotechnique*, 12, 251-270 (1962).
3. Müller L. The rock slide in the Vajont Valley. *Felsmechanik und Ing. Geol.* 2, 148-212 (1964).
4. Londe P. La stabilité des massifs rocheux: application aux barrages. *Annls. Inst. tech. Batiment Trav. publ.* pp. 1617-1637 (1968).
5. Snow D. T. Rock fracture spacing, opening, and porosities. *ASCE, Proc. Vol. 94, 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. Sabarly 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 bolt-shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois, 414 p (1970).
9. Morfeldt C. O. Significance of groundwater at rock constructions of different types. *Proc. Int. Symp. on Large Permanent Underground Openings*, Oslo, 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. Wolters P., Reinhardt M. & Jäger B. Beobachtungen über Art, Anordnung und Ausdehnung von Klüftöffnungen. *Proc. of Int. Soc. Rock Mech. Symp.* Stuttgart, *Percolation Through Fissured Rock* T1-1, 13 p (1972).
12. Morfeldt 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 Fissured 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. Bräuner C. O. Rock mechanics on 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 transient groundwater pressure response to rainfall and the prediction of rock slope instability. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 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

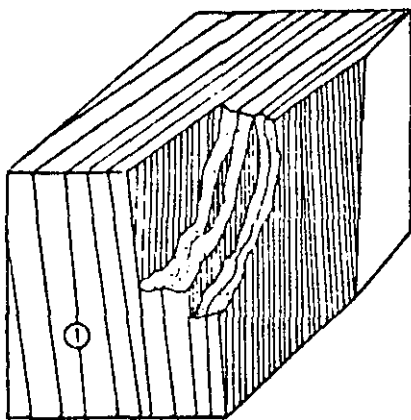
some sets with such wide spacing that these would be of little relevance to the stability of a short length of tunnel, though possibly of considerable importance to the stability of a major slope.

*Presentation of results*

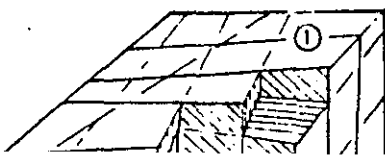
(c) The number of joint sets present can be represented visually as part of the presentation of orientation

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



una serie de juntas



tres series de juntas

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

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) *massive* = 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:

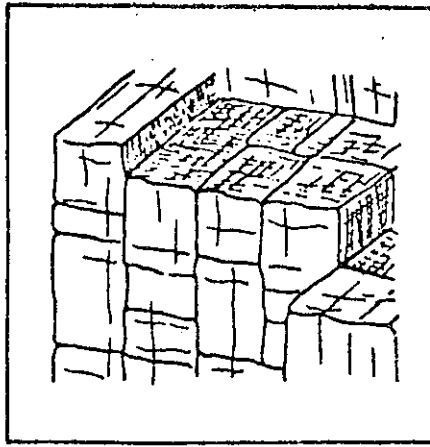
$$I_b = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{3}$$

(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.

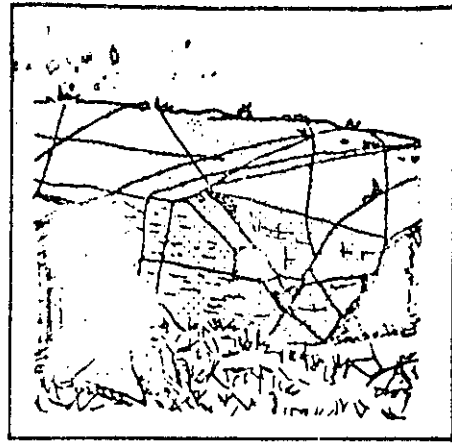
It should be noted that

$$J_v \text{ is not equal to } \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \dots + \frac{1}{S_n}$$

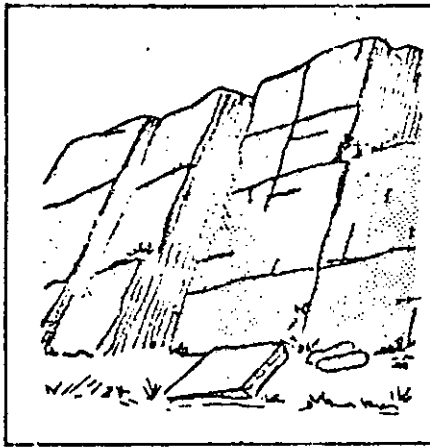
The calculation of  $J_v$  is based on the *mean* spacings, not *modal* spacings. Generally the results will be similar, but spacing tends to be log-normally distributed.



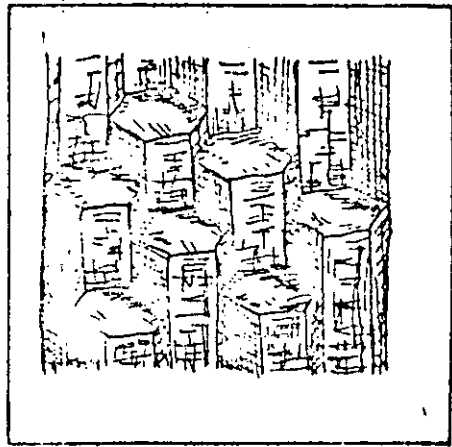
a



b



c



d

Fig. 25. Sketches of rock masses illustrating (a) blocky, (b) irregular, (c) tabular, and (d) columnar block shapes.

The occasional random discontinuities will not noticeably affect the value of  $J_r$  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  $J_r$  and RQD.

$$\text{RQD} = 115 - 3.3 J_r \text{ (approx.)}$$

(RQD = 100 for  $J_r < 4.5$ )

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  $I_{b,v}$  for

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, tabular, 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 E. *Der Felsbau*, Ferdinand Enke-Verlag, Stuttgart, 624 p (1963).
3. Price N. J. *Fault 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. 1, pp. 1-10 (1974).



6. Korhonen K.-H., Gardemeister R., Jääskeläinen H., Niini H. & Vähäsarja P. Engineering geological rock classification (in Finnish). 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, Mariessveit 20, 1322 Hovik, Oslo, 26 p (1975).
8. Barton N. Unsupported underground openings. *Proc. Rock Mechanics Meeting*, Bel-o, Stockholm, pp. 61-94 (1976).

## 11. 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.

(d) 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 (domains) 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 orientated 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

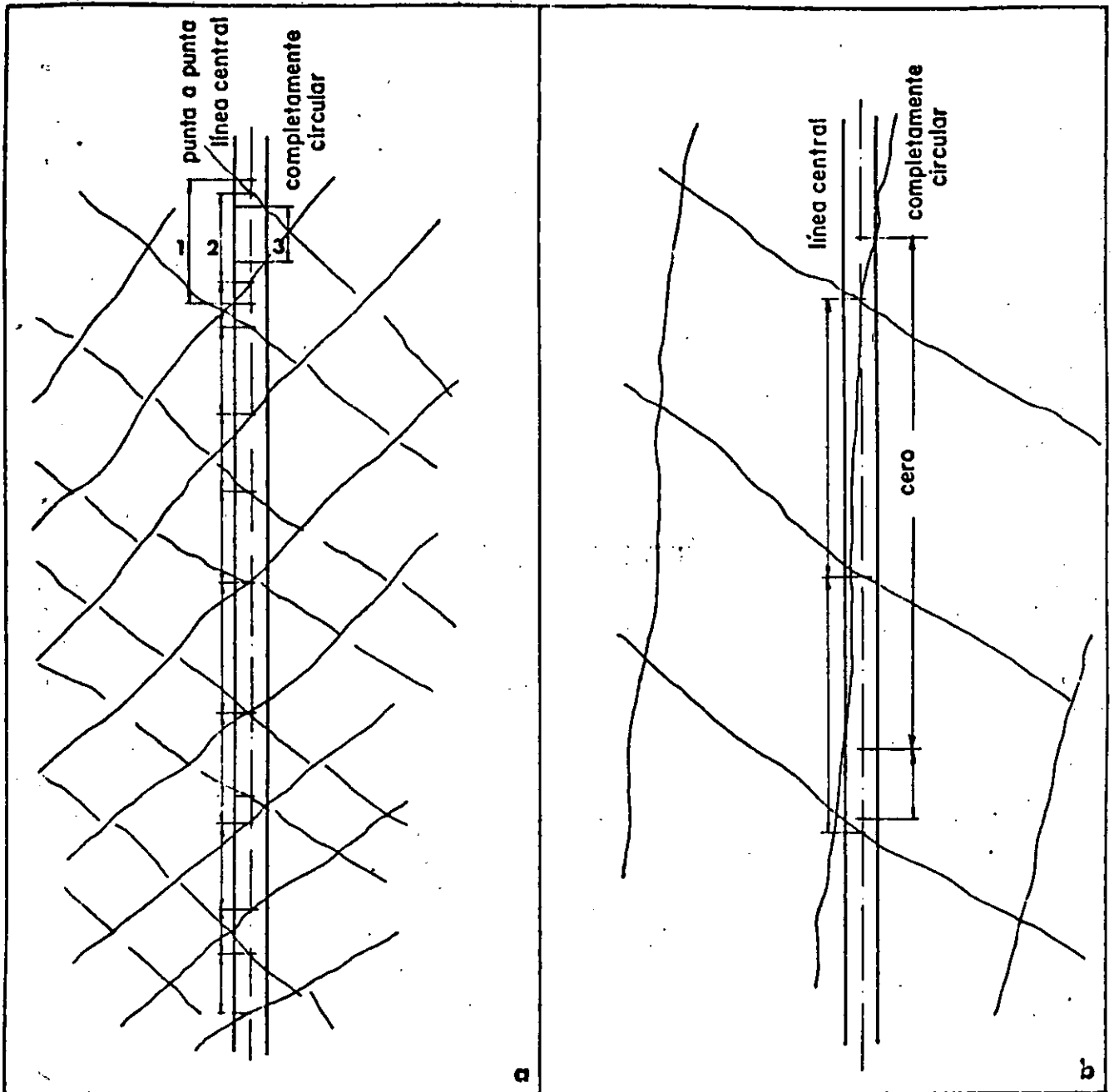


Fig. 26. Examples of three possible interpretations of the length of core pieces. The centre line length is suggested as the most realistic measurement and is recommended.

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 sets
10. Block size

A combination of core logging, drill hole viewing (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, seepage*.

### 1. 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 ( $\theta$ ) relative to the core axis ( $\pm 5^\circ$ ). If the relevant hole is vertical, the angles ( $90^\circ - \theta$ ) 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.  $60^\circ$ ) in preference to  $45^\circ$ , 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 scribe 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 ( $\theta$ ) that these features subtend with the core axis. Thus:

$$S = L \sin \theta$$

The angles ( $\theta$ ) 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 ( $\theta$ ) 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

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 ( $\alpha/\beta$ ). (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., Broch E. & Walton G. Logging the mechanical character of rock. *Trans Inst. Min. Metall. Section A*, 80, A1-A9 (1971).
3. Snow D. T. Rock fracture, spacing, opening, and porosities. *ASCE, Proceedings*, Vol. 94, No. SM1, pp. 73-91 (1968).
4. Heuzé F. F. Sources of error in rock mechanics field measurements and related solutions. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 8, 297-310 (1971).
5. Deere D. U. Technical description of rock cores for engineering purposes. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, 1, 16-22 (1963).
6. Knoll J. L. & Jones K. S. The recording and interpretation of geological conditions in the foundations of the Roseires, Kariba and Laityan dams. *Geotechnique*, 15, 94-124 (1965).
7. Terzaghi R. Sources of error in joint surveys. *Geotechnique*, 15, 287-304 (1965).
8. Deere D. U., Hendron A. J., Patton F. D. & Cording E. J. Design of surface and near-surface construction in rock. *Proc. 8th Symp. on Rock Mech.*, Minnesota, pp. 237-302 (1967).
9. Moye 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. 185-198 (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., Meritt A. H. & Coon R. F. Engineering classification of *in situ* rock. Tech. Rept. no. AFWL-67-144, Air Force System Command, Kirtland Air Force Base, New Mexico (1969).
13. Geological Society Engineering Group. Working Party Report on "The logging of rock cores for engineering purposes". *Q. Jl. 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 (1971).
15. Bergman M. Rock mass investigation in depth: reliability of different methods for drillhole investigations. *Proc. of 3rd Cong. of ISRM*, Denver. *Advances in Rock Mechanics*, Vol. II A, pp. 15-20 (1974).
16. Dearman W. R. The characterization of rock for civil engineering practice in Britain. *Colloquie Géologique 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. I, paper IV-PC-2, 11 p (1974).
18. Hansagi 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. 319, July-August, pp. 97-122 (1974).
21. Ranklör P. R. A suggested field system for logging rock cores for engineering purposes. *Bull. Ass. Engng Geol.* 11, 247-258 (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. I, 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. I, pp. 71-86 (1976).

# Chapter 49

## GROUND SUPPORT PREDICTION MODEL RSK CONCEPT

by George E. Wickham-Henry R. Tiedemann  
Eugene H. Skinner

Jacobs Associates - San Francisco, California  
USBM - Spokane Mining Research Center

Improving the state-of-the-art of tunneling is a continuing challenge to those involved in underground construction. New methods and procedures are usually evolved over a relatively long period of time as compared to advancements in other types of construction. To a large extent this is probably due to the fact that tunneling deals with a material or medium - the rock structure - whose physical properties are not only extremely varied, but in many instances virtually unknown until time of penetration. This hovering of the unknown tends to make "non believers" of many and at best leads to a general reluctance of accepting new ideas or procedures. The situation is further complicated by: 1) discrepancies in terminology and respective meanings as used by different disciplines to describe, define or evaluate pertinent factors and their relative effect on the tunneling process and 2) the fact that no two tunneling situations are identical with respect to either geological conditions or construction and contractual requirements.

In spite of the above there have been many successfully completed tunnels which make it apparent that both the technical and practical expertise needed to develop or project improvements is available within the industry. It is with this in mind that the RSR concept was developed.

### BACKGROUND

This paper presents the findings and results obtained from contin-

ued research in the area of geological predictions and ground support determination and is essentially an updating of previously developed methodology referred to as the RSR concept. A brief summary of methods, procedures, and reasoning used in initial development is given to acquaint the reader with the background of the work. Details are presented in References (1) and (2).

It is noted at this time that both the prediction of subsurface conditions and subsequent determination of needed ground support has been and still is essentially an "art". Although the sciences of rock mechanics and geology are contributing to a more exacting approach, no significant breakthrough in scientific techniques is foreseeable in the near future. Consequently, any immediate improvements must depend, to a large extent, on better utilization and correlation of historical tunneling data with theoretical design and practical experience. It is also noted that regardless of how exacting or detailed an analysis of ground support requirements might be, there are always those instances in which support will be installed for other than structural stability such as precaution against potential safety hazards or operational convenience. Installation of these supports are based primarily on the instant judgement of the men in the heading. Therefore, any potential improvement of the 'art' must also be considered with respect to its adaptability for convenient and effective use in the tunnel.

Although the process of predicting ground conditions and determining support is pertinent to each and every tunnel, there has been no standard approach advanced by which determinations so made could be commonly evaluated, compared or analyzed with respect to other or future projects. In fact, in many previous instances, it would be difficult to subsequently re-evaluate a specific project for reasons as to why the initial support prediction had or had not been correct.

The RSR prediction model provides a standard approach with the potential of a uniform and realistic solution to the problem. It is not intended to technically define a specific structural support member at a particular tunnel location, but rather to provide the means by which overall ground support requirements of a tunnel can reasonably be made in the pre-construction period and subsequently evaluated with respect to actual installations. It is an effort to bridge the gap between a theoretical analysis and the more practical solutions of the tunnel constructors. Although no prediction model could be all inclusive for every possible situation, the RSR concept considers and correlates major geologic and construction factors which would affect the support requirement of most rock tunnels. It is essentially an

empirical approach to the problem based on historical data, review and evaluation of findings and conclusions presented in published material pertaining to geology, rock mechanics and theories of support determinations, and the practical aspects of tunnel construction.

The concept provides a method of rating the quality of a rock structure with respect to its need of structural support during tunneling operations. This rating or RSR value is taken as the sum of weighted numerical values determined by considering three basic parameters. Each parameter in turn evaluates the relative effect on the support requirement of various geologic and construction factors. The higher ratings indicate good rock where-in little or no support would be required, lower ratings indicate varying degrees of support. A correlation between RSR values, actual support installations and size of tunnel was made by using various empirical relationships developed from case history data and tables and equations pertaining to ground support. This correlation involved a concept which relates actual support installations (steel rib size and spacing) to a theoretical spacing determined for the same rib when referred to a common tunneling situation or datum. Since determinations of roof loads for the datum condition were comparable in all cases it was also possible to relate RSR values and roof loads. General relationships concerning the use of shotcrete and rock bolt support were also established. Support requirement charts for different size tunnels show the type and quantity of support on the basis of initial prediction of subsurface conditions.

After development of the prediction model, additional research and study was made to evaluate its potential as a useful tool in practical applications. This evaluation is discussed in the following paragraphs. Although the model was adjusted or modified as found appropriate by the research, the tables, charts and discussions pertain only to the finalized model. Mathematical calculations of equations and other relationships used in developing the concept are given in Reference 2.

#### RSR PARAMETERS

The three basic parameters, which are in themselves individual evaluations as to the relative effect on the support requirement of various geologic factors, are shown as Tables 1, 2, and 3.

Parameter 'A' is a general appraisal of the rock structure through which the tunnel is to be driven. Parameter 'B' relates to the joint



TABLE 1. Rock Structure Rating - Parameter A

ROCK STRUCTURE RATING PARAMETER "A" GENERAL AREA GEOLOGY					MAX. VALUE 30			
BASIC ROCK TYPE					GEOLOGICAL STRUCTURE			
	HARD	MED.	SOFT	DECOMP.	MASSIVE	SLIGHTLY FAULTED OR FOLDED	MODERATELY FAULTED OR FOLDED	INTENSELY FAULTED OR FOLDED
IGNEOUS	1	2	3	4				
METAMORPHIC	1	2	3	4				
SEDIMENTARY	2	3	4	4				
TYPE 1					30	22	15	9
TYPE 2					27	20	13	8
TYPE 3					24	18	12	7
TYPE 4					19	15	10	6

TABLE 2. Rock Structure Rating - Parameter B

	ROCK STRUCTURE RATING PARAMETER "B" JOINT PATTERN DIRECTION OF DRIVE								MAX. VALUE 45		
	STRIKE $\perp$ TO AXIS					STRIKE $\parallel$ TO AXIS					
	DIRECTION OF DRIVE,					DIRECTION OF DRIVE					
	BOTH	WITH DIP		AGAINST DIP		BOTH					
	DIP OF PROMINENT JOINTS					DIP OF PROMINENT JOINTS					
	FLAT	DIPPING	VERTICAL	DIPPING	VERTICAL	FLAT	DIPPING	VERTICAL	FLAT	DIPPING	VERTICAL
① VERY CLOSELY JOINTED	9	11	13	10	12	9	9	7			
② CLOSELY JOINTED	13	16	19	15	17	14	14	11			
③ MODERATELY JOINTED	23	24	28	19	22	23	23	19			
④ MODERATE TO BLOCKY	30	32	36	25	28	30	28	24			
⑤ BLOCKY TO MASSIVE	36	38	40	33	35	36	34	28			
⑥ MASSIVE	40	43	45	37	40	40	38	34			

NOTES: Flat 0 - 20°; Dipping 20° - 50°; Vertical 50° - 90°

TABLE 3. Rock Structure Rating - Parameter C

ROCK STRUCTURE RATING PARAMETER "C" GROUND WATER JOINT CONDITION		SUM OF PARAMETERS A + B				MAX. VALUE 25	
ANTICIPATED WATER INFLOW (GPM/1000')	JOINT CONDITION	13 - 44		45 - 75			
		GOOD	FAIR	POOR	GOOD		FAIR
NONE	GOOD	22	18	12	25	22	18
SLIGHT (<200 gpm)	GOOD	19	15	9	23	19	14
MODERATE (200-1000 gpm)	GOOD	15	11	7	21	16	12
HEAVY (>1000 gpm)	GOOD	10	8	6	18	14	10

Joint Condition: Good = Tight or Cemented; Fair = Slightly Weathered or Altered; Poor = Severely Weathered, Altered, or Open

pattern (strike, dip and joint spacing) and the direction of drive. Parameter 'C' takes into consideration the following: 1) the overall quality of the rock as indicated by the numerical sum of values assigned to Parameters 'A' and 'B'; 2) the condition of the joint surfaces and, 3) the anticipated amount of water inflow.

The terminology and methods used to identify or measure the applicable characteristics of considered factors shown for each parameter have been developed in-so-far as possible to be compatible with requirements of different disciplines. In most instances it will be found that the information needed to determine a weighted value for each parameter is available for consideration during the pre-construction period. If the information is not adequate to define a particular factor the user of the model would have to assume limits of measure, etc., based on his best judgement. The RSR value of any particular tunnel section is obtained by summarizing the weighted numerical values determined for each parameter. It reflects the quality or competency of the rock structure with respect to its need for support regardless of the size of the tunnel. A twenty foot tunnel driven through a rock structure with a RSR value of 60 would require more support than a ten foot tunnel. This relation between RSR values and tunnel size is taken into consideration in the determination of respective rib ratios.

It is commonly assumed that some rock structures penetrated by a boring machine would be more competent or suffer less damage than when excavated by drill and blast methods. In instances where this is the case it is reasonable to assume a lesser amount of support would be required which in turn could be reflected by adjusting upwards a predetermined RSR value. Suggested adjustment factors when considering the use of a boring machine are given in Reference 2.

RIB RATIOS

In relating predicted RSR values to a particular tunnel support it is necessary to have a standard datum by which all situations can be compared on a common basis. Since steel ribs have been the predominant type of support for most tunnels, it was decided to use a measure that would relate actual support installations to some theoretical support (rib size and spacing) which could be similarly determined for all situations. This measure, designated as the Rib Ratio (RR) was developed from Terzaghi's formula for determining roof loads in loose sand below the water table (datum condition). Using tables provided in "Rock Tunneling with Steel Supports" (3) the

theoretical spacing required for various size ribs and tunnel diameters were determined for the datum condition. Results are shown in Table 4. Respective ribs ratios are determined by dividing the theoretical spacing by the actual spacing and multiplying by 100. Assume a 14 ft. tunnel supported by 6H20 ribs at 5 ft. centers. The RR for this section would be 46, or  $(2.32 \div 5.0 \times 100)$ ; or expressed otherwise, the section required only 46% of the support required for the datum condition. It is apparent that different size tunnel sections, although having the same RR, would require different weight or size of rib for equivalent support. The rib ratio for an unsupported section would be 0 and 100 for a section requiring the same support as the datum condition.

TABLE 4. Theoretical Spacing of Typical Rib Sizes for Datum Condition (spacing in feet)

Rib Size	TUNNEL DIAMETER										
	10'	12'	14'	15'	18'	20'	22'	24'	26'	28'	30'
4I7.7	1.16										
4H13.0	2.01	1.51	1.16	0.92							
6H15.5	3.19	2.37	1.81	1.42	1.14						
6H20		3.02	2.32	1.82	1.46	1.20					
6H25			2.86	2.25	1.81	1.48	1.23	1.04			
8WF31				3.24	2.61	2.14	1.78	1.51	1.29	1.11	
8WF40					3.37	2.76	2.30	1.95	1.67	1.44	1.25
8WF48						3.34	2.79	2.35	2.01	1.74	1.51
10WF49								2.59	2.22	1.91	1.67
12WF53										2.19	1.91
12WF65											2.35

### CASE HISTORIES

The RSR concept is based primarily on evaluations of case history data pertaining to tunnel construction. A total of 53 projects were investigated with respect to amount and type of geologic information available in the pre-construction period, the size of the tunnel, methods of excavation, actual support installations and other data pertinent to the problem. Each tunnel was divided into typical geological sections as could be defined with available information, giving a total of about 190 sample sections. Using the model, an RSR value was determined for each section. Actual support installations for the respective sections were obtained from as-built drawings. Twenty six sections were unsupported, rock bolts were the primary support in fourteen sections, shotcrete in three and steel ribs in the remaining. Rib ratios were determined and corresponding RSR and RR values plotted on a graph as shown by Fig. 1.

An empirical relationship between RSR and RR values was determined by considering the average curve of the developed envelope. Twenty points which fell well above the envelope were eliminated from the calculations. They indicated either an extremely conservative support system or a loading condition, such as squeezing ground beyond the scope of the model. Although plots of unsupported sections (RR=0) help define the limit of RSR values wherein no support is required, they do not contribute to the empirical relationship curve and therefore were not included. However, they were considered in defining that "grey" area in which nominal support (RR<20) may or may not be required. This area is shown by the deviation from the upper limits of the curve. The description support designations -- light, medium, heavy and very heavy -- show a possible correlation between the prediction model and other methods used to define ground support requirements.

By considering the basic equation:  $(RR + 80) (RSR + 30) = 8800$ , of the empirical relationship curve, it is possible to show a correlation between RSR values and rib ratios. Rib ratios varying between 0 (no support) and 100 (heavy support) correspond to RSR values of 80 and 19, respectively. These upper and lower limits indicate the range of rock structures considered in the model. Since rib ratios relate to a defined rock load (datum condition) it follows that RSR values can also be expressed in terms of unit loads for various sized tunnels. Results of these calculations are shown on Table 5.

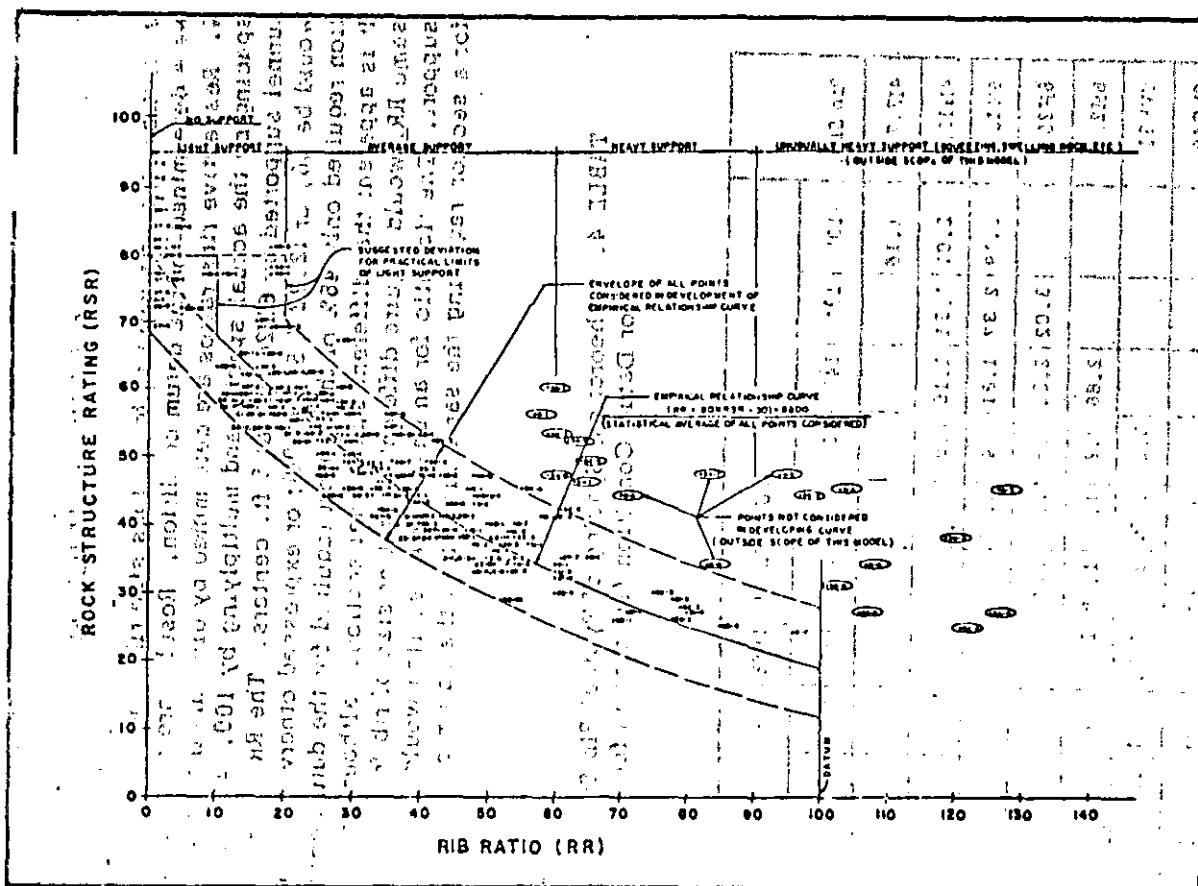


Fig. 1 - Correlation of Rock Structure Rating to Rib Ratio

TABLE 5. Correlation of Rock Structure Rating to Rock Load and Tunnel Diameter

TUNNEL DIAMETER (D)	(W <sub>r</sub> ) ROCK LOAD ON TUNNEL ARCH (K/sq.ft.)												
	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	
10'	62.5	49.9	40.2	32.0	21.6	13.8							
12'	65.0	53.7	44.7	37.5	26.6	18.7							
14'	66.9	56.6	48.3	41.4	30.8	22.9	16.8						
16'	68.0	59.0	51.2	44.7	34.4	26.6	20.4	15.5					
18'	69.5	61.0	53.7	47.6	37.6	29.9	23.8	18.8					
20'	70.4	62.5	55.7	49.9	40.2	32.7	26.6	21.6	17.4				
22'	71.3	63.9	57.5	51.9	42.7	35.3	29.3	24.3	20.1	16.4			
24'	72.0	65.0	59.0	53.7	44.7	37.5	31.5	26.6	22.3	18.7			
26'	72.6	66.1	60.3	55.3	46.7	39.6	33.8	28.8	24.6	20.9	17.7		
28'	73.0	66.9	61.5	56.6	48.3	41.4	35.7	30.8	26.6	22.9	19.7	16.8	
30'	73.4	67.7	62.4	57.8	49.9	43.1	37.4	32.6	28.4	24.7	21.5	18.5	

SUPPORT REQUIREMENT CHARTS

Although the prediction model was developed primarily with respect to steel rib type of support, the correlation between RSR and rock loads can be extended to show a general relationship between the model and rock bolt and shotcrete types of support. These empirical relationships consider anticipated rock loads expressed in kips per sq. ft. ( $W_r$ ) as determined by RSR values, and physical properties of the bolts or shotcrete.

Support requirement charts have been prepared which provide a means of determining typical ground support systems based on a RSR prediction as to the quality of rock structure through which the tunnel is to be driven. Charts for 10 and 24 foot tunnels are shown as Figures 2 and 3 respectively. Similar charts would be used for other tunnel sizes. The three steel rib curves reflect typical sizes used for the particular tunnel size. Separate curves are given for shotcrete and rock bolt support. Dashed portions of the respective curves indicate conditions for which the support would probably not be used due to practical considerations. The charts are used as follows: Assume a 24-ft. tunnel to be driven through a rock structure with a predicted RSR value of 60. A horizontal line drawn to the right of RSR 60 intersects four support curves. Vertical lines from respective intersections to the bottom scale indicate the following requirements: 1) shotcrete - 2-1/2" nominal thickness, 2) rock bolts 1" dia., 4.2 ft. pattern, 3) rock bolts 1-1/4" dia., 5.2 ft. pattern and 4) 6H25 ribs, 5.7 ft. centers. The most appropriate system to use would be determined from a cost analysis, taking into account the relative effect of each system on the overall tunneling process. Charts are applicable to either circular or horseshoe shaped tunnels of comparable widths. When considering flat arch sections, it would be necessary to make separate calculations based on RSR, rock loads and applicable tunnel dimensions (2).

EVALUATING THE RSR CONCEPT

Assessing the potential merit of any new concept or method is dependent on: 1) general approval and acceptance as a useful tool by the industry involved and 2) verification of its validity or reliability. Regardless of which comes first, it is a difficult task to accomplish in any short period of time. This is especially true when considering the tunneling industry in which typical projects are relatively few in number and long in duration.

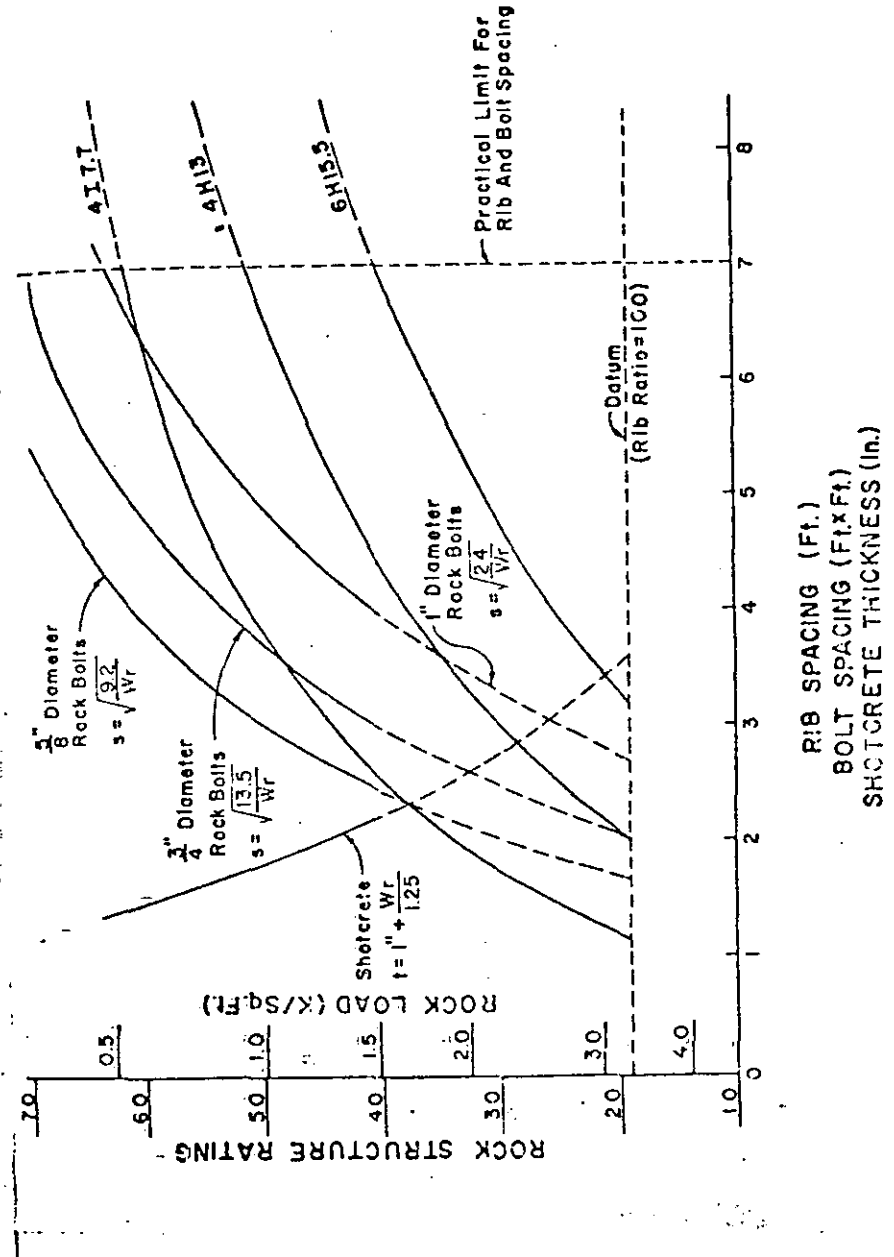


Fig. 2 - Support Requirement Chart - 10' Diameter Tunnel

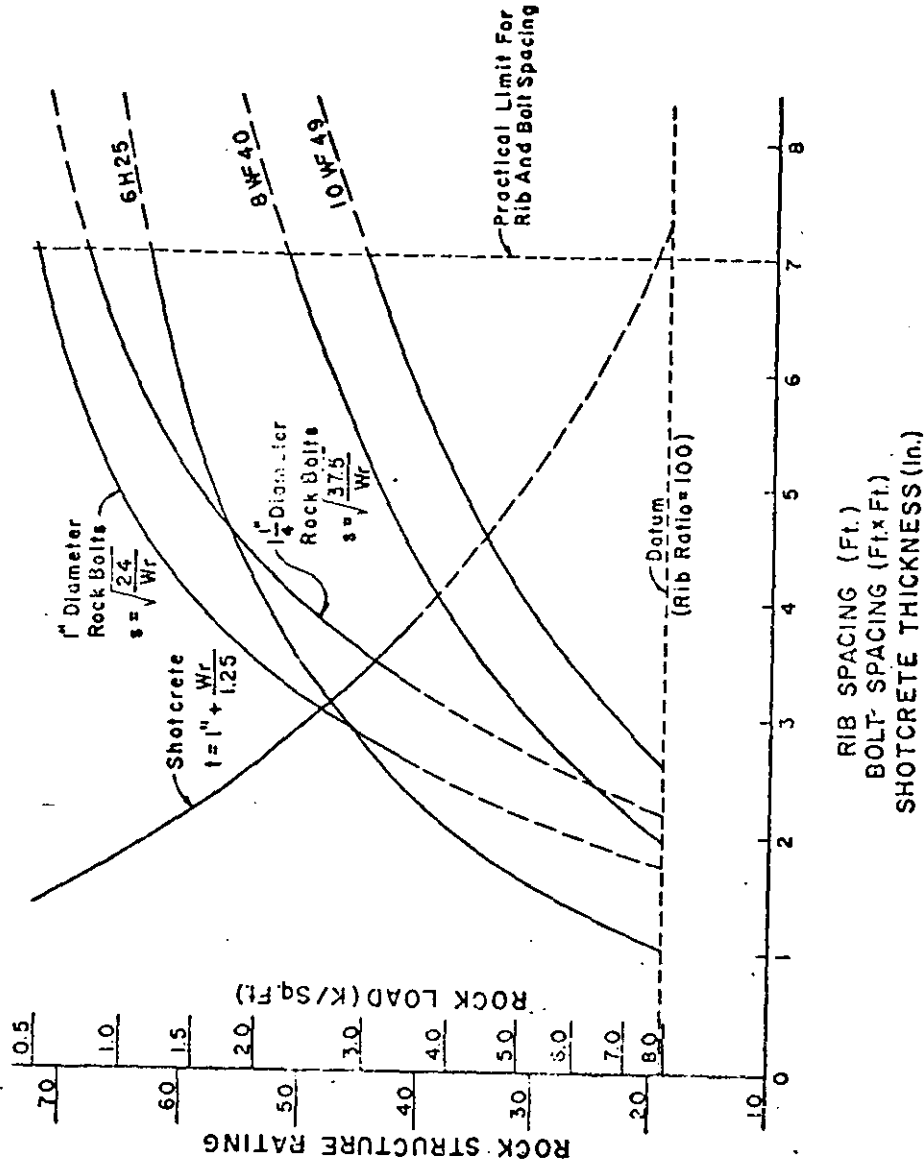


Fig. 3 - Support Requirement Chart - 24' Diameter Tunnel

During the past year an effort was made to obtain a reasonable appraisal of the RSR concept, first by soliciting opinions, comments and critiques from 30 prominent members of the industry and secondly by testing the model on on-going projects.

The twenty-five responses from the industry covered the entire scope from geologic prediction through support installation. Although not all responses were completely favorable, there was general concurrence that the model presented a reasonable means of predicting ground support requirements. All comments and suggestions were considered and included as appropriate in finalizing the model.

Several mines were visited by the study team to determine the applicability of the RSR concept in mining. While most ore body excavations do not have support problems similar to civil tunnels, the drifts and access tunnels are quite similar. A large mine may produce ore for several decades and contain many miles of drifts. The wealth of experience of such mines should be utilized in this type of study. While time did not permit a detailed analysis of each mine, results indicated a close correlation to the geology - support relationships of the RSR concept. It is hoped that increased utilization of data developed in mines and civil tunnels be developed in reciprocal studies to the benefit of both industries.

Using pre-bid information, RSR values and a prediction of ground support was made for six on-going tunnel projects. As the tunnels were excavated a comparison was made between actual support installations and the original predictions. For those tunnel sections which have been completed, comparisons were made, and it was found that the predicted support averaged about 11% less than that actually used.

CONCLUSION

The ground support prediction model (RSR concept) provides a standard approach and realistic solution to a complicated problem. It includes and evaluates those geologic and construction factors most pertinent to the determination of ground support and which are usually available for consideration in the pre-construction period. The format and procedures used to predict the competency of rock structures and support needs along the tunnel line are expressed in common terms and presented in a straight forward manner readily adapted to initial planning design and costing of future tunnels, and to actual field implementation during construction.

The model can be modified or adjusted as needed to properly reflect findings and determined correlations between predicted and encountered conditions that may result from continued use, research or testing efforts.

The model provides a more definitive description of commonly used support systems (steel ribs, shotcrete, rock bolts) than obtained from existing methods, and could be used with respect to combination support systems such as rock bolts and shotcrete.

Initial testing by field application to several on-going projects indicate that realistic appraisals of ground support requirements of future tunnels can be made by use of the prediction model.

The model could be expanded by relating RSR values to a "drillability" factor when considering the use of a boring machine.

By having a standard format defining factors both before and after construction, it is possible that the model could contribute to a more equitable solution of ground support disputes.

Effective use of any prediction model requires a combination of both engineering and practical judgement. The model provides a means by which this mix of knowledge can be directed toward the betterment of the 'art' of predicting ground support.

#### ACKNOWLEDGEMENT

The study and research on which this paper is based was sponsored by the Advanced Research Projects Agency (ARPA) under Contracts H0210038 and H0220075 with the Bureau of Mines as agent.

The authors wish to express their appreciation to the individuals, firms and agencies who provided information or contributed otherwise to the study effort.

#### REFERENCES

(1) Wickham, G.E. and Tiedemann, R.H., Research in Ground Support and its Evaluation for Coordination with System Analysis in Rapid Excavation, Contract H0210038, USBM, ARPA Program, April 1972, National Technical Information Service, AD 743100

#### GROUND SUPPORT PREDICTION MODEL: RSR CONCEPT

707

(2) Wickham, G.E. and Tiedemann, H.R., Ground Support Prediction Model - RSR Concept, Contract H0220075, USBM, ARPA Program, January 1974, National Technical Information Service, AD 773 018

(3) Procter, R.V. and White, T.L., Rock Tunneling with Steel Support, Commercial Shearing and Stamping Co., 1946 (Rev. 1968).

J. I. Maycotte

Engineering Classification of Rock Masses  
for the Design of Tunnel Support

By

N. Barton, R. Lien, and J. Lunde

With 8 Figures

(Received August 31, 1974)

THE LIBRARY OF THE  
APR 9 1975  
UNIVERSITY OF ILLINOIS  
AT URBANA-CHAMPAIGN

Summary — Zusammenfassung — Résumé

*Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support.*  
An analysis of some 200 tunnel case records has revealed a useful correlation between the amount and type of permanent support and the rock mass quality  $Q$ , with respect to tunnel stability. The numerical value of  $Q$  ranges from 0.001 (for exceptionally poor quality squeezing-ground) up to 1000 (for exceptionally good quality rock which is practically unjointed). 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 inter-block shear strength, and the active stress. The proposed classification is illustrated by means of field examples and selected case records.

Detailed 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. This estimate is based on the rock mass quality  $Q$ , the support pressure, and the dimensions and purpose of the excavation. The support pressure appears to be a function of  $Q$ , the joint roughness, and the number of joint sets. The latter two determine the dilatency and the degree of freedom of the rock mass.

Detailed recommendations for support measures 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. The boundary between self supporting tunnels and those requiring some form of permanent support can be determined from the rock mass quality  $Q$ .

*Key words:* Classification, rock mass, joints, shear strength, tunnels, support pressure, shotcrete, bolts.



*Technische Klassifikation von Gebirgsqualität zwecks Projektieren von Hohlraum Sicherungen im Fels.* Eine Untersuchung von Daten aus etwa 200 fertiggestellten Tunnelbauten ergab einen nutzbaren Zusammenhang zwischen Umfang und Typ des permanenten Verbaues und der Gebirgsqualität  $Q$ . Die numerische Leitziffer erfasst Werte von 0,001 (äußerst schlechter, langsam rutschender oder quellender Boden) bis auf 1000 für hochwertigen, fast bruchfreien Fels. Die Gebirgsqualität  $Q$  ist eine Funktion von sechs Parametern, die aus Oberflächenbeobachtungen und nach skalierten Gewichten bestimmte Leitziffern erteilt werden. Die Werte können während des Bauvortriebes justiert werden. Die sechs Parameter sind: RQD-Leitziffer, Anzahl der Kluftsysteme, Rauigkeit (für schwächste oder ungünstigste Spaltebene), Umwandlungsgrad (Charakter der Risse oder Füllung längs der schwächsten Spalten) und des weiteren zwei Parameter, die Spannungsniveau und Wasserzufluß berücksichtigen. Wenn man diese Parameter koordiniert, vertreten sie den Einfluß der Körnung, der Scherfestigkeit an den Anschlußflächen zwischen den Felsblöcken und den einwirkenden Spannungen. Die vorgeschlagene Klassifikation wird mittels Beispielen im Felde und einer Auswahl der Berichte aus fertiggestellten Anlagen erläutert.

Detaillierte Analysen der Gebirgsqualität und der entsprechenden Sicherungsmaßnahmen haben erwiesen, daß es möglich ist, einen angemessenen Ausbau fürs ganze Spektrum der Gebirgsqualität zu veranschlagen. Die Bemessung ist auf die Qualität  $Q$  des Gebirges, den Ausbaudruck und die Dimensionen und den Zweck des Hohlraumes ausgerichtet. Der Ausbaudruck ist scheinbar eine Funktion von  $Q$  und von der Rauigkeit und Anzahl der Spaltsysteme. Die beiden letzteren entscheiden die Dilatanz der Felsmasse und den Freiheitsgrad der Felsblöcke.

Detaillierte Anleitungen für Sicherungsmaßnahmen umfassen verschiedene Kombinationen von Nägeln, Anker, Spritzbeton und Ortsbetongewölben sowie auch Angaben über Ankerabstände und erforderliche Stärke des Spritz- oder Gußbetons. Die Grenze zwischen selbsttragenden Tunnels und denjenigen, die irgend eine Art permanenten Verbaues benötigen, kann aus der Gebirgsqualität  $Q$  ermittelt werden.

*Classification technique des roches en vue de l'étude des soutènements à prévoir dans les cavités creusées dans la roche.* Une analyse de données provenant de quelque 200 cavités creusées a permis d'établir une relation utile entre, d'une part, l'envergure et le type de soutènements permanents et, d'autre part, la qualité  $Q$  des masses rocheuses, en ce qui concerne la stabilité. La valeur numérique de  $Q$  s'étend de 0,001 (roche particulièrement mauvaise, fluante ou gonflant) jusqu'à 1000 pour une roche d'excellente qualité, pratiquement exempte de fissurations. La qualité  $Q$  de la roche est une fonction de six paramètres dont chacun, dans des échelles 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 (caractéristiques de ce dont les fissures sont remplies), et, en outre, deux paramètres qui tiennent compte du niveau de tension et de l'afflux d'eau. Dans leur ensemble, ces paramètres représentent 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. La classification suggérée est mise en évidence à l'aide d'exemples tirés de l'expérience acquise sur le terrain ou tirés d'une sélection de rapports concernant des ouvrages exécutés.

Des analyses détaillées 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 qualités de roche. Cette estimation est basée sur la qualité  $Q$  de la roche, sur la pression supportée par le soutènement, sur la taille de la cavité et sur la destination de celle-ci. La pression supportée par le soutènement semble être une fonction de  $Q$  et de la rugosité et du nombre des systèmes de fissuration. Ces deux derniers paramètres semblent déterminer la dilataance et le degré de liberté (liberté de mouvement) des pierres dans la roche.

Des recommandations détaillées de mesure de sûreté englobent différentes combinaisons de béton projeté, de boulonnage et d'arcs en béton coulés, 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. La limite séparant les cavités autoportantes de celles nécessitant un soutènement permanent d'une manière ou d'une autre, peut être déterminée à partir de la qualité  $Q$  de la roche.

## Introduction

"... when you can measure what you are speaking about, and express it in numbers, you know something about it, but when you cannot express it in numbers, your knowledge is of a meagre and unsatisfactory kind ..."

Lord Kelvin (1824—1907)

The Symposium on Large Permanent Underground Openings held in Oslo in 1969 focussed attention on two important gaps in our ability to design the correct support for excavations in rock masses. Denkhäus (1970) pointed out the existence of a missing link between the acquisition of rock mechanics data and the final decisions as to whether an opening should be lined, rock bolted, or kept unlined. Bjerrum (1970) noted that the dilatent property of many rock masses seemed to have been ignored when designing rock bolt systems. He also doubted that the RQD index (Deere, 1963) could give a sufficiently complete description of a rock, since two rocks with the same RQD index could show entirely different behaviour in a rock cavity.

The last criticism could also be levelled against other widely used rock mechanics parameters, for instance: unconfined compressive strength, shear strength, rock stress, joint frequency, etc. It is essential that such parameters should each be allowed to contribute in the final decision of tunnel support requirements. The RQD index happens to be one of the better single parameters since it is a combined measure of joint frequency and degree of alteration and discontinuity fillings, if these exist. However, it is relatively insensitive to several important properties of rock masses, in particular the friction angle of altered joint fillings (Cording and Deere, 1972), and the roughness or planarity of joint walls.

Despite the known limitations of RQD, several attempts have been made to correlate it with the degree of tunnel support, as for instance by

Cecil (1970), Deere et al. (1970), and Merritt (1972). In regularly jointed and clay free rocks these attempts seem to be partly successful. However, a one-parameter description of a rock mass is inevitably limited to a relatively small number of geological environments, if it is to be reliable.

A more general method of numerically classifying rock masses and estimating support has been described by Wickham et al. (1972). This includes a larger number of parameters, each having a numerical scale of importance. Bieniawski (1973) has recently modified this system and combined it with some other proposals for classification. The end result is an eight-parameter description of jointed rock masses, each parameter having five ratings of importance. The proposed parameters were: *RQD*, degree of weathering, intact rock strength, spacing of joints, separation of joints, continuity of joints, ground water inflow, strike and dip orientations. In retrospect it would appear that both, Wickham et al. (1972) and Bieniawski (1973), have almost ignored three important properties of rock masses, namely the roughness of joints, the frictional strength of joint fillings, and the rock load.

The method of classifying rock masses to be described in this paper was developed independently from that described by Wickham et al. (1972) and Bieniawski (1973). However, it is interesting to find that there are several points in common. A special feature of the method is that it was developed through exhaustive analysis of more than two hundred case records. The recommendations for support are therefore detailed, and are also based on estimates of support pressure, which can apparently be quite closely estimated for the whole spectrum of rock mass environments.

## Part I

### Estimating the Rock Mass Quality

#### (A) Development of the Classification System

The tunnel case records described by Cecil (1970) provided a comprehensive source of data for the initial development of the method. One of Cecil's figures showed span width plotted against *RQD* for unsupported tunnels. The trend for wider unsupported spans with higher *RQD* values was recognizable, although the scatter was large. The authors found that this correlation was improved if the relevant *RQD* values were divided by a number representing the number of joint sets measured at each location. As pointed out by Cecil the number of joint sets is an important indication of the degree of freedom of a rock mass.

The modified *RQD* had improved sensitivity to tunnel support requirements, since one important anomaly was removed. For example, a blocky granitic rock mass having three joint sets and an *RQD* of 90 might give equal tunnel stability to a tightly jointed phyllite, having only one joint set, but an *RQD* of only 30.

The importance of dilatancy and shear strength suggested further improvements to the modified *RQD*. Joint roughness (small- and intermediate-scale) was a potentially positive contribution to rock mass quality, while joint alteration and filling materials were potentially negative. Two simple numerical scales of joint roughness and alteration were therefore developed. Finally, numerical scales for rock load and water pressure were added, to further modify the original *RQD* value.

Several months were spent in evaluating case records in the literature, and developing improved numerical scales, until a consistent picture of rock mass quality and tunnel support was obtained. Both the size of excavation (span, diameter or height) and the purpose of the excavation (power house, water tunnel, pilot heading, etc.) were additional important parameters for determining the type and degree of support. However, these two parameters were not included in the estimation of rock mass quality. As suggested by Coates (1964), it is preferable that the estimate of rock mass quality should be independent of both the type and size of excavation if it is to be widely accepted as a classification system.

#### (B) 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, 1963)

*J<sub>n</sub>* = joint set number

*J<sub>r</sub>* = joint roughness number

*J<sub>a</sub>* = joint alteration number

*J<sub>w</sub>* = joint water reduction factor

*SRF* = stress reduction factor

The rock mass description and ratings for each of the six parameters are given in Tables 1, 2 and 3. 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. (In fact more than 300 000 different geological combinations can theoretically be represented.) The case records examined included 13 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 12 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. (1974).

Table 1. Descriptions and Ratings for the Parameters RQD,  $J_n$ , and  $J_r$

1. ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)		
A. Very poor	0—25	Note: (i) Where RQD is reported or measured as $\leq 10$ (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q in Eq. (1) (ii) RQD intervals of 5, i. e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate
B. Poor	25—50	
C. Fair	50—75	
D. Good	75—90	
E. Excellent	90—100	
2. JOINT SET NUMBER ( $J_n$ )		
A. Massive, no or few joints	0.5—1.0	Note: (i) For intersections use $(3.0 \times J_n)$ (ii) For portals use $(2.0 \times J_n)$  Note: (i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m (ii) $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are favourably orientated
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube", etc.	15	
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER ( $J_r$ )		
(a) Rock wall contact and (b) Rock wall contact before 10 cms shear		
A. Discontinuous joints	4	Note: (i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m (ii) $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are favourably orientated
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	
(c) No rock wall contact when sheared		
H. Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	

Table 2. Descriptions and Ratings for The Parameters  $J_a$  and  $J_w$

4. JOINT ALTERATION NUMBER ( $J_a$ )		
(a) Rock wall contact		
	$J_a$	$q_r$ (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 <sup>0</sup> —35 <sup>0</sup> )
C. Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	2.0	(25 <sup>0</sup> —30 <sup>0</sup> )
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	(20 <sup>0</sup> —25 <sup>0</sup> )

Table 2. Continued

E. Softening or low friction clay mineral coatings, i. e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1—2 mm or less in thickness)	4.0	(8 <sup>0</sup> —16 <sup>0</sup> )	Note: (i) Factors C to F are crude estimates, increase $J_w$ if drainage measures are installed (ii) Special problems caused by ice formation are not considered
(b) Rock wall contact before 10 cms shear			
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	4.0	(25 <sup>0</sup> —30 <sup>0</sup> )	
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (Continuous, < 5 mm in thickness)	6.0	(16 <sup>0</sup> —24 <sup>0</sup> )	
H. Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings. (Continuous, < 5 mm in thickness)	8.0	(12 <sup>0</sup> —16 <sup>0</sup> )	
J. Swelling clay fillings, i. e. montmorillonite (Continuous, < 5 mm in thickness). Value of $J_a$ depends on percent of swelling clay-size particles, and access to water etc.	8.0—12.0	(6 <sup>0</sup> —12 <sup>0</sup> )	
(c) No rock wall contact when sheared			
K, L. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H, J for description of clay condition)	6.0, 8.0 or 8.0—12.0	(6 <sup>0</sup> —24 <sup>0</sup> )	
N. Zones or bands of silty- or sandy clay, small clay fraction (non-softening)	5.0		
O, P, R. Thick, continuous zones or bands of clay (see G, H, J for description of clay condition)	10.0, 13.0 or 13.0—20.0	(6 <sup>0</sup> —24 <sup>0</sup> )	
5. JOINT WATER REDUCTION FACTOR ( $J_w$ )			
	$J_w$	Approx. water pressure (kg/cm <sup>2</sup> )	
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	1.0—2.5	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5—10.0	
D. Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.33	2.5—10.0	
E. Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	0.2—0.1	> 10.0	
F. Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	0.1—0.05	> 10.0	

Table 3. Descriptions and Ratings for the Parameter SRF

6. STRESS REDUCTION FACTOR (SRF)			
(a) Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated			Note:
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0		(i) Reduce these values of SRF by 25–50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (depth of excavation $\leq 50$ m)	5.0		
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (depth of excavation $> 50$ m)	2.5		
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5		
E. Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation $\leq 50$ m)	5.0		
F. Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation $> 50$ m)	2.5		
G. Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth)	5.0		
(b) Competent rock, rock stress problems			
		$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_t/\sigma_1$
H. Low stress, near surface		$> 200$	$> 13$
J. Medium stress		$200-10$	$13-0.66$
K. High stress, very tight structure (Usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)		$10-5$	$0.66-0.33$
			$0.5-2.0$
L. Mild rock burst (massive rock)		$5-2.5$	$0.33-0.16$
			$5-10$
M. Heavy rock burst (massive rock)		$< 2.5$	$< 0.16$
			$10-20$
(c) Squeezing rock; plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressures			(ii) For strongly anisotropic stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , reduce $\sigma_c$ and $\sigma_t$ to $0.8 \sigma_c$ and $0.8 \sigma_t$ ; when $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ , reduce $\sigma_c$ and $\sigma_t$ to $0.6 \sigma_c$ and $0.6 \sigma_t$ where: $\sigma_c$ = unconfined compression strength, $\sigma_t$ = tensile strength (point load), $\sigma_1$ and $\sigma_3$ = major and minor principal stresses
N. Mild squeezing rock pressure			
O. Heavy squeezing rock pressure			
(d) Swelling rock; chemical swelling activity depending on presence of water			(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) —
P. Mild swelling rock pressure			
R. Heavy swelling rock pressure			

## Notes on the Use of Tables 1, 2 and 3

When making estimates of the rock mass quality ( $Q$ ) the following guidelines should be followed, in addition to the notes listed in Tables 1, 2 and 3:

1. When core is unavailable,  $RQD$  can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre

for each joint set are added. A simple relation can be used to convert this number to  $RQD$  for the case of clay-free rock masses (Palmström, 1974),

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \text{ (approx.)} \quad (2)$$

where

$$J_v = \text{total number of joints per m}^3 \\ (RQD = 100 \text{ for } J_v < 4.5)$$

2. The parameter  $J_v$  representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed these parallel "joints" should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few "joints" visible, or only occasional breaks in bore core due to these features, then it will be more appropriate to count them as "random joints" when evaluating  $J_v$  in Table 1.

3. The parameters  $J_r$  and  $J_u$  (representing shear strength) should be relevant to the *weakest significant joint set or clay filled discontinuity* in a given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of ( $J_r/J_u$ ) 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 ( $J_r/J_u$ ) should be used when evaluating  $Q$  from Eq. (1).

4. When a rock mass contains clay, the factor  $SRF$  appropriate to *loosening loads* should be evaluated (Table 3, 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 3, 6b). A strongly anisotropic stress field is unfavourable to stability and is roughly accounted for as in note (ii), Table 3.

5. In general the compressive and tensile strengths ( $\sigma_c$  and  $\sigma_t$ ) of the intact rock should be evaluated in the direction that is unfavourable for stability. This is especially important in the case of strongly anisotropic rocks. In addition, the test samples should be saturated if this condition 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.

When the rock mass quality varies markedly from place to place it will obviously be desirable to map and classify these zones separately. In general the rock mass quality  $Q$  will be evaluated separately in two adjacent zones if it is considered that a change in support will be justified in practice. (A four-fold increase or reduction in  $Q$ , caused by a change in joint frequency, roughness or degree of alteration etc., will normally qualify for changed support). However, if the variable zones intersect the excavations for only a few metres, it will normally be most economical to map the overall quality, and estimate a compromise value of  $Q$ , for eventual design, compromise support. It is normally uneconomic to change support measures over very short tunnel lengths, and in any case the overall stability has to be assured.

However, swelling and softening clay zones may often require individual sealing treatment, even if the affected discontinuities are quite narrow. The type of treatment will depend on the clay content, the access to water, and the quality of the wall rock (Selmer-Olsen, 1970). In some cases the latter may be sufficiently high and the zone sufficiently narrow (i.e.  $< 20$  cms for it to be left unsealed. This will also depend on the use to which the tunnel will be put. In general, individual classification and sealing treatment for swelling or softening clay zones should be supplemented with a compromise classification and support, so that the zones between the clay are adequately supported.

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 (Benson et al., 1972) and a power house wall at Morrow 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.

### (C) Examples of Rock Mass Quality $Q$ from Surface Exposures

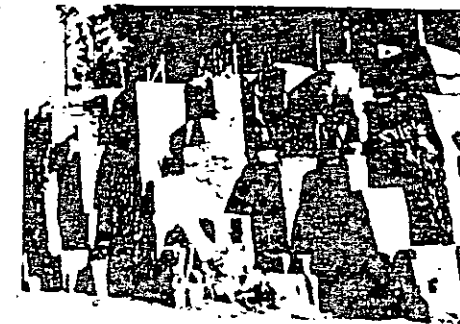
Fig. 1 illustrates the method of classifying rock masses for their quality  $Q$ . All the photographs are of surface exposures, but imaginary tunnel depths of about 40 m have been assumed. Therefore, water pressures and rock pressures of medium values have been assumed for each of the eight examples.

Beneath each photograph the following are listed:

1. Rock type.
2. Rock mass quality  $Q$  and values of the six parameters:  
 $RQD/J_n/J_w/SRF$ .
3. Numerical and alphabetical key to the classification-descriptions given in Tables 1, 2 and 3.

The classification of the six samples should be self explanatory. Each numerical value can be checked against the relevant descriptions listed in Tables 1, 2 and 3. The following list of observations may help to clarify some of the special features of the method.

1. The positive contribution of irregular, undulating joints ( $J_n = 3$ ) in example 2, gives this heavily jointed rock mass almost the same quality ( $Q$ ) as example 1.



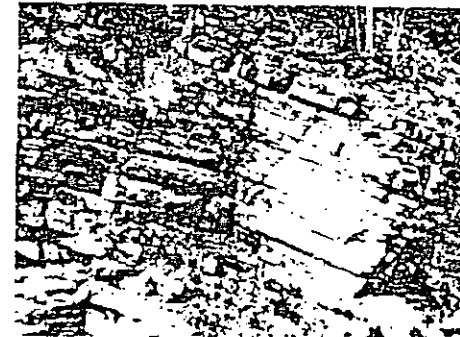
#### 1. GRANITE

$Q = 90/9 \times 1.5/1.0 \times 0.66/1.0$   
= 10 (fair/good)  
(1E/2F, 3E/4B, 5B/6J)



#### 2. GRANITE

$Q = 70/15 \times 3.0/1.0 \times 0.66/1.0$   
= 9.2 (fair)  
(1C/2H, 3B/4B, 5B/6J)



#### 3. SANDSTONE-CLAYSTONE

$Q = 40/9 \times 1.0/2.0 \times 0.66/1.0$   
= 1.5 (poor)  
(1B/2F, 3F/4C, 5B/6J)



#### 4. NODULAR-LIMESTONE

$Q = 80/9 \times 1.0/5 \times 0.66/5$   
= 0.24 (very poor)  
(1D/2F, 3J/4N, 5B/6G)



#### 5. MUDSTONE (overall RQD=30)

$Q = 30/9 \times 1.0/5 \times 0.66/5$   
= 0.09 (extremely poor)  
(1B/2F, 3J/4N, 5B/6B)



#### 6. GRANITE (decomposed) RQD=0

$Q = 10/20 \times 1.0/6 \times 0.66/6$   
= 0.009 (exceptionally poor)  
(1A/2J, 3J/4K, 5B/6N)

Fig. 1. Six examples of rock mass classified according to their tunnel stability  
Sechs Beispiele von Felsmassen, mit Rücksicht auf Tunnel-Stabilität klassifiziert  
Six exemples de roches, classifiées selon leur stabilité dans le cas de cavités creusées

2. The relatively widely spaced bedding joints in example 4 would normally produce a higher rock mass quality  $Q$  than for example 3. However, the presence of layers of unconsolidated volcanic ash causes the rock mass to be loose and unfavourable for tunnel stability.

3. The weakness zone in example 5 does not contain swelling or softening clay and therefore is not wide enough for individual classification. The values of  $RQD$ ,  $J_n$ ,  $J_w$  and  $SRF$  are relevant to the overall rock mass quality. However, the weakness zone does provide the minimum shear strength parameters  $J_r/J_w$ .

4. The decomposed granite shown in example 6 has a very low strength. It is probable that at 40 metres depth, with a rock pressure in the region of 10–15 kg cm<sup>2</sup>, the material will exhibit some mild squeezing, hence the estimate of  $SRF = 6$ .

#### (D) Special Features of the Six Classification Parameters

Each of the parameter ratings listed in Tables 1, 2 and 3 are, with the exception of  $RQD$ , the end product of successive modifications made during analysis of the available case records. The successive modifications and reanalyses were needed to improve the relation between the rock mass quality  $Q$  and the support actually used. The final numerical ratings are therefore more than just arbitrary descriptive scales such as poor (1), fair (2), good (3) etc., and actually give some clue as to the principal properties controlling tunnel stability in rock masses.

1. The first quotient appearing in Eq. (1) ( $RQD/J_w$ ) represents the overall structure of the rock mass, and it happens to be a crude measure of the relative *block size*, with the two extreme values (100/0.5 and 10/20) differing by a factor of 400. If as an example the quotient is interpreted in units of centimeters, the extreme "particle sizes" of 200 cm and 0.5 cm are seen to be crude but recognisable approximations. Probably the largest block should be several times this size and the smallest rock fragments less than half the size. (Clay particles are of course excluded.)

2. The second quotient ( $J_r/J_w$ ) represents the roughness and degree of alteration of the joint walls or filling materials. Quite by chance it was found that the function  $\tan^{-1}(J_r/J_w)$  is a fair approximation to the actual *shear strength* that one might expect of the various combinations of wall roughness and alteration products. Table 4 shows values of  $\tan^{-1}(J_r/J_w)^0$  tabulated for the three categories of rock wall contact given in Tables 1 and 2. It will be noticed that the "friction angles" are weighted in favour of rough, unaltered joints in direct contact [category (a)]. It is to be expected that such surfaces will be close to peak strength, that they will tend to dilate strongly when sheared, and that they will therefore be especially favourable to tunnel stability.

These high "friction angles" are very similar to the total friction angles (combined cohesion and friction =  $\tan^{-1} \tau/\sigma$ , where  $\tau$  = shear strength,

$\sigma$  = normal stress), measured and predicted for such surfaces (Barton, 1973). Joint spacing or block sizes larger than 3 m will increase these estimates further, thereby allowing for a possible scale effect [see note 3(i), Table 1].

When rock joints have thin clay mineral coatings and fillings [category (b)], the strength is reduced significantly. Nevertheless, renewed rock wall

Table 4. Estimate of Apparent "Shear Strength" from the Parameters  $J_r$  and  $J_w$

(a) Rock wall contact	$J_r$	$\tan^{-1}(J_r/J_w)^0$				
		$J_w = 0.75$	1.0	2	3	4
A. Discontinuous joints	4	79°	76°	63°	53°	45°
B. Rough, undulating	3	76°	72°	56°	45°	37°
C. Smooth, undulating	2	69°	63°	45°	34°	27°
D. Slickensided, undulating	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
E. Rough, planar	1.5	63°	56°	37°	27°	21°
F. Smooth, planar	1.0	53°	45°	27°	18°	14°
G. Slickensided, planar	0.5	34°	27°	14°	9.5°	7.1°

(b) Rock wall contact when sheared	$J_r$	$\tan^{-1}(J_r/J_w)^0$			
		$J_w = 4$	6	8	12
A. Discontinuous joints	4	45°	34°	27°	18°
B. Rough, undulating	3	37°	27°	21°	14°
C. Smooth, undulating	2	27°	18°	14°	9.5°
D. Slickensided, undulating	1.5	21°	14°	11°	7.1°
E. Rough, planar	1.5	21°	14°	11°	7.1°
F. Smooth, planar	1.0	14°	9.5°	7.1°	4.7°
G. Slickensided, planar	0.5	7°	4.7°	3.6°	2.4°

(c) No rock wall contact when sheared	$J_r$	$\tan^{-1}(J_r/J_w)^0$		
		$J_w = 6\sigma$	8	12
Disintegrated or crushed rock and clay	1.0	9.5°	7.1°	4.7°
Bands of silty- or sandy-clay	1.0	$J_w = 5$ 11°		
Thick continuous bands of clay	1.0	$J_w = 10$ 5.7°	13 4.4°	20 2.9°

contact after small shear displacements have occurred may be a very important factor for preserving the excavations from ultimate failure. These effects have been discussed by Barton (1974).

Table 5. Estimates of Roof Support Pressures for Tunnels of 5 m and 10 m Span after Terzaghi (1946)

Assume: span = height, rock density  $\gamma = 2.6 \text{ t/m}^3$ 

Description	Rock load estimates (m)	Support pressures $\text{kg/cm}^2$	
		B=H=5m	B=H=10m
1. Hard and intact	zero	0	0
2. Hard stratified or schistose	0 to 0.5 B	0 to 0.6	0 to 1.3
3. Massive, moderately jointed	0 to 0.25 B	0 to 0.3	0 to 0.6
4. Moderately blocky and seamy	0.25 B to 0.35 (B+H)	0.3 to 0.9	0.6 to 1.8
5. Very blocky and seamy	(0.35 to 1.10) (B+H)	0.9 to 2.9	1.8 to 2.9
6. Completely crushed but chemically intact	1.10 (B+H)	2.9	5.7
7. Squeezing rock, moderate depth	(1.10 to 2.10) (B+H)	2.9 to 5.5	5.7 to 10.9
8. Squeezing rock, great depth	(2.10 to 4.50) (B+H)	5.5 to 11.7	10.9 to 23.4
9. Swelling rock	up to 80 m any (B+H)	up to 20.8	up to 20.8

As a preliminary effort to relate rock mass quality  $Q$  to support pressure, the authors translated Terzaghi's nine rock mass descriptions into

Table 6. Estimates of Rock Mass Quality  $Q$  for the Nine Classes of Rock Mass Listed in Table 5

No.	RQD	$J_n$	$J_r$	$J_a$	$J_w$	SRF	$Q$ (range)
1	100	$\leq 2$	4	1	1	1	$\geq 200$
2	$\geq 30$	3	1	1	1	1	20-10
3	100	6	$\geq 1.5$	1	1	1	50-25
4	80	9	1	$\leq 3$	0.66	1	6-2
5	50	12	1	$\geq 3$	0.66	1	1-0.4
6	20	15	1	2	$\leq 0.66$	5	0.08-0.04
7	20	20	1	$\geq 6$	0.66	5-10	0.03-0.01
8	0	20	1	$\geq 6$	0.33	10-20	0.004-0.001
9	0	20	1	12	$\leq 0.66$	10	0.003-0.001

values of the six classification parameters, as shown in Table 6. There is obviously room for alternative interpretation. However, the resulting ranges of  $Q$  were a useful starting point.

### (B) Effect of Dimensions

There is a further important factor which should not be overlooked when attempting to estimate the required support pressure for a given excavation using Terzaghi's method. This concerns excavation dimensions. Fig. 2, reproduced from Cording et al. (1972), shows the support pressures

actually designed for a number of large caverns excavated during the last two decades or so. These case records are numbered in the figure as below:

- |                               |  |
|-------------------------------|--|
| 1. Cavities I and II (NTS)    | 15. El Toro                                  |
| 2. Cavity II NTS (stabilized) | 16. Norad                                    |
| 3. Cavity II NTS (at failure) | 17. Tumut I                                  |
| 4. Poatina                    | 18. Tumut II                                 |
| 5. Poatina (initial)          | 19. Tuloma                                   |
| 6. Poatina (final)            | 20. Outardes                                 |
| 7. Churchill Falls            | 21. Cruachan                                 |
| 8. Hoos                       | 22. Vlanden                                  |
| 9. Harspranget                | 23. Northfield                               |
| 10. Sackingen                 | 24. Boundary                                 |
| 11. Hongrin                   | 25. Ronco Val Grande<br>(upper half of wall) |
| 12. Morrow Point              | 26. Ronco Val Grande<br>(lower half of wall) |
| 13. Woh                       |  |
| 14. Oroville                  |  |

There does not appear to be any trend or necessity to increase the support pressure with increasing dimensions of cavern. For the most part, roof support pressures range from approximately 0.5 to 1.5  $\text{kg/cm}^2$ , and wall support pressures from approximately 0.3 to 0.7  $\text{kg/cm}^2$ . In general these pressures are less than half the value they would be if Terzaghi's (1946) design criteria had been rigidly followed.

Fig. 3 is a convenient illustration of this apparent discrepancy between Terzaghi's design criteria and the support capacity currently designed for large rock bolted caverns. Improvements in support methods over the years are undoubtedly part of the reason for the discrepancy. However, it is believed that the widely different dimensions are of equal or more importance.

Terzaghi's (1946) recommendations were based on two types of observations; firstly on model arching experiments in sand which he compared to blocky and seamy rock having "very large grains and little or no cohesion", and secondly on observations of failure of the wooden blocks inserted behind the steel ribs in various railway tunnels in the eastern Alps. It is unlikely that a large range of tunnel sizes was involved in these in situ experiments, and it is unlikely that Terzaghi ever intended his recommendations to be extrapolated to excavations approaching one order of magnitude larger. It seems extremely unlikely that with present-day support methods, doubling the span width would have the effect of doubling the pressure on the supports, as implied by column 2 of Table 5, and by the rock load factors ( $n$ ) and ( $m$ ) illustrated in Figs. 2 and 3. Provided the rock around an excavation is held in place in a "closed ring" (usually shotcrete if necessary), the required support pressures should be more or less independent of moderate increases dimensions, though strongly dependent on unchanged rock

The third category involving no rock wall contact appears extremely unfavourable to tunnel stability. The "friction angles" tabulated are a little below residual strength values for most clays, and are possibly downgraded by the fact that thick clay bands or fillings may tend to consolidate during shear, at least if normally consolidated or if softening and swelling has occurred. The swelling pressure of montmorillonite may also be a factor here.

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

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

- |                               |             |
|-------------------------------|-------------|
| 1. block size                 | $(RQD/J_w)$ |
| 2. inter-block shear strength | $(J_r/J_w)$ |
| 3. active stress              | $(J_w/SRF)$ |

Undoubtedly, there are several other parameters which could be added to improve the accuracy of the classification system. One of these would be joint orientation. Although many case records included the necessary information on structural orientation in relation to excavation axis, it was not found to be the important general parameter that might be expected. The parameters  $J_w$ ,  $J_r$  and  $J_w$  appear to play a more important general role than orientation, because the number of joint sets determines the degree of freedom for block movement (if any), and the frictional and dilational characteristics can vary more than the down-dip gravitational component of unfavourably orientated joints. If joint orientation had been included, the classification system would be less general, and its essential simplicity lost.

However, it is recognised that orientation is an important parameter in cases involving major clay-bearing weakness and fault zones. As suggested earlier, it is not recommended that the classification system is extended to cases involving special-purpose support, as would often be required in these cases. Large unstable wedges, both underground and in rock slopes, require specially orientated cable anchor or bolt systems. Special problems will inevitably require special classification systems. The six parameters chosen to define the rock mass quality  $Q$  with respect to tunnel stability, will need to be re-evaluated if the problem is one of drillability, boreability, ease of excavation, slope stability etc. It seems very likely that the first four param-

eters ( $RQD$ ,  $J_w$ ,  $J_r$ ,  $J_w$ ) can form the basis for many rock mass classification systems. However, the ratings may need to be modified, and other parameters added.

## Part II

### Estimating the Support Pressure

It is inevitable that all methods of tunnel excavation and support presently in use allow some degree of deformation in the surrounding rock. In most of the poorer qualities of rock mass (squeezing and swelling rock excluded), the final rock load tends to be greater if the initial support is *excessively* soft (i. e. steel ribs and wooden blocking), or if the application of support is delayed. The unchecked deformation may loosen a deeper zone of rock above and around the excavation and the final loads will be greater than they need be. The European approach using an immediate shotcrete and/or rock bolt temporary support system therefore tends to minimise final loads compared to rib and block methods, because it allows a controlled amount of deformation sufficient to develop arching, but insufficient to allow loosening.

#### (A) Terzaghi's Estimates of Support Pressures

The support pressure criteria developed by Terzaghi (1946) were mostly based on experiences in railway tunnels supported by steel ribs with wooden blocking. For this reason his criteria tend to be over-conservative in the better qualities of rock, if shotcrete and/or bolting is used as immediate support in place of the steel ribs and wooden blocks. However, in the poorest qualities of rock it may be difficult to apply any type of support sufficiently quickly to prevent significant deformation. As a result Terzaghi's criteria appear quite relevant to present day practice when excavating medium-size tunnels in very difficult rock conditions, and are in fact quite widely used.

It is unlikely that a large range of tunnel sizes were involved in Terzaghi's observations of the adequacy of support methods. Spans of between 5 and 10 m probably cover most of the tunnel sizes studied. It is therefore appropriate in the first instance to consider his estimates of support pressure relevant to this approximate size range. In Table 5 the support pressures have been tabulated for each of the nine classes of rock mass loosely defined by Terzaghi.

Although the accuracy of the above estimates of support pressures will vary with the degree of deformation allowed, they do serve as a useful guide as to the possible range that are likely to be encountered in practice. Case records describing design pressures, or better still measured support pressures, can be used to supplement and check these ranges. In each case the support pressures will depend on both the rock mass quality and the type of support method used.



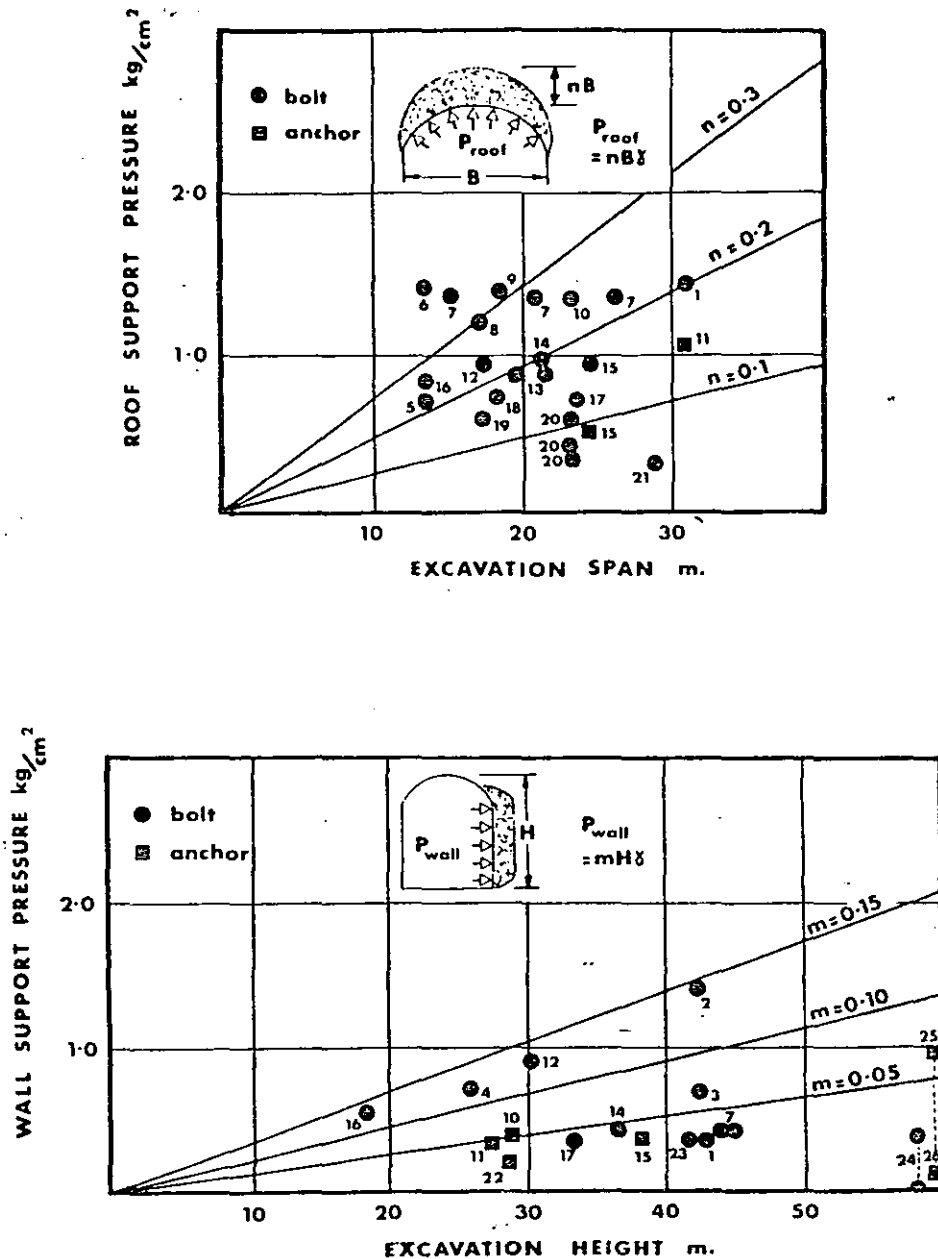


Fig. 2. Design support pressures for the roofs and walls of some large caverns, after Cording et al. (1972). ( $\gamma$  represents the rock density)

Projektiertes Ausbaudruck für Gewölbe und Wände in einigen Kavernen, laut u. a. Cording 1972. ( $\gamma$  = Raumbgewicht des Felses)

Pression supportée par le soutènement, prévue pour les voûtes et parois de quelques grandes cavités creusées dans la roche, selon Cording et autres, 1972. ( $\gamma$  représente la densité de la roche)

mass quality. Obviously the thickness of shotcrete or cast concrete arches needs to be increased when, for a given rock mass quality, the dimensions are increased. However, this does not necessarily imply an increase in support pressure. Bolt spacing, though not bolt length, usually remains unchanged. In fact, the total load

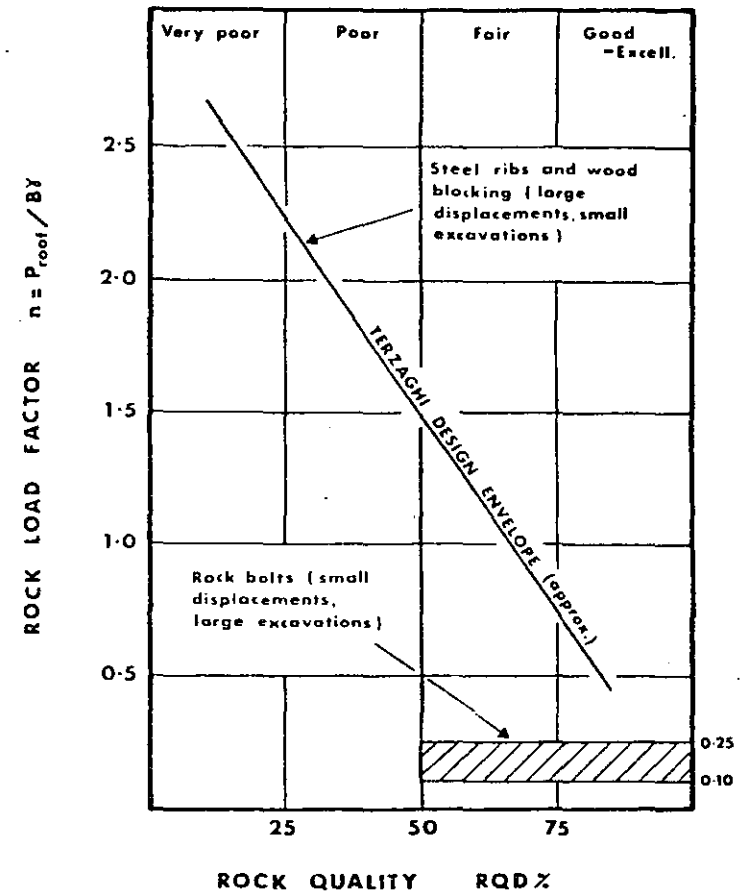
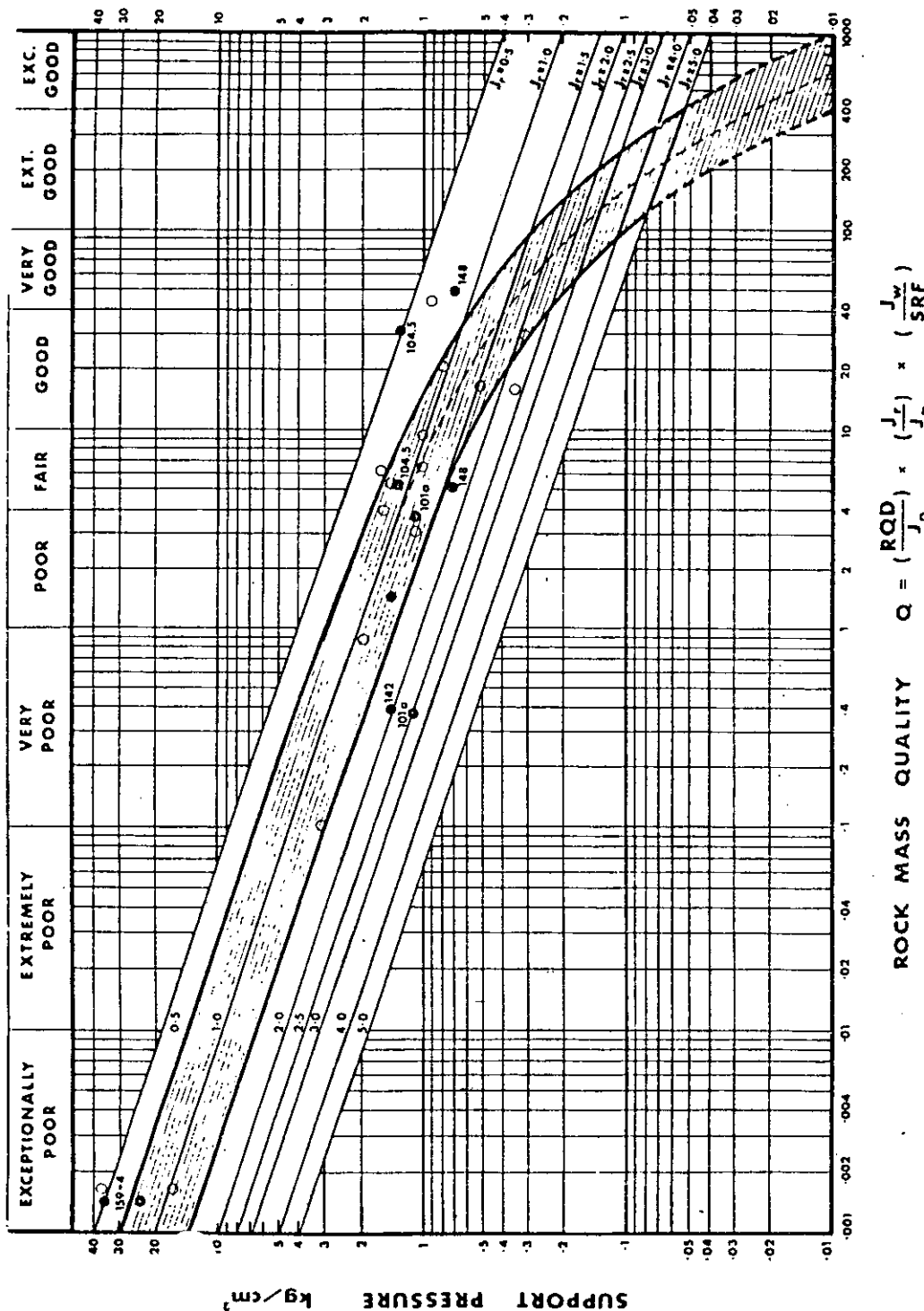


Fig. 3. Comparison of roof support designs for steel rib supported tunnels (large displacements, small excavations) and for rock bolted caverns (small displacements, large excavations) after Monsees (1970), and Cording and Deere (1972)

Vergleich zwischen projektiertem Gewölbeausbau mit Stahlbogenstütze (große Verschiebungen, kleine Querschnitte) und Anker Ausbau (kleine Verschiebungen, große Querschnitte) laut Monsees 1970, Cording und Deere 1972

Comparaison entre, d'une part, le soutènement de voûtes prévu sous forme d'arcs métalliques (grands déplacements, petites cavités) et, d'autre part, sous forme de boulonnage (petits déplacements, grandes cavités), selon Monsees 1970 et Cording et Deere 1972

capacity of the support system is increased, but not the pressure. It will therefore be assumed that under most conditions found in practice, excavation dimensions can be largely ignored where support pressures are concerned. This appears to be in line with present-day practice.



(C) Relationship between Support Pressure and Rock Mass Quality Q

(i) Roof Support Pressure

An empirical equation relating permanent support pressure and rock mass quality Q, which fits available case records quite well, was found to be the following:

$$P_{\text{roof}} = \left( \frac{2.0}{J_r} \right) Q^{1/3} \tag{3}$$

where

$P_{\text{roof}}$  = permanent roof support pressure in kg/cm<sup>2</sup>

$J_r$  = joint roughness number

Q = rock mass quality

The diagonal lines drawn in Fig. 4 and numbered with their respective  $J_r$  values were plotted directly from this equation. The shaded envelope is the authors' estimate of the range to be expected in practice according to available case records. The double dependence of support pressure on joint roughness number  $J_r$  was deliberate and it appears to be realistic according to available case records. The poorer qualities of rock mass are dominated by more or less non-dilatant clay filled joints ( $J_r = 1.0$  nominal), while the better qualities tend to receive their improved Q values from the dilatant property of interlocked non-planar rock joints. Accordingly, the shaded envelope curves downwards, and for the very best qualities, drops below  $J_r = 5$ , which signifies discontinuous joints having a spacing of more than 3 metres.

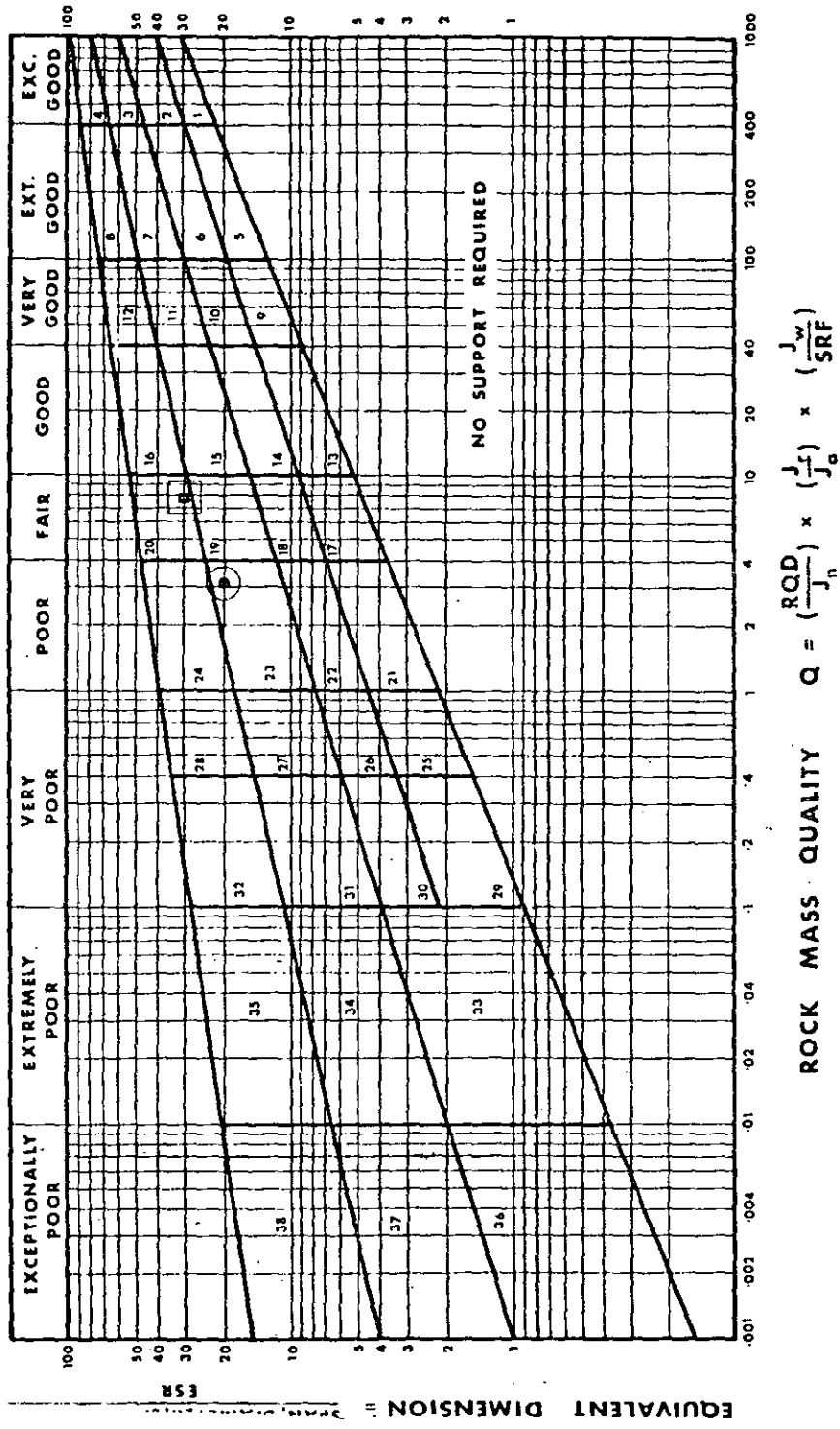
It is not possible to introduce more variables in the chart shown in Fig. 4. Nevertheless, Eq. (3) can be improved if the number of joint sets (joint structure number  $J_n$ ) is also included separately, besides its contribution to Q. When the number of joint sets falls below three, the degree of freedom for block movement is greatly reduced since three joint sets (or two plus random) is the limiting case for three-dimensional rock blocks. The equation below is offered as an improved version of Eq. (3).

$$P_{\text{roof}} = \frac{2J_n^{1/2}(Q)^{1/3}}{3J_r} \tag{4}$$

Fig. 4. Empirical method for estimating the support pressure. Plotted points refer to case records describing measured or designed roof support pressures. Case records for each of the numbered points have been described by Barton et al. (1974)

Empirische Methode zur Berechnung des Ausbau-Druckes. Die eingezeichneten Punkte beziehen sich auf beschriebene Fälle, wo gemessene oder projektierte Ausbaudrucke angezeigt sind. Die Daten der einzelnen, nummerierten Punkte wurden u. a. von Barton (1974) gesammelt.

Méthode empirique pour le calcul de la pression supportée par le toit d'un tunnel. Les points indiqués se réfèrent à des cas décrits, où lesdites pressions, mesurées ou projetées, ont été indiquées. Les données pour chacun des points numérotés ont été réunies par Barton et al. (1974)



It should be noted that Eqs. (3) and (4) will give an identical estimate of roof support pressure when the rock mass is intersected by three joint sets ( $J_n = 9$ ). Eq. (4) will give a lower estimate of support pressure than Eq. (3) when there are less than three joint sets (no three-dimensional blocks), and a higher estimate when there are more than three joint sets. This would seem to be a realistic improvement, since it provides estimates of support pressure largely in agreement with actual practice, and generally within the shaded envelope in Fig. 4.

*(ii) Wall Support Pressure*

Several large excavations have been supported with almost equal pressures on the walls and roof arch (see for instance Barth, 1972, concerning Waldeck II). In other cases the wall pressure may be less than one third that used in the roof arch. In the Churchill Falls power cavern (Benson et al., 1972), the support pressures applied were approximately 1.3 and 0.4 kg/cm<sup>2</sup> in the roof and walls respectively, despite the presence of unfavourably dipping foliation joints in the 45 m high walls. The trend towards higher roof support pressure is shown unmistakably in Fig. 2.

In view of the more favourable position of excavation walls as opposed to roofs, it seems appropriate to consider a hypothetically increased "wall quality" which will be some function of the general rock mass quality  $Q$  for a given excavation. Analysis of case records to compare the permanent roof and wall support pressures used in a given quality of rock mass provide the necessary guidelines.

It is recommended that a hypothetical "wall quality" equal to  $5Q$  be regarded as the maximum for use in the better qualities of rock mass when  $Q > 10$ . (This may lead to a recommendation of zero support for the walls of small excavations as shown later.) In intermediate qualities, i. e.  $0.1 < Q < 10$ , in which the wall pressure is of more consequence, a value of  $2.5Q$  could be used. In the worst qualities, i. e.  $Q < 0.1$ , where the wall pressure (and floor pressure) can be almost equal to the vertical pressure, a minimum value  $1.0Q$  should probably be used. In exceptional cases of invert swelling due to water uptake, the floor and lower walls might require

Fig. 5. Tunnel support chart showing the box numbering for 38 categories of support. The two plotted points refer to the worked example given on page 230

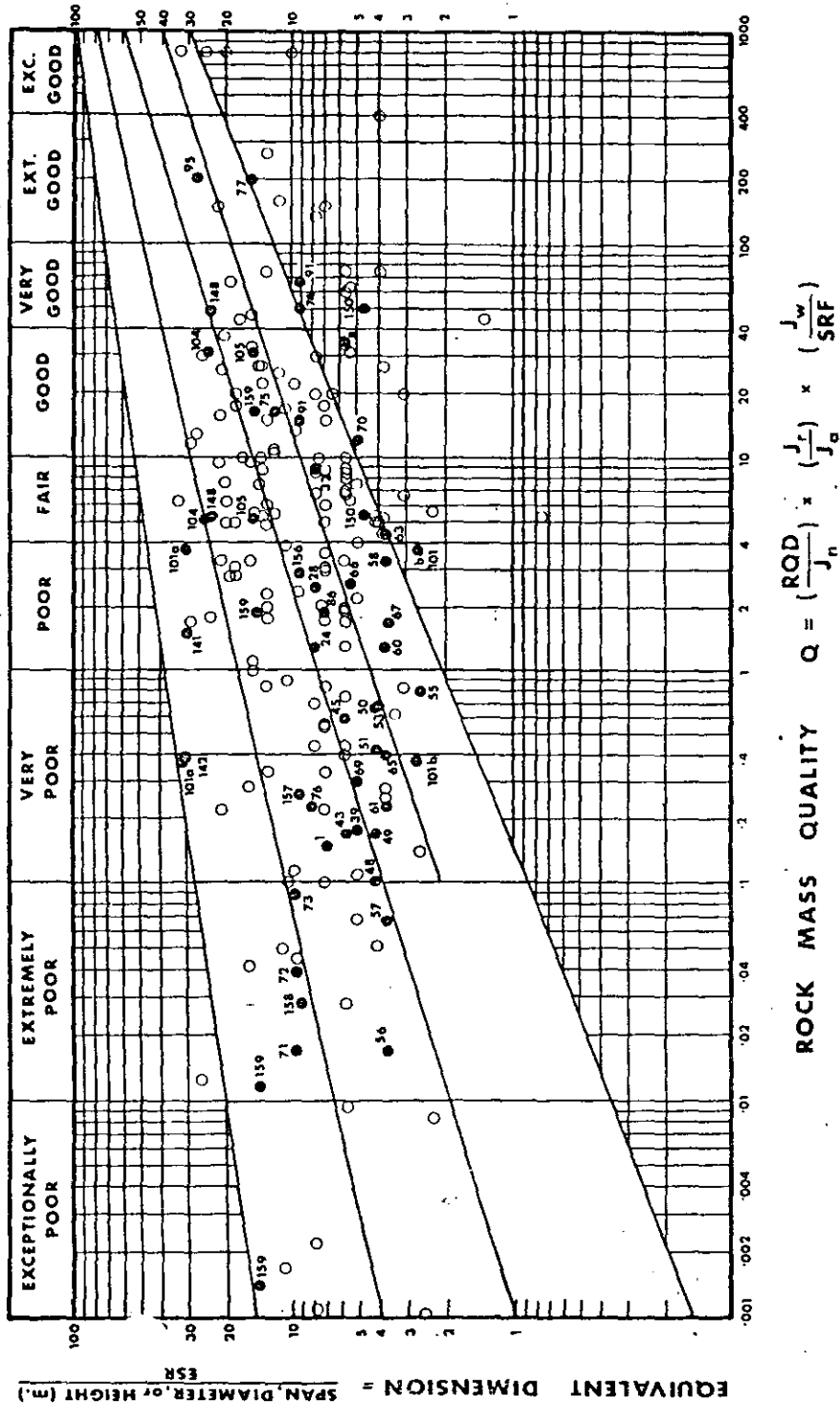
● = roof      ■ = wall

Diagramm, welches die 38 Ausbaukategorien veranschaulicht. Die beiden markierten Punkte beziehen sich auf das Arbeitsbeispiel, Seite 230

● = Gewölbe      ■ = Wand

Graphique montrant 38 catégories de soutènements. Les deux points marqués se réfèrent à l'exemple de travail reproduit à la page 230

● = voûte      ■ = mur



a lower value of  $Q$  than used for the roof. These modified "wall qualities" can be substituted directly in Eqs. (3) and (4), or read directly into the support pressure chart shown in Fig. 4.

Part III

Design of Support Based on Case Records

(A) Tunnel Support Chart for Analysis of Case Records

The method of classifying a rock mass for its quality  $Q$  was developed by successive re-analysis of case records, until a consistent relationship was obtained between  $Q$ , the excavation dimension, and the support actually used. These three variables were inter-related by means of a support chart. The final version of this chart is given in Fig. 5. It was arrived at after several alterations and re-analyses of the case records. The box numbering 1 to 38 is used as a reference to the *support category*. Support measures that are appropriate to each category are tabulated later.

Table 7. The Excavation Support Ratio (ESR) Appropriate to a Variety of Underground Excavations

Type of excavation	ESR	No. of cases
A. Temporary mine openings etc. ....	ca. 3-5?	(2)
B. Vertical shafts: (i) circular section ....	ca. 2.5?	(0)
(ii) rectangular/square section ....	ca. 2.0?	(0)
C. Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations etc. ....	1.6	(83)
D. Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc. (cylindrical 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. 0.8?	(2)

The left-hand axis of the support chart gives the equivalent dimension ( $D_e$ ), which is a function of the size and purpose of the excavation. The span or diameter are used as dimensions when analysing roof support, and the diameter or height for wall support. The excavation support ratio (ESR)

Fig. 6. Support recommendations are based on the analyses of more than 200 case records. Numbered case records are described by Barton et al. (1974)  
 Die Aushauanleitungen sind auf Untersuchung von über 200 beschriebenen Anlagen basiert. Numerierte Fälle sind u. a. von Barton (1974) beschrieben  
 Les recommandations pour le soutènement se basent sur un examen de plus de 200 ouvrages décrits. Les cas numérotés ont été décrits par Barton et autres (1974)

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, personell etc.

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 case records, hence the question marks.

### (B) Examples of Case Record Analysis

More than two hundred case records were evaluated, and the relevant values of  $Q$  and *SPAN/ESR* are plotted in Fig. 6. All the numbered points refer to case records that are described in detail by Barton et al. (1974). In all, more than ninety of the case records were obtained from Cecil (1970), who visited and mapped a wide variety of tunnel conditions in Scandinavia. In view of their importance to the development of the classification system, a selection have been reproduced in Tables 8 and 9, with relevant sketches in Figs. 7 and 8. The case record numbering used by Cecil is unchanged.

The twelve case records have been chosen to illustrate a variety of rock mass environments. The six-parameter classification (Tables 1, 2 and 3) should be checked to verify the various ratings used. The values of rock mass quality  $Q$  and *SPAN/ESR* are plotted in the tunnel support chart (Fig. 6), and the relevant support category can be found from Fig. 5 (box numbers 1 to 38 represent support category numbers).

The extreme right-hand columns of Tables 8 and 9 are termed "roof support recommendation", and apart from category number, contain in abbreviated form a description of the recommended roof support for the given tunnel. This is based on the support used in all those case records that plot within the same support category. A complete list of the recommended support for each category is given in a later section (Tables 11, 12, 13 and 14).

In order to make support recommendations consistent and continuous between categories, some simple design concepts were used to rationalize the bolt spacings and shotcrete or concrete arch thickness for each category. This compromise solution was tailored to fit those case records giving detailed dimensions of bolt patterns and shotcrete or concrete linings. It also supplied a reasonable estimate of support dimensions for case records where the support was referred to in vague terms, i.e. "systematic bolting and shotcrete". The simple design concepts for rationalizing the support recommendations are given in an appendix at the end of the paper.

### (C) Self-Supporting Tunnels

The lower diagonal line of the tunnel support chart (Figs. 5 and 6) was found to be the approximate boundary between self-supporting excavations.

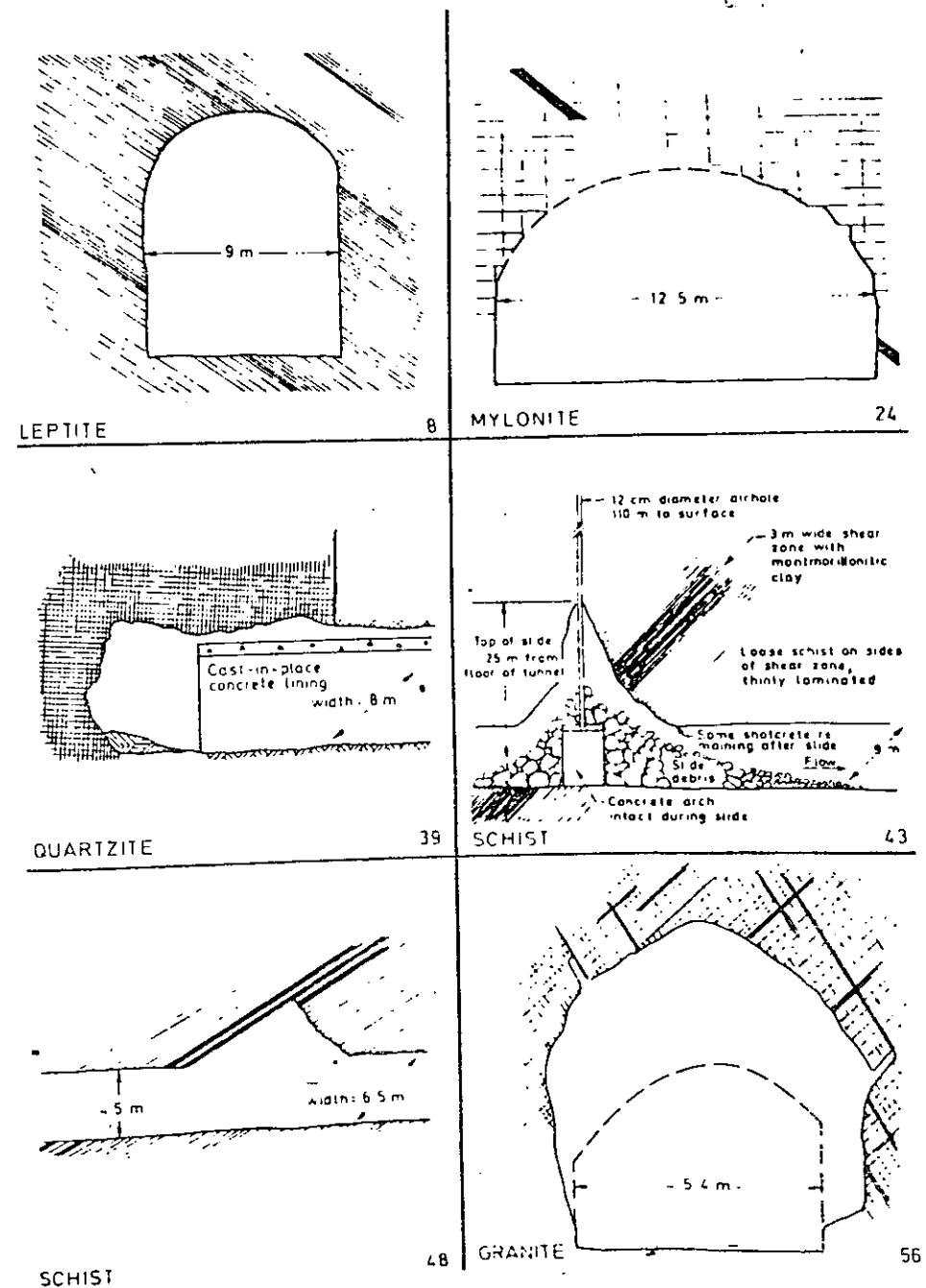


Fig. 7. Sketches of the six case records described in Table 8, after Cecil (1970)  
 Skizzen der sechs Fälle, welche nach Cecil (1970) in Tabelle 8 beschrieben sind  
 Croquis représentant les six cas décrits dans le tableau 8, selon Cecil (1970)

Case No.	DESCRIPTION OF ROCK MASS 2. Nature of instability 3. Purpose of excavation, location, reference	SPAN m	Height m	Depth m	Support used	RQD $J_n$	$J_r$	$J_a$	$J_w$ SRF	Q	ESR	SPAN ESR m	Roof Support Recommendation
8	1. 50 m length of closely spaced, tight diagonal joints in leptite. Planar, smooth joints. 1 joint set, 5—30 cm, spacing. No water present. 2. Minor overbreak when blasting. 3. Tailrace tunnel, Seitevare Hydro, N. Sweden (ref. Cecil 1970).	9	9	140	None	70 2	1.0	1.0	1.0	35	1.6	5.6	Category 0
14	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. 2 joint sets plus random, 5—30 cm spacing. Minor water inflows (< 3 l/min). 2. Wedge shaped roof fall. 3. Headrace tunnel, Vietas Hydro, N. Sweden (ref. Cecil 1970).	12.5	6.5	60	Rock bolts, wire mesh and shotcrete	60 6	1.0	1.0	2.5	1.3	1.6	7.8	Category 22 = B 1 m + S (mr) 2.5—5 cm
19	1. 50 m length, shear zone in quartzite, "sugar cube" rock structure. Planar, smooth, unaltered joints. 3 joint sets, < 5 cm, spacing. 5—10 l/min water inflow. 2. Major roof falls, progressive formation of dome- and vault-shaped crown. Also falls from the face. 3. Headrace tunnel, Rendal Hydro, Norway (ref. Cecil 1970).	8	6	200	Cast concrete arch, immediately after mucking out	20 15	1.0	1.0	0.66 5	0.18	1.6	5.0	Category 31 = CCA 20—30 cm + B 1 m
33	1. 25 m length, 3 m wide shear zone in thinly laminated schist, swelling montmorillonitic clay seam in shear zone, some chlorite joint coatings. Planar slickensided joint walls. 1 joint set, 5—30 cm spacing. Ground water seepage along cased de-air hole may have contributed to swelling process. 2. Complete collapse of tunnel during operation of power plant. Vault-shaped crown opening. 3. Tailrace tunnel, Sällsjö Hydro, N. Sweden (ref. Cecil 1970).	9	8	110	Original 6—8 cm shotcrete failed. Permanent support after failure with cast concrete arches	20 2	0.5	1.0	1.0 2.5	0.17	1.6	5.6	Category 31 = CCA (sr) 30 cm + B 1 m
48	1. 15 m length, overthrust shear zone in schist, in which there was a 3 cm thick clay (non softening) and graphite seam. Shear zone was 50—100 cm wide and contained smooth, slickensided graphite-coated joint surfaces. 1 joint set, 5—30 cm spacing. Insignificant water inflow. 2. Wedge-shaped roof fall. 3. Tailrace tunnel, Bergvatner Hydro, N. Sweden (ref. Cecil 1970)	6.5	4.5	50	Rock bolts, wire mesh and two shotcrete applications	10 2	1.0	1.0	5	0.10	1.6	4.1	Category 31 = B 1 m + S (mr) 5 cm
56	1. 20 m length, 10 m wide vertical shear zone in granite. Rock crushed and frequently altered to earthy-gravel. Some remnant joint surfaces coated with clay (non-softening). Rock adjacent to zone blocky and loose. Irregular slickensided joint surfaces. 5—30 cm spacing. Large water intflows after blasting carried fault zone debris into tunnel, left open voids up to 1 m wide. Note: Tunnel located within 10 km of a major overthrust sheet, locally vertical and low angle shear zones occur. 2. Progressive roof fall-out to form a large vault-shaped opening. 3. Headrace tunnel, Stensjöfaller Hydro, N. Sweden (ref. Cecil 1970).	5.9	4.3	100	No support immediately after blasting. Eventually two shotcrete applications	10 20	1.5	0.33	2.5	0.017	1.6	3.7	Category 34 = S (mr) 7.5 cm

Note: Right-hand column "Roof Support Recommendation" is obtained from Tables 11, 12, 13, and 14

Key: S = shotcrete, B = systematic bolting, sb = spot bolting, CCA = cast concrete arches, mr = mesh reinforced, sr = steel reinforced, dm = chain link mesh.

Bolt spacing is given in metres. — Shotcrete or concrete thickness is given in centimeters.

Table 9. Classification and Prediction of Support for Six of the 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	RQD $J_n$	$J_r$ $J_a$	$J_w$ SRF	Q	ESR	SPAN/ ESR m	Roof support recommendation
65	1. 20 m length, 1 m wide zone of sheared granite with clay seams (non-softening) slide boundary is a thin (< 1 cm) clay seam and thinly sheared material that lie in contact with massive rock. Planar, slicken-sided joints. 1 joint set, 5–30 cm spacing. Insignificant inflow of water. See note, case 56. 2. Wedge-shaped roof fall. 3. Headrace tunnel, Stensjöfallet Hydro. N. Sweden (ref. Cecil 1970).	5.9	4.3	85	Rock bolts, and shotcrete	80 2	0.5 6	1.0 2.5		13	1.6	3.7 Category 21 = B 1 m + S 2.5 cm
66	1. 80 m length, open horizontal sheeting joints in granite, partially filled with sand sized material. Planar, rough surfaced joints. 2 joint sets, 5–30 cm spacing. Insignificant water inflow. See note, case 56. 2. Overbreak above springline. 3. Access tunnel, Stensjöfallet Hydro. N. Sweden (ref. Cecil 1970).	7	4.5	15–20	Rock bolts and shotcrete	70 4	1.5 2	1.0		2.6	1.3	3.4 Category 21 = B 1 m + S 2.5 cm
67	1. 50 m length, close vertical jointing cutting across schistose rock structure in schistose metagreywacke. Sandy, gravelly joint fillings. Planar smooth surface joints. 1 joint set plus random (for schistosity planes), 5–30 cm spacing. Water inflows up 1000 l/min. 2. Large overbreak in intrados, some roof falls. 3. Railrace tunnel, Stensjöfallet Hydro. N. Sweden (ref. Cecil 1970).	5.9	4.8	100	Shotcrete	20 3	1.0 2	1.0 1.0		1.7	1.6	3.7 Category 21 = S 2.5 cm
70	1. 10 m length, strongly sheared granite, very tight vertical structure. Planar, rough surfaced, unaltered joints. 1 joint set, 5–30 cm spacing. Insignificant water inflow. 2. Stable, minor overbreak, no roof falls. 3. Collector tunnel, Mo i Rana Hydro. N. Norway (ref. Cecil 1970).	8	5.7	15	None	40 2	1.5 1.0	1.0 2.5		12	1.6	5.0 Category 0 Note: Very tight structure may imply higher stress, i.e. SRF = 1.0 Hence Q = 30
74 75	1. Approx. 2 km length, massive granite, widely spaced, tight, vertical joints. Planar, smooth-surfaced unaltered joints. 1 joint set, 1–3 m spacing. Insignificant water inflow. 2. No overbreak in chambers, but overbreak at intersections. 3. Waste water treatment plant, Kappala. Sweden (ref. Cecil 1970).	12	12.5	≤ 100	None in chambers Bolts at intersections	100 2 100 2 × 3	1.0 1.0 1.0 1.0	1.0 1.0	50	1.3	9.2	Category 0,9 = NONE or sb Category 14 = B 1.5–2 m + 4 cm
77	1. 300 m length, massive gneiss, few joints. Planar, rough-surfaced, unaltered joints. > 3 m spacing. Insignificant water inflow. 2. Minor overbreak, no falls or slides. Wine and liquor storage rooms. Stockholm (ref. Cecil 1970).	20	24.5	18	50 spot bolts in about 300 m of chamber	100 100	5 1.0	1.0 2.5		200	1.3	15.4 Category 0,5 = None or sb

Right-hand column "Roof Support Recommendation" is obtained from Tables 11, 12, 13, and 14.

Key: S = shotcrete, B = systematic bolting, sb = spot bolting, CCA = cast concrete arches, mr = mesh reinforced,  $\text{sr}$  = steel reinforced,  $\text{clm}$  = chain link mesh.

Bolt spacing is given in metres. — Shotcrete or concrete thickness is given in centimeters.

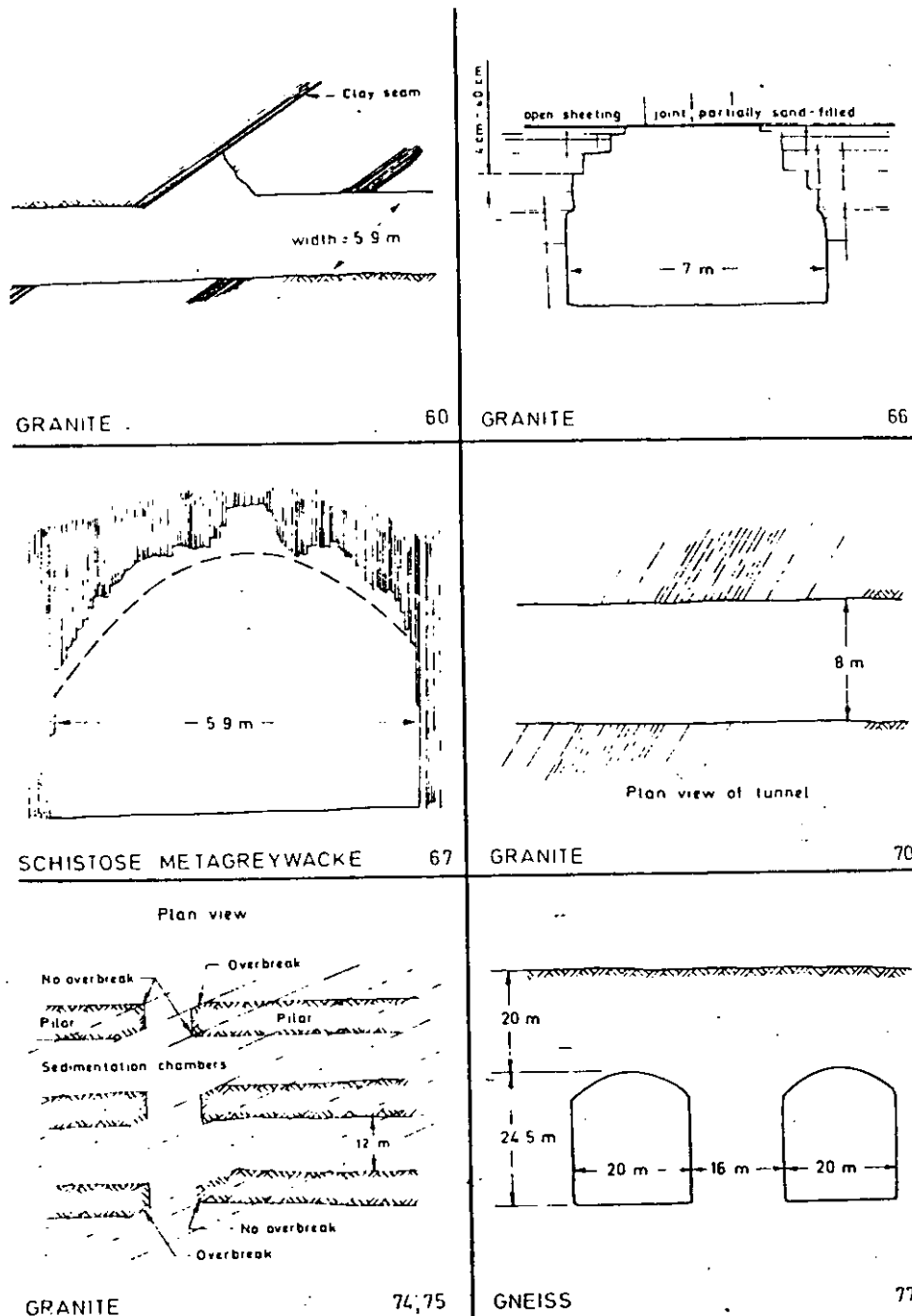


Fig. 8 Sketches of the six case records described in Table 9, after Cecil (1970)  
 Skizzen der sechs Fälle, welche nach Cecil (1970) in Tabelle 9 beschrieben sind  
 Croquis représentant les six cas décrits dans le tableau 9, selon Cecil (1970)

and those requiring some form of permanent support. Classification data for the thirty case records that plot on or below the boundary in Fig. 6 are given in Table 10.

As can be seen from the table, out of the thirty case records there are only six supported tunnels that plot below the boundary. The remaining one hundred and ninety case records contain only six further exceptions to the rule; i. e. unsupported tunnels that plot above the diagonal boundary. It therefore appears that self-supporting tunnels can be predicted with acceptable accuracy. The linear boundary can be approximated by the following equation:

$$D_c' = 2 Q^{0.4} \quad (5)$$

where

$D_c'$  = limiting value of SPAN/ESR

$Q$  = rock mass quality

The unsupported spans listed in Table 10 range from 1.2 to 100 metres. Thus it does not appear that span-width need be a limiting factor, provided the rock mass quality is sufficiently high. In fact the Carlsbad limestone caverns of New Mexico have unsupported spans of up to 190 metres, presumably due both to the absence of joints and to a favourable stress field.

The classification data listed in Table 10 gives a good indication of the "vital statistics" of self-supporting tunnels. It appears that a high RQD value (mean RQD = 85%) is common but not without exception. One joint set is also a common characteristic, although the mean value of  $J_n$  is 2.9, which represents one joint set plus random. None of these unsupported tunnels have more than three joint sets. In general the joints tend to be discontinuous or undulating (mean  $J_c = 2.6$ ), though there are several examples with smooth-planar joints. The two most important requisites appear to be unaltered joints ( $J_u \leq 1$ ) and dry excavations ( $J_w = 1$ ). There are very few exceptions to these two observations.

#### (D) Tunnel Support Recommendations

Different personal, national and continental engineering practices lead inevitably to variations in methods of support, even for the same quality of rock. The majority of data has been obtained from European case records due in particular to the ninety or so case records from Scandinavia (Cecil, 1970) and other Norwegian case records known to the authors. As a result of this European-Scandinavian bias, and the belief that shotcrete and bolting methods deserve most attention, many 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.

Small variations in support methods also occur in the category and are due to rock mass differences, since a given value of  $\sigma_3$  is not unique, but varies with the rock mass quality.



Table 10. Classification Data for Self-Supporting Tunnels

Support category	Case No.	Description of support used	$RQD/J_n$	$J_r/J_n$	$J_w/SRF$	$SPAN/ESR$ ( $=D_r$ )	$Q$
No. 0	6	none, <i>S</i> (1 app.) for protection from small stones	60/2	2/1	1/1	9/1.6	60
(no support)	8	none	70/2	1/1	1/1	9/1.6	35
	17	<i>sb</i> + <i>S</i> (1 app.) for protection from small stones	100/2	1.5/1	1/1	9/1.6	75
	20	none	70/2	1/1	1/1	9/1.6	35
	21	none	100/1	4/1	0.66/1	13/1.0	266
	27	(near category 13) none	90/3	1/1	1/1	12.5/1.6	30
	29	none	90/2	3/1	1/1	12.5/1.6	135
	35	none	10/3	2/1	1/1	5/1.6	6.7
	36	none	20/2	2/1	1/1	5/1.6	20
	63	(near category 17) <i>B</i>	100/9	1/1	1/2.5	5.9/1.6	4.4
	68	none	100/1/2	5/1	1/1	10/1.0	1000
	70	none	40/2	1.5/1	1/2.5	8/1.6	12
	74	(near category 9) none	100/2	1/1	1/1	12/1.3	16.7
	77	(near category 5) <i>sb</i> (50 bolts per 300 m)	100/1	5/1	1/2.5	20/1.3	200
	78	none	90/2	1.5/1	1/2.5	5/1.3	27
	87	none	100/1	4/1	1/1	11.25/1.6	400
	91	none	90/2	1.5/1	1/1	12/1.3	67.5
	96	none	100/1	4/1	1/2.5	15/1.3	160
	101b	none	75/9	2/3	0.66/1	3.5/1.3	3.7
	112	none	80/2	2/1	1/1.5	1.2/1.6	5.3
	113	none	100/1	4/1	1/7.5	2.3/1.6	46
	115	(near category 13) <i>B</i> (1.0 m)	100/1	4/1	1/20	6.4/1.0	20
	119b	none	100/1	4/1	1/0.5	100/4	800
	119c	none	100/1	4/1	1/0.5	100/5	800
	120a	none	95/9	3/1	1/1	7/1.3	31.6
	120b	none	95/9	3/1	1/0.5	7/1.3	63
	127a	none or <i>sb</i>	100/4	3/1	1/0.5	20/5	75
	127b	none or <i>sb</i>	100/4	3/1	1/0.5	20/3	150
	144	<i>sb</i> , 2 m long	90/4	1/4	1/1	3/1.3	5.6
	150	none	100/4	2/1	0.5/0.5	6.1/1.3	50

Key: *S* = shotcrete (number of applications in brackets)*B* = systematic bolting (mean spacing in brackets)*sb* = spot bolting

portant variations in support practice, the conditional factors  $RQD/J_n$  and  $J_r/J_n$  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  $RQD/J_n$  describing *block size* will normally separate these two cases. For instance, rock masses with  $RQD/J_n$  values larger than 10 will tend to be massive to blocky requiring only bolting, while values less than 10 are likely to represent blocky and jointed rock, which can often be adequately treated with shotcrete. In other examples, the conditional factor  $J_r/J_n$  describing *inter-block shear strength* may play a more important role. In some cases the equivalent dimension ( $D_r$ ) which is equal to  $SPAN/ESR$  can be used as a third conditional factor to explain differences in support practice.

Tables 11, 12, 13 and 14 contain the authors' recommendations for permanent support for all 38 categories. It should be noted that the support tables have been designed in the first instance to supply estimates of permanent *roof* support. Methods for estimating permanent *wall* support are based on the hypothetical "wall quality" (range 1.0  $Q$  to 5.0  $Q$ ) that was discussed on p. 213. A complete worked example is given at the end of the paper to illustrate the whole method.

It will have been noticed that no recommendations for temporary support have been discussed up to this point. Only a limited number of the case records contained such details. Therefore any recommendation given here will be an approximation, without the necessary back-up from case records. Nevertheless in principle, a tunnel with given values of  $SPAN/ESR$  and quality  $Q$  will obviously require reduced overall measures where temporary support is concerned. Appropriate reductions in support can be obtained by increasing the value of  $ESR$  to 1.5  $ESR$ , and by increasing  $Q$  to 5  $Q$ . In other words, shifting a plotted point downward and to the right hand side of Fig. 5, in the general direction of the NO SUPPORT boundary. These factors would be applied equally to both the roof and wall, such that any differences in roof and wall support would also be in operation for temporary support.

It should finally be emphasised that the support recommendations contained in this paper are based for the most part on general engineering practice for a given type of excavation. If for some reason the quality of drilling and blasting is better or worse than that in normal practice, then the recommended support will tend to be over-conservative or inadequate respectively. However, there is an additional complication in that the appearance of the excavated surfaces (apparent rock mass quality) tends to suggest either an increased or a decreased  $Q$  value for these two cases. For instance, when the drilling is poorly executed and hole alignment is bad, the degree of over-break and need for support may increase considerably. Therefore, where possible, the rock mass quality  $Q$  should be estimated from exposures excavated in a similar manner to that used in the final excavations. Where this is not possible, allowances should be made, in particular with regard to the value of  $J_n$  (joint set number) and to a lesser extent  $RQD$ .

Table 11. Support Measures for Rock Masses of "Exceptional", "Extremely Good", "Very Good", and "Good" Quality ( $Q$  range: 1000—10)

Support category	$Q$	Conditional factors		$P$	$SPAN/ESR$ (m)	Type of support	Note see p. 229
		$RQD/J_n$	$J_r/J_a$	$kg/cm^2$ (approx.)			
1*	1000—400	—	—	< 0.01	20—40	sb (utg)	—
2*	1000—400	—	—	< 0.01	30—60	sb (utg)	—
3*	1000—400	—	—	< 0.01	46—80	sb (utg)	—
4*	1000—400	—	—	< 0.01	65—100	sb (utg)	—
5*	400—100	—	—	0.05	12—30	sb (utg)	—
6*	400—100	—	—	0.05	19—45	sb (utg)	—
7	400—100	—	—	0.05	30—65	sb (utg)	—
8*	400—100	—	—	0.05	48—88	sb (utg)	—
9	100—40	$\geq 20$	—	0.25	8.5—19	sb (utg)	—
		< 20	—			B (utg) 2.5—3 m	—
10	100—40	$\geq 30$	—	0.25	14—30	B (utg) 2—3 m	—
		< 30	—			B (utg) 1.5—2 m + clm	—
11*	100—40	$\geq 30$	—	0.25	23—48	B (tg) 2—3 m	—
		< 30	—			B (tg) 1.5—2 m + clm	—
12*	100—40	$\geq 30$	—	0.25	40—72	B (tg) 2—3 m	—
		< 30	—			B (tg) 1.5—2 m + clm	—
13	40—10	$\geq 10$	$\geq 1.5$	0.5	5—14	sb (utg)	I
		$\geq 10$	< 1.5			B (utg) 1.5—2 m	I
		< 10	$\geq 1.5$			B (utg) 1.5—2 m	I
		< 10	< 1.5			B (utg) 1.5—2 m + S 2—3 cm	I
14	40—10	$\geq 10$	—	0.5	9—23	B (tg) 1.5—2 m + clm	I, II
		< 10	—			B (tg) 1.5—2 m + S (mr) 5—10 cm	I, II
		—	< 15			B (utg) 1.5—2 m + clm	I, III
15	40—10	> 10	—	0.5	15—40	B (tg) 1.5—2 m + clm	I, II, IV
		$\geq 10$	—			B (tg) 1.5—2 m + S (mr) 5—10 cm	I, II, IV
16*	40—10	> 15	—	0.5	30—65	B (tg) 1.5—2 m + clm	I, V, VI
See note XII		$\geq 15$	—			B (tg) 1.5—2 m + S (mr) 10—15 cm	I, V, VI

\* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

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 > 25 m. Future case records should differentiate categories 1 to 8.

#### Key to Symbols Tables:

sb = spot bolting  
 B = systematic bolting  
 (utg) = untensioned, grouted

Table 12. Support Measures for Rock Masses of "Fair" and "Poor" Quality ( $Q$  range: 10—1)

Support category	$Q$	Conditional factors		$P$	$SPAN/ESR$ (m)	Type of support	Note See p. 229
		$RQD/J_n$	$J_r/J_a$	$Kg/cm^2$ (approx.)			
17	10—4	> 30	—	1.0	3.5—9	sb (utg)	I
		$\geq 10, \leq 30$	—			B (utg) 1—1.5 m	I
		< 10	—		$\geq 6$ m	B (utg) 1—1.5 m + S 2—3 cm	I
		< 10	—		< 6 m	S 2—3 cm	I
18	10—4	> 5	—	1.0	7—15	B (tg) 1—1.5 m + clm	I, III
		> 5	—		< 10 m	B (utg) 1—1.5 m + clm	I
		$\geq 5$	—		$\geq 10$ m	B (tg) 1—1.5 m + S 2—3 cm	I, III
		$\geq 5$	—		< 10 m	B (utg) 1—1.5 m + S 2—3 cm	I
19	10—4	—	—	1.0	12—29	B (tg) 1—2 m + S (mr) 10—15 cm	I, II, IV
		—	—		< 20 m	B (tg) 1—1.5 m + S (mr) 5—10 cm	I, II
20*	10—4	—	—	1.0	24—52	B (tg) 1—2 m + S (mr) 20—25 cm	I, V, VI
See note XII		—	—		< 35 m	B (tg) 1—2 m + S (mr) 10—20 cm	I, II, IV
21	4—1	$\geq 12.5$	$\leq 0.75$	1.5	2.1—6.5	B (utg) 1 m + S 2—3 cm	I
		< 12.5	$\leq 0.75$			S 2.5—5 cm	I
		—	> 0.75			B (utg) 1 m	I
22	4—1	> 10, < 30	> 1.0	1.5	4.5—11.5	B (utg) 1 m + clm	I
		$\leq 10$	> 1.0			S 2.5—7.5 cm	I
		< 30	$\leq 1.0$			B (utg) 1 m + S (mr) 2.5—5 cm	I
		$\geq 30$	—			B (utg) 1 m	I
23	4—1	—	—	1.5	8—24	B (tg) 1—1.5 m + S (mr) 10—15 cm	I, II, IV, VII
		—	—		< 15 m	B (utg) 1—1.5 m + S (mr) 5—10 m	I
24*	4—1	—	—	1.5	18—46	B (tg) 1—1.5 m + S (mr) 15—30 cm	I, V, VI
See note XII		—	—		< 30 m	B (tg) 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.

(tg) = 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).

Table 13. Support Measures for Rock Masses of "Very Poor" Quality (Q range: 1.0—0.1)

Support Cat.	Q	Conditional factors RQD/ $J_n$	$J_r/J_a$	SPAN/ESR (m)	P kg/cm <sup>2</sup> (approx.)	SPAN/ESR (m)	Type of support	Note See p. 229
25	1.0—0.4	> 10	> 0.5	—	2.25	1.5—4.2	B (utg) 1 m + mr or clm	I
		≤ 10	> 0.5	—			B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
		—	≤ 0.5	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
26	1.0—0.4	—	—	—	2.25	3.2—7.5	B (tg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	VIII, X, XI
		—	—	—			B (utg) 1 m + S 2.5—5 cm	I, IX
27	1.0—0.4	—	—	≥ 12 m	2.25	6—18	B (tg) 1 m + S (mr) 7.5—10 cm	I, IX
		—	—	< 12 m			B (utg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	I, IX
		—	—	> 12 m			CCA 20—40 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
		—	—	< 12 m			S (mr) 10—20 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
28 <sup>*</sup> See note XII	1.0—0.4	—	—	≥ 30 m	2.25	15—38	B (tg) 1 m + S (mr) 30—40 cm	I, IV, V, IX
		—	—	≥ 20, < 30			B (tg) 1 m + S (mr) 20—30 cm	I, II, IV, IX
		—	—	< 20 m			B (gr) 1 m + S (mr) 15—20 cm	I, II, IX
		—	—	—			CCA (sr) 30—100 cm + B (tg) 1 m	IV, VIII, X, XI
29 <sup>*</sup>	0.4—0.1	> 5	> 0.25	—	3.0	1.0—3.1	B (utg) 1 m + S 2—3 cm	—
		≤ 5	> 0.25	—			B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	—
		—	≤ 0.25	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	—
30	0.4—0.1	≤ 5	—	—	3.0	2.2—6	B (tg) 1 m + S 2.5—5 cm	IX
		< 5	—	—			S (mr) 5—7.5 cm	IX
		—	—	—			B (tg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	VIII, X, XI
31	0.4—0.1	> 4	—	—	3.0	4—14.5	B (tg) 1 m + S (mr) 5—12.5 cm	IX
		≤ 4, ≤ 1.5	—	—			S (mr) 7.5—25 cm	IX
		< 1.5	—	—			CCA 20—40 cm + B (tg) 1 m	IX, XI
		—	—	—			CCA (sr) 30—50 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI
32 <sup>*</sup> See note XII	0.4—0.1	—	—	≥ 20 m	3.0	11—34	B (tg) 1 m + S (mr) 40—60 cm	II, IV, IX, XI
		—	—	< 20 m			B (tg) 1 m + S (mr) 20—40 cm	III, IV, IX, XI
		—	—	—			CCA (sr) 40—120 cm + B (tg) 1 m	IV, VIII, X, XI

\* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Table 14. Support Measures for Rock Masses of "Extremely Poor" and "Exceptionally Poor" Quality (Q range: 0.1—0.001)

Support category	Q	Conditional Factors RQD $I_n$	$f_r/J_n$	SPAN/ESR (m)	P Kg/cm <sup>2</sup> (approx.)	SPAN/ESR (m)	Type of support	Note See p. 229
33°	0.1—0.01	≥ 2	—	—	6	1.0—3.9	B (tg) 1 m + S (mr) 2.5—5 cm	IX
		< 2	—	—	—	—	S (mr) 5—10 cm S (mr) 7.5—15 cm	IX VIII, X
		≥ 2	≥ 0.25	—	6	2.0—11	B (tg) 1 m + S (mr) 5—7.5 cm	IX
34	0.1—0.01	< 2	≥ 0.25 < 0.25	—	—	—	S (mr) 7.5—15 cm S (mr) 15—25 cm CCA (sr) 20—60 cm + B (tg) 1 m	IX IX VIII, X, XI
		—	—	—	—	—	B (tg) 1 m + S (mr) 30—100 cm CCA (sr) 60—200 cm + B (tg) 1 m	II, IX, XI VIII, X, XI, II
35	0.1—0.01	—	—	≥ 15 m	6	6.5—28	B (tg) 1 m + S (mr) 20—75 cm CCA (sr) 40—150 cm + B (tg) 1 m	IX, XI, III VIII, X, XI, III
		—	—	< 15 m	—	—	S (mr) 10—20 cm S (mr) 10—20 cm + B (tg) 0.5—1.0 m	IX VIII, X, XI
36°	0.01—0.001	—	—	—	12	1.0—2.0	S (mr) 20—60 cm S (mr) 20—60 cm + B (tg) 0.5—1.0 m	IX VIII, X, XI
		—	—	—	—	—	S (mr) 20—60 cm S (mr) 20—60 cm + B (tg) 0.5—1.0 m	IX VIII, X, XI
37	0.01—0.001	—	—	—	12	1.0—6.5	CCA (sr) 100—300 cm CCA (sr) 100—300 cm + B (tg) 1 m	IX VIII, X, II, XI
		—	—	—	—	—	S (mr) 70—200 cm S (mr) 70—200 cm + B (tg) 1 m	IX VIII, X, III, XI
38	0.01—0.001	—	—	≥ 10 m	—	4.0—20	CCA (sr) 100—300 cm CCA (sr) 100—300 cm + B (tg) 1 m	IX VIII, X, II, XI
		—	—	< 10 m	—	—	S (mr) 70—200 cm S (mr) 70—200 cm + B (tg) 1 m	IX VIII, X, III, XI

See note XII

See note XIII

Authors' estimates of support lengths are based on a check of production of support requirements

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.
- 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 some excavations, i. e. 6, 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. 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 (or shotcrete) arches are formed may consist of bolting (tensioned shell-expansion type) if the value of  $RQD/J_n$  is sufficiently high (i. e.  $> 1.5$ ), possibly combined with shotcrete. If the rock mass is very heavily jointed or crushed (i. e.  $RQD/J_n < 1.5$ , 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 (or shotcrete) arch to reduce the uneven loading on the concrete, but it may not be effective when  $RQD/J_n < 1.5$ , 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 taken right up to the face, possibly using a shield as temporary shuttering. 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, 35 (SPAN/ESR  $> 15$  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/ESR  $> 10$  m only).

## (E) Worked Example

## 20 m Span Machine Hall in Phyllite

## (i) Rock Mass Classification

Joint set 1	strongly developed foliation	
	smooth-planar	$(J_s = 1.0)$
	chlorite coatings	$(J_n = 4.0)$
	ca. 15 joints/metre	
Joint set 2	smooth-undulating	$(J_s = 2)$
	slightly altered joint walls	$(J_n = 2)$
	ca. 5 joints/metre	
	$J_r = 15 + 5 = 20$	$RQD = 50$ (Eq. 2)
	$J_n = 4$ . Minimum $J_s/J_n = 1/4$	

Minor water inflows:  $J_w = 1.0$

Unconfined compression strength of phyllite ( $\sigma_c$ ) = 400 kg/cm<sup>2</sup>

Major principal stress ( $\sigma_1$ ) = 30 kg/cm<sup>2</sup>

Minor principal stress ( $\sigma_3$ ) = 10 kg/cm<sup>2</sup>

$(\sigma_1/\sigma_3) = 3$

$\sigma_1/\sigma_3 = 13.3$  (medium stress)  $SRF = 1.0$

$$Q = \frac{50}{4} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{1} = 3.1 \text{ (poor)} \quad (\text{Eq. 1})$$

## (ii) Support Recommendation

Type of excavation	Machine hall	$B = 20 \text{ m}$ , $H = 30 \text{ m}$
	( $ESR = 1.0$ )	$B/ESR = 20$ , $H/ESR = 30$
Support category	(a) Roof	$Q = 3.1$ ; category 23 (Fig. 5)
	(b) Walls	" $Q$ " = $3.1 \cdot 2.5$ ; category 20
Recommended Support	(a) Category 23	Table 12 $B$ (tg) 1.4 m (Roof) + $S$ (nr) 15 cm Notes: II, IV, VII
	(b) Category 20	Table 12 $B$ (tg) 1.7 m (Walls) + $S$ (nr) 10 cm Notes: II, IV

Mean length of bolts and anchors	(a) Roof bolts	5.0 m	(Appendix)
	anchors	8.0 m	(Appendix)
	(b) Walls bolts	6.5 m	(Appendix)
	anchors	10.5 m	(Appendix)

## Support pressure estimates

(a) Roof	$Q = 3.1$	1. (Fig. 4, shaded envelope) Approx. range for $P_{roof} = 0.9\text{--}2.0 \text{ kg/cm}^2$
		2. (Eq. 3) $P_{roof} = 1.37 \text{ kg/cm}^2$
		3. (Eq. 4) $P_{roof} = 0.91 \text{ kg/cm}^2$
(b) Walls	" $Q$ " = $3.1 \cdot 2.5$	1. (Fig. 4, shaded envelope) Approx. range for $P_{wall} = 0.6\text{--}1.4 \text{ kg/cm}^2$
		2. (Eq. 3) $P_{wall} = 1.01 \text{ kg/cm}^2$
		3. (Eq. 4) $P_{wall} = 0.67 \text{ kg/cm}^2$

## Commentary

1. Note the use of the minimum value  $J_s/J_n$  for calculating  $Q$ . The properties of the joint set having the lowest shear strength should always be used, unless the user considers the orientation is entirely favourable such that a second joint is more unfavourable to stability, despite having a higher value of  $J_s/J_n$ .

2. The choice of 1.4 m and 1.7 m spacing for roof and wall bolts from the empirical listed ranges of 1—1.5 m and 1—2 m was made in accordance with the specific value of  $Q$ , in relation to the range for the given category (i. e.  $Q = 1\text{--}4$ ). These bolt spacings are approximate and need to be checked against required support pressures.

3. When using Tables 11, 12, 13 and 14 for *wall support*, the relevant *span* should be used when the conditional factor ( $SPAN/ESR$ ) is listed. Hence the choice of the minimum 10 cm of mesh reinforced shotcrete from a possible range of 10—20 cm.

4. The mean bolt and anchor lengths should be coordinated with the recommendation given under *Note II* (p. 229). Thus, for the roof, variable (intermeshed) bolt lengths of 3, 5 and 7 m appear reasonable, while for the wall 5, 6.5 and 8 m might be more appropriate. The recommendation for using tensioned cable anchors (*Note IV*) is based on current practice in most caverns of this size. The effectiveness of such widely spaced (2—4 m) reinforcement is perhaps open to question.

5. The range of estimates of support pressure give room for choice. The estimates obtained from Eq. (4) are especially dependent on the absence of additional joint sets. Should some additional random joints be discovered when access tunnels are driven into this hypothetical rock mass, both  $J_n$  and  $Q$  will be affected, and this will have a multiple effect on Eq. (4). The value of  $J_n$  will increase to 6,  $Q$  will reduce to 2.1, and the estimate of roof support pressure would rise from 0.91 to 1.28 kg/cm<sup>2</sup>.

## Appendix

### Design Concepts for Rationalizing the Support Tables

The simple theory used to rationalize the support dimensioning can be conveniently divided into three parts: bolting, concrete lining, shotcrete lining.

#### 1. Bolting

The support pressure capacity of tensioned or grouted bolts is equal to the yield capacity of one bolt (if adequately anchored) divided by the square of the bolt spacing. If a 10 tons working load is assumed for a 20 mm diameter bolt, the support pressure is as follows:

$$P = 1/a^2 \quad (6)$$

where

$$P = \text{support pressure capacity in kg/cm}^2$$

$$a = \text{bolt spacing in metres}$$

Eq. (6) and the support pressure chart (Fig. 4) were used in combination with the case records, and this helped to provide a rational and reasonably continuous spectrum of bolt spacings. When a range of spacings is quoted in Tables 11, 12, 13 and 14, for instance 1.5 to 2.0 m, the lower limit applies to the lowest rock mass quality  $Q$ , and the upper limit to the highest rock mass quality in each given support category. In cases where anchors were noted as a supplementary reinforcement method, the given bolt spacings could be increased, provided the total support pressure generated by the combined bolting and anchoring was not reduced.

Bolt and anchor lengths 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 demonstrated by Benson et al. (1971). Accordingly, the following recommendations are given as a simple rule-of-thumb, to be modified as in situ conditions demand.

$$\text{Roof: bolts} \quad L = 2 + 0.15 B/ESR \quad (7)$$

$$\text{anchors} \quad L = 0.40 B/ESR \quad (8)$$

$$\text{Walls: bolts} \quad L = 2 + 0.15 H/ESR \quad (9)$$

$$\text{anchors} \quad L = 0.35 H/ESR \quad (10)$$

where

$$L = \text{length in metres}$$

$$B = \text{span in metres}$$

$$H = \text{excavation height in metres}$$

$$ESR = \text{excavation support ratio}$$

#### 2. Concrete Lining

The theory of thin walled cylinders provides a simple expression between lining thickness, resultant stress in lining, and uniform internal or external pressure at equilibrium. For external loading the following expression is obtained:

$$t = \frac{P \cdot R}{\sigma} \quad (11)$$

where

$$P = \text{externally applied pressure (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma = \text{compressive stress in lining (kg/cm}^2\text{)}$$

$$R = \text{internal radius of lining (cm)}$$

$$t = \text{wall thickness for equilibrium (cm)}$$

The above expression is based on the assumption that bending and shear stresses are absent.

When a concrete lining is used in combination with systematic bolting, stresses caused by uneven loading or non-circular linings can presumably be minimized and the above equation used with a conservative value for allowable stress. If bolt tensions could be guaranteed, some sharing of support pressure would occur and lining thickness could be reduced. However, some form of internal steel reinforcement may be required to reduce the unfavourable effect of uneven stresses. A conservative value of  $\sigma$  (allowable) equal to 50 kg/cm<sup>2</sup> was assumed when rationalizing Tables 11, 12, 13 and 14. The appropriate range of pressure ( $P$ ) was estimated using Fig. 4, in combination with available case records.

Support pressure load sharing by systematic bolting was ignored, therefore concrete thickness may be too conservative if bolts are added and anchorage is effective. However, it should be emphasised that concrete lining is only recommended in the poorest qualities of rock mass, where the effectiveness of bolt anchorage is relatively uncertain.

#### 3. Shotcrete Lining

When single (2–3 cm) or double (5 cm) applications of shotcrete are applied — usually in combination with systematic bolting (i. e. support categories 21 and 25, Tables 12 and 13) — the function of the shotcrete is to prevent loosening, especially in the zone between bolts. In such cases no attempt was made to use Eq. (11) for design thicknesses. The mode of failure of thin layers of shotcrete is one of shear, not bending or compression, as emphasised by Rabczewicz (1969) and Müller (1970). In fact, the support tables are based on a wealth of case records in these support categories, and any attempt to incorporate theory would be superfluous, even if the relevant theory was reliable.

### Conclusions

1. The method of classifying rock masses for tunneling stability incorporates six parameters which can be estimated in the first instance using an inexpensive combination of field mapping and geological engineering judgement. Should bore core be available together with the results of rock mechanics tests such as point load strength, natural rock stress etc., then the estimate of rock mass quality  $Q$  will be that much more reliable, though not necessarily more accurate. At a more advanced stage of a project when exploratory adits are available, the estimates of  $Q$  can, and should be updated further. Support requirements may be re-evaluated in the light of the in situ conditions revealed.

2. The support recommendations contained in this paper are based for the most part on general engineering practice for a given type of excavation. If for some reason the quality of drilling and blasting is better or worse than that in normal practice, then the recommended support will tend to be over-conservative or inadequate respectively. The most reliable estimates of rock mass quality  $Q$  and support measures will therefore be obtained from exposures excavated by the same methods as those to be used in the final excavations. Where this is not possible, allowance should be made, particularly with regard to the value of  $J_n$  (joint set number) and  $RQD$ .

3. The use of past and present case records as a basis for future design introduces the danger of perpetuating over-conservative (and occasionally under-conservative) practice. Consequently, case records describing failure of temporary support, or the necessity for additional support are especially valuable for indicating what the present safety margins are.

4. A further danger of using past and present case records as a basis for future design is that excavation techniques are changing. More and more smooth wall blasting is used and more and more tunnels are machinebored. The support pressure required will reduce as improved excavation techniques result in less disturbance of the surrounding rock. These trends must be incorporated as they occur.

5. Readers in a position to supply detailed case records, especially in areas where the authors' data is sparse, could make a valuable contribution, enabling the updating and improvement of the support tables.

### Acknowledgements

It is not usual to acknowledge the contribution of publications. However, the field work performed by Cecil (1970) has proved such a valuable source of information for developing this method of classification that his contribution must be specially acknowledge. The review article by Cording, Hendron and Deere (1972) was another valuable source from the University of Illinois. Finally the authors would like to thank their colleagues at the Norwegian Geotechnical Institute, in particular Arild Palmström, Tor Löken, Tore Valstad and Björn Buen for helpful discussions and contributions.

### References

- Barth, S.: Felsmechanische Probleme beim Entwurf der Kaverne des Pumpspeicherwerkes Waldeck II. Bautechnik, Vol. 49, No. 3, 73—83 (1972).
- Barton, N.: Review of a new shear-strength criterion for rock joints. To be published in: Engineering Geology, Amst., Vol. 7 (4), 287—332 (1973).
- Barton, N.: A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk. Fjellsprengningsteknikk. Bergmekanikk (Conference), Oslo 1973. Tapir, Trondheim. Editor: E. Broch. 38 p. (1974).
- Barton, N., R. Lien, and J. Lunde: Analysis of rock mass quality and support practice in tunneling, and a guide for estimating support requirements. NCI Internal report 54206, 74 p. (1974).
- Benson, R. P., R. J. Conlon, A. H. Merritt, P. Joli-Coeur, and D. U. Deere: Rock mechanics at Churchill Falls. American Society of Civil Engineers. Symposium on Underground Rock Chambers, Phoenix, Arizona. Proceedings, 407—486 (1971).
- Bieniawski, Z. T.: Engineering classification of jointed rock masses. The Civil Engineer in South Africa, Dec. 335—343 (1973).
- Bjerrum, L.: Discussion on: R. E. Goodman and H. M. Ewoldson: A design approach for rock bolt reinforcement in underground galleries. International Symposium on Large Permanent Underground Openings. Oslo 1969. Proceedings, p. 261 (1970).
- Brown, G. L., E. D. Morgan, and J. S. Dodd: Rock stabilization at Morrow Point power plant, American Society of Civil Engineers. Proceedings, Vol. 97, No. SM 1, 119—139 (1971).
- Cecil III, O. S.: Correlations of rock bolt-shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph. D. Thesis. Urbana, University of Illinois. 414 p. (1970).
- Coates, D. F.: Classification of rocks for rock mechanics. Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 1, 421—429 (1964).
- Cording, E. J., and D. U. Deere: Rock tunnel supports and field measurements. North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago 1972. Proceedings, Vol. 1, 567—600 (1972).
- Cording, E. J., A. J. Hendron, and D. U. Deere: Rock engineering for underground caverns. American Society of Civil Engineers. Symposium on Underground Chambers. Phoenix, Arizona, 1971, 567—600 (1972).
- Deere, D. U.: Technical description of rock cores for engineering purposes. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Vol. 1, No. 1, 16—22 (1963).
- Deere, D. U., R. B. Peck, J. E. Monsees, H. W. Parker, and B. Schmidt: Design of tunnel support systems. Proceedings. 49th Annual Meeting, Highway Research Board, January (1970).
- Denkhaus, H. G.: Discussion on: Theme I: Engineering geological considerations in the design and construction of large underground openings. International Symposium on Large Permanent Underground Openings. Oslo 1969. Proceedings, 125—126 (1970).
- Merritt, A. H.: Geological predictions for underground excavations. North American Rapid Excavations and Tunneling Conference, Chicago 1972. Proceedings, Vol. 1, 115—132 (1972).

Monsees, J.: Design of support systems for tunnels in rock. Ph. D. Thesis University of Illinois: 1—252 (1970).

Müller-Salzburg, L.: A new European tunneling concept. Paper presented at a Tunneling Conference at Lorch, West-Germany, 1970, under the title "Neuere Auffassungen im mitteleuropäischen Felshöhraumbau und deren Auswirkungen auf die Praxis". Salzburg, 42 p. Österreichische Gesellschaft für Geomechanik Translation 17 (1970).

Palmström, A.: Private communication (1974).

Rabcewicz, L. v.: Stability of tunnels under rock load. Water Power, Vol. 21, June: 225—229, July: 266—273, August: 297—302 (1969).

Selmer-Olsen, R.: Experiences with using bolts and shotcrete in area with rock bursting phenomena. International Symposium on Large Permanent Underground Openings, Oslo 1969. Proceedings, 275—278 (1970).

Terzaghi, K.: Rock defects and loads on tunnel supports. Proctor, R. V., and T. L. White: Rock tunneling with steel supports. Youngstown, Ohio, Commercial Shearing and Stamping Co., 17—99. Harvard University. Graduate School of Engineering. Publication, 418 — Soil mechanics series 25 (1946).

Wickham, G. E., H. R. Tiedemann, and F. H. Skinner: Support determinations based on geological predictions. North American Rapid Excavation and Tunneling Conference. Chicago 1972. Proceedings, Vol. 1, 43—64 (1972).

Address of the authors: Dr. Nick Barton, Norwegian Geotechnical Institute, Postboks 40 Tøsen, Oslo 8, Norway.

## Der Spritzbeton als Endausbau in Schächten\*

Von

J. Kleiner

Mit 7 Abbildungen

(Eingegangen am 12. Dezember 1973)

### Zusammenfassung — Summary — Résumé

*Der Spritzbeton als Endausbau in Schächten.* In den Jahren 1965—1969 wurden im Rheinischen Schiefergebirge etwa insgesamt 1000 m Schacht in Einzelteufen von 150 m abgeteuft und als Verbau mit Stahlringen GT 100 (Grubenprofil) — wie sie im Steinkohlenbergbau verwendet werden — ausgebaut. Der Abstand der Ringe in der Vertikalen war je nach Gebirgsart zwischen 0,8 und 2,0 m festgelegt. Die Zwischenräume wurden bis zur Profillinienkante der Stahlringe mit Spritzbeton verkleidet. Bis zum Einbringen des Endausbaus, nämlich Stahlbeton, vergingen in einzelnen Schächten bis zu 6 Monate. Es zeigten sich in keinem der Schächte Rißbildungen oder Abrisse an den Ausbauringen.

Diese Tatsache ermunterte das ausführende Unternehmen, für ein ähnliches Projekt dem Bauherrn an Hand einer erstellten und geprüften Statik vorzuschlagen. Spritzbeton als Endausbau vorzusehen und hierdurch außer der Kostenersparnis 50 cm Schachtradius zu gewinnen. Die Statik schrieb hierzu vor: biegesteife Verbindung der Stahlringe, Vertikalabstände der Stahlringe je nach Gebirgsart zwischen 0,8 und 1,5 m. Stärke des Spritzbetons je nach Teufe 21 oder 28 cm sowie zwei Lagen Baustahlmatten Q 222 und Q 377, die im Schachtradius mit 6 mm starken Haken verbunden werden mußten. Die Spritzbetonmischung mußte auf B 225 eingestellt werden und war nach Einbringen auf 24-Stunden- und 28-Tage-Festigkeit mittels Bohrkernen zu prüfen.

Die an der TH Karlsruhe geprüften Kerne bestätigten einen Mittelwert von  $225 \text{ kg/cm}^2$ .

Das Verfahren erbrachte einen Teuffortschritt von 40 m pro Monat fertigen Schacht mit 12 Mann je Tag auf 2 Schichten zu 6 Mann.

*Sprayed Concrete for Final Support in Shafts.* In the years of 1965—1969 about 1000 m as a whole of shaft-sinking in the Rheinischen Schiefergebirge were put down at individual depths of 150 m and supported by means of steel rings GT 100 (mine section) as usually used in coal mining. This kind of support had to be understood as a temporary one only. Depending on rock conditions the distance of the vertical rings came to 0.8—2.0 m. The spaces were lined with

\* Vortrag, gehalten beim 22. Geomechanik-Kolloquium im Oktober 1973 in Salzburg.



## THE GEOMECHANICS CLASSIFICATION IN ROCK ENGINEERING APPLICATIONS

Classification géomécanique et son application pour l'ingénieur des roches

Geomechanische Gebirgsklassifizierung und ihre Anwendung in Felsbau

PROFESSOR Z. T. BIENIAWSKI, DSc(Eng)  
 Professor of Mineral Engineering  
 The Pennsylvania State University  
 University Park, PA 16802, USA

## SUMMARY:

The Geomechanics Classification of rock masses was proposed in 1973 and has since been applied to such varied rock engineering projects as tunnels, caverns, slopes and foundations in civil engineering and to haulages and chambers in mining. The classification is based on six parameters: the uniaxial compressive strength of the rock material, drill core quality RQD, spacing, orientation and condition of discontinuities and groundwater conditions. Importance ratings are allocated to each parameter and total rock mass ratings (RMR) for five rock mass classes are specified. This paper summarizes the experience gained with this classification in the past five years.

## RESUME:

La Classification Géomécanique, une classification pour l'ingénieur des masses de roches fracturées, a été proposée en 1973 et a été appliquée en ingénierie civil et minière. Elle dépend de six paramètres: la résistance à la qualité des carottes de sondage obtenues (valeur RQD), espacement, orientation et état des fissures, et les valeurs d'eau souterraine. On définit des valeurs relatives pour chaque paramètre et des valeurs totales pour la masse rocheuse (RMR). Cette communication pourvoit un résumé de expérience avec cette classification pendant les derniers cinq ans.

## ZUSAMMENFASSUNG:

Die Geomechanische Gebirgsklassifizierung, eine für den Ingenieur bestimmte Klassifizierung für klüftiges Gebirge wird vorgeschlagen in 1973 und im Bauingenieurwesen und Bergbau angewendet wird. Sie gründet sich auf sechs Parameter: die einachsige Gesteindruckfestigkeit, die Qualität der gewonnenen Bohrkern (RQD - Wert), den Klüftabstand, die Klüftstellung und den Zustand der Klüfte, sowie auf den Grundwasserzfluss. Jeder Parameter wird nach seiner relativen Wichtigkeit bewertet und die Gesamtbewertung des Gebirges (RMR) wird definiert. Dieser Aufsatz zusammenfasst die Erfahrung mit dieser Klassifizierung während die vergangene fünf Jahre.

## 1. INTRODUCTION

Engineering classifications of rock masses are acknowledged today as a necessary adjunct for assessing rock mass conditions for engineering purposes. This subject has received considerable attention following the pioneering work by Terzaghi (1946), Lauffer (1958) and Deere (1964). More recently, three classification systems have been extensively employed particularly in the field of tunneling. These were: the RSR Concept by Wickham et al. (1972), the Geomechanics Classification by Bieniawski (1973) and the Q-System by Barton et al. (1976). A number of comparative studies have been conducted aimed at assessing these classification systems from the point of view of the ease of application, the accuracy of prediction and any possible correlation, Houghton, 1975, Bieniawski, 1976, Barton, 1976 and Rutledge, 1978. In a study by the author (1976), a total of 111 case histories were analyzed involving tunnels and chambers in North America, Europe, South Africa and Australia and the following relationship was derived:

$$RMR = 9 \log_e Q + 44 \quad (1)$$

where RMR is the rock mass rating from the Geomechanics Classification and Q is the rock mass quality from the Q-System.

Recently, Rutledge (1978) correlated three classification systems on the basis of his tunneling experience in New Zealand. He derived the following relationships:

$$RMR = 13.5 \log Q + 43 \quad (2)$$

$$RSR = 0.77 RMR + 12.4 \quad (3)$$

$$RSR = 13.3 \log Q + 46.5 \quad (4)$$

where RSR is the Rock Structure Rating after Wickham et al., 1972.

## 2. RECENT DEVELOPMENTS

Notable developments in the last few years concerning rock mass classifications fall under seven items:

## 2.1 Extension of Applications

Although the main applications of rock mass classifications have traditionally been in tunneling, the Geomechanics Classification is an exception having been also applied to other projects and not only to tunnels

and chambers. This included rock slopes (Steffen, 1976, K. W. John, 1978), dam foundations (Bieniawski and Orr, 1976), foundation bearing pressures (Newton, 1975), ground rippability (Weaver, 1975) as well as mining applications: caveability of ore (Laubscher, 1976) and haulage stability (Ferguson, 1977). Most recently, the Geomechanics Classification is being applied by the author to assess mine roof stability in a number of coal mines in the USA.

## 2.2 Use of borehole data

A trend has emerged to select engineering geological parameters on the basis of borehole data alone which would be sufficient for rock mass classification purposes without the need for tests in adits or pilot tunnels. As a result of the availability of more advanced coring techniques such as directional drilling and oriented core sampling as well as both borehole and core logging procedures, rock mass classifications can be conducted on the basis of core data alone.

## 2.3 Special rock conditions

The situations involving poor rock conditions such as swelling and squeezing rock can now be handled by both the Geomechanics Classification and the Q-System. In the case of the former, Olivier (1977) has presented a rock durability system for use in conjunction with the Geomechanics Classification.

## 2.4 Monitoring during construction

Although some classification systems tend to rely exclusively on the accumulated case study experience, it is more appropriate to back support prediction based on rock mass classifications with a monitoring program during construction. The New Austrian Tunneling Method is a success story of the benefits that can be derived by combining rock classifications with monitoring.

## 2.5 Elimination of two-tier support for tunnels

The traditional concepts of primary (temporary) and secondary (permanent) support for rock tunnels are losing their meaning as the modern tendency is toward a single support system, that is rock reinforcement necessary to maintain tunnel stability for the life of the project. This raises the question as to the need for massive concrete linings which are featured on some tunneling projects.

## 2.6 Use of analytical procedures

The analytical techniques in the field of rock mechanics have experienced a tremendous growth and although analytical design cannot as yet replace empirical and observational designs (mainly due to the difficulty in providing reliable input data for the mathematical models), the value of the analytical techniques should not be overlooked. Progress can only be maintained if empirical approaches are backed by analytical studies.

## 2.7 Contractual aspects

While the project contracts in Austria, Germany and Switzerland have featured rock mass classifications as the basis of payment for many years, this matter is now receiving attention in a number of countries outside Europe.

# 3. THE GEOMECHANICS CLASSIFICATION

The main purpose of this paper is to demonstrate some rock engineering applications of the Geomechanics Classification in the last five years. The classification procedures are first summarized for the convenience of users.

## 3.1 Classification procedure

The Geomechanics Classification is presented in Table 1. In Section A five parameters are grouped into five ranges of values. Since the various parameters are not equally important for the overall classification of a rock mass, importance ratings are allocated to the different value ranges of the parameters, a higher rating indicating better rock mass conditions.

To apply the Geomechanics Classification, the rock mass is divided into a number of structural regions such that certain features are more or less uniform within each region. Although rock masses are

discontinuous in nature, they may, nevertheless, be uniform in regions when, for example, the type of rock or the joint spacings are the same throughout the region. In most cases, the boundaries of structural regions will coincide with major geological features such as faults, dykes, shear zones, etc.

After the structural regions have been identified the classification parameters for each structural region are determined from measurements in the field and entered onto the input data sheet given in the Appendix. Then, the importance ratings are assigned to each parameter according to Table 1, Section A. In this respect, the average conditions are evaluated. Furthermore, it should be noted that the importance ratings given for discontinuity spacings apply to rock masses having three sets of discontinuities. Thus when only two sets of discontinuities are present a conservative assessment is obtained.

Once the importance ratings of the classification parameters are established, the ratings for the five parameters listed in Section A of Table 1 are summed to yield the basic rock mass rating for the structural region under consideration.

The next step is to include the influence of strike and dip of discontinuities by adjusting the basic rock mass rating according to Section B of Table 1. This step is treated separately because the influence of discontinuity orientations depends upon the engineering applications, e.g. tunnel, slope or foundation. It will be noted that the "value" of the parameter "discontinuity orientation" is not given in quantitative terms but by qualitative descriptions such as "favorable". To facilitate a decision whether strike and dip orientations are favorable or not in tunneling, reference should be made to Table 2. For slopes and foundations, the reader is referred to a paper by Bieniawski and Orr, 1975. In the case of civil engineering projects an adjustment for discontinuity orientations will suffice. For mining applications, other adjustments may be called for, such as the stress at depth or a change in stress, and these were discussed by Laubscher, 1976.

After the adjustment for discontinuity orientations, the rock mass is classified according to Section C of Table 1 which groups the final (adjusted) rock mass ratings (RMR) into five rock mass classes. Note that the rock mass classes are in groups of twenty ratings each. Next, Section D of Table 1 gives the practical meaning of each rock mass class by relating it to specific engineering problems. In the case of tunnels and chambers, the output from the Geomechanics Classification is the stand-up time of an unsupported rock span for a given rock mass rating as shown in Figure 1. Longer stand-up time can be achieved by selecting rock reinforcement measures in accordance with Table 3. They depend on such factors as the depth below surface (in-situ stress), tunnel size and shape and the method of excavation.

It should be noted that Table 1 gives slightly different ranges of the classification parameters than those previously published, Bieniawski, 1976. The reason is that the ranges in Table 1 follow the latest recommendations of the International Society of Rock Mechanics (ISRM) Commissions on Standardization and on Classification. The interested reader is referred to an ISRM document entitled: "Suggested Methods for Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses", Committee on Field Tests, 1978.

Since the ranges are slightly different, the ratings of the classification parameters are accordingly slightly modified.

# 4. APPLICATIONS

In the past five years the Geomechanics Classification found its applications in various types of engineering projects such as tunnels, slopes, foundations and mines.

## 4.1 Applications to tunneling

In the field of tunneling, the classification was applied to highway, railroad and water conveyance tunnels as well as to underground caverns for hydroelectric schemes. In total, 49 case histories were compiled which served as the basis for preparing the span versus stand-up time diagram given in Figure 1.

Table 1.

## GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF JOINTED ROCK MASSES

### A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		RANGES OF VALUES					
1	Strength of intact rock material	Point load strength in MPa 10 - 10 MPa	1 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	1 of the low range - unless compressive test is preferred	
	Uniaxial Compressive Strength	250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5-25 MPa 1-5 MPa 1 MPa	
	Rating	15	12	7	4	2 1 0	
2	Drill core quality RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	25%	
	Rating	20	17	13	9	3	
3	Spacing of discontinuities	2 m	0.5 - 2 m	300 - 600 mm	60 - 200 mm	60 mm	
	Rating	20	15	10	8	5	
4	Condition of discontinuities	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation 1 - 1 mm Highly weathered walls	Six-sided surfaces OR Gouge < 5 mm thick OR Separation 1-8 mm Continuous	Soft gouge - 5 mm thick OR Separation - 5 mm Continuous	
	Rating	30	25	10	10	3	
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	None	< 10 litres/min	> 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125
		Rate	0	0.0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5
	General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing	
	Rating	15	10	7	4	0	

### B. RATING ADJUSTMENT FOR JOINT ORIENTATIONS

Strike and dip orientations of joints		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
Ratings	Tunnels	0	-2	-4	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Sh-shaft	0	-6	-25	-30	-40

### C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	10-11	8-9	6-7	4-5	< 3
Class no	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

### D. DURATION OF ROCK MASS CLASSES

Class no	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 year for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300 - 400 kPa	100 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa
Friction angle of the rock mass	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	15°

Table 2.

### The Effect of Discontinuity Strike and Dip Orientations in Tunneling.

Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis		Dip 0° - 20° Irrespective of strike
Drive with dip		Drive against dip				
Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	
Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable	Fair	Unfavourable

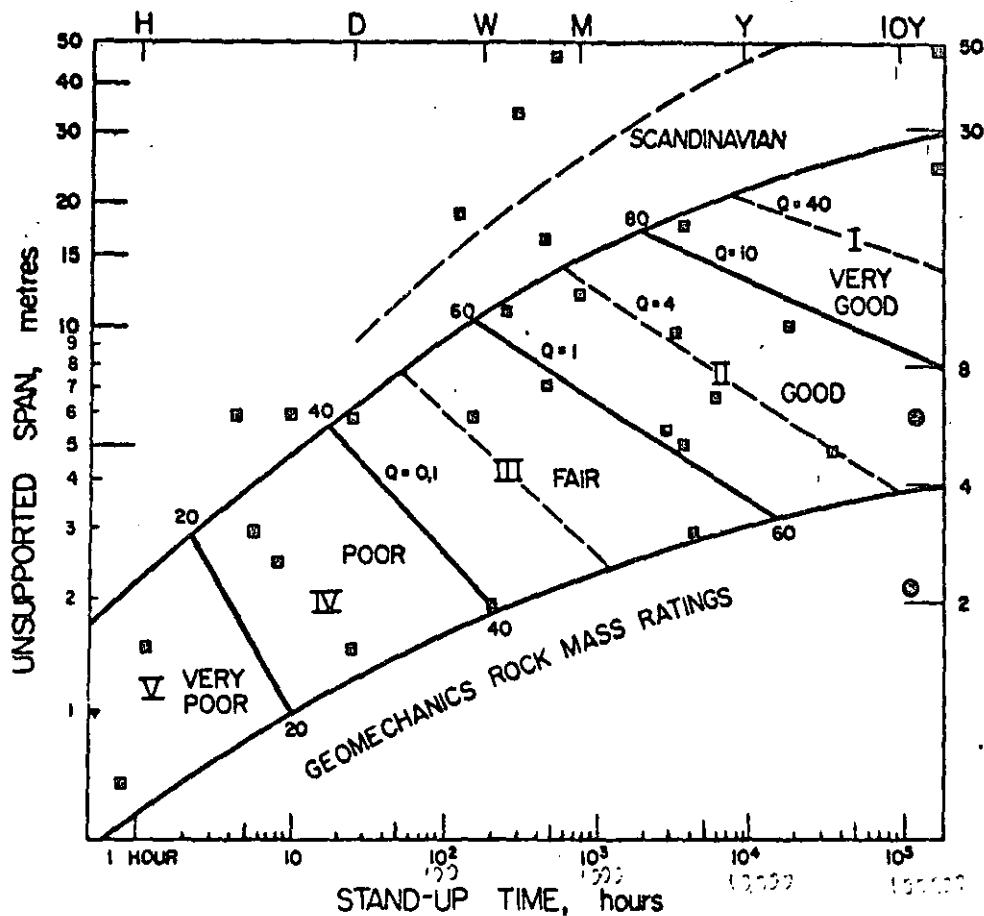


Figure 1. Geomechanics Classification of rock masses: output for tunneling. Plotted points represent case histories studied.

One railroad tunnel (5.5m diameter and 3.8km long) involved a year long tunnel monitoring program featuring sixteen measuring stations, the data from which was interpreted in conjunction with the Geomechanics Classification as recorded during construction (Bieniawski and Maschek, 1975). The classification ratings were correlated with such data as the amount of rock movement, the rate of face advance and the support used. In addition, as this tunnel was characterized by highly variable conditions - from very poor rock to very good rock - rock support requirements were estimated, for comparison purposes, by nine different classification systems (Bieniawski, 1976).

Another project involved the longest continuous tunnel in the world, a water conveyance tunnel 82km long and 6m diameter. The Geomechanics Classification was extensively applied and a doctoral dissertation reports the findings (Olivier, 1977).

Applications to large underground caverns for hydro-electric schemes were particularly useful because a range of unsupported spans could be studied thus providing information on the influence of tunnel size on the stability of the surrounding rock mass (Bieniawski, 1978).

#### 4.2 Applications to rock slopes

The Geomechanics Classification was applied to rock slopes by Steffen, 1976, in South Africa and K. W. John, 1978, in Germany.

It should be noted that the Geomechanics Classification provides, as an output, the cohesion and friction data for the five rock mass classes. Steffen, 1976

classified 35 slopes, of which 20 had failed, using the Geomechanics Classification and based on the average values of cohesion and friction so obtained, he calculated the factors of safety using the design charts given by Hoek and Bray, 1977. The results were plotted in the form of a histogram showing the frequency of occurrence versus the factor of safety. A definite statistical trend was found. However, caution should be exercised when applying this classification to rock slopes since more case histories need to be analyzed. Research in this respect is currently conducted by K. W. John in Germany.

#### 4.3 Applications to rock foundations

For the design of rock foundations, knowledge of the modulus of deformability of rock masses is of prime importance. The Geomechanics Classification was found a useful method for estimating in situ deformability of rock masses (Bieniawski, 1978). This is demonstrated in Figure 2 and, as will be seen, the following correlation was obtained:

$$E_M = 2 \times \text{RMR} - 100 \quad (5)$$

where  $E_M$  is the in situ modulus of deformation in GPa and RMR is the rock mass rating from the Geomechanics Classification.

The above correlation was derived on the basis of 22 case histories involving wide range of in situ tests conducted in various parts of the world. The accuracy of the modulus prediction by the Geomechanics Classification is within 20% which is quite acceptable for rock engineering purposes.

On one major project (Bieniawski, 1978), the

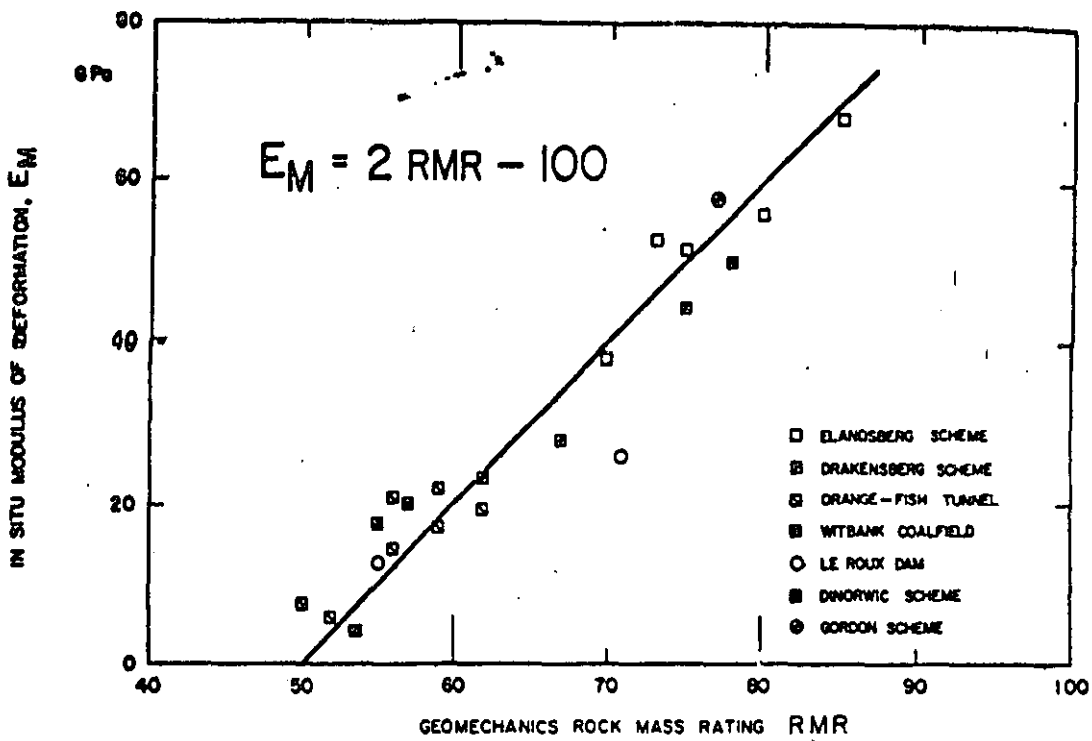


Figure 2. Correlation between the in situ modulus of deformation and the Geomechanics Classification rock mass rating (RMR) - Bieniawski, 1978.

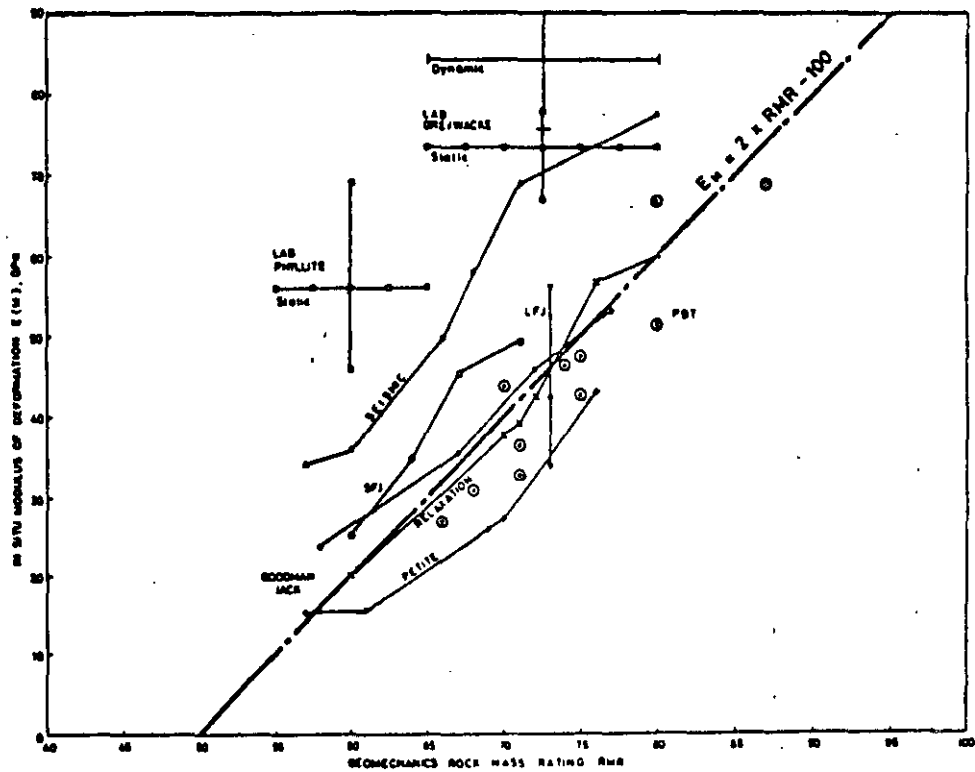


Figure 3. Comparison of in situ deformability data obtained by different test methods (Bieniawski, 1978): PBT - plate bearing tests; LFI - large flat jacks; SFJ - small flat jacks; Goodman Jack - borehole jacking tests; Relaxation - tunnel relaxation convergence measurements; Petite - 'petite sismique' shear waves technique; seismic - seismic modulus.

classification was employed as a basis of comparison of the modulus of deformation results obtained by in different in situ test methods. These results are depicted in Figure 1.

#### 4.4 Applications in mining

Leubacher, 1976 has applied the Geomechanics Classification to mining specifically to assess caveability of ore while a recent dissertation by Ferguson, 1978 extended this classification to mining tunnels and haul-ways. Both were extensive studies involving over 50km of tunnels and borehole cores classified during three years. Since mining is a dynamic process, additional adjustments to the classification parameters were introduced involving fluid and induced stresses, changes in stress and weatherability of rock.

Recently, the Geomechanics classification is being applied by the author for assessing mine roof stability in a number of coal mines in the USA, Bieniawski and Stefanko, 1979.

### 5. CONCLUSION

The Geomechanics Classification has established itself as a useful and versatile technique for assessing rock mass conditions on engineering projects. Its application during the last five years demonstrated its reliability and ease of use. It is believed that greater effort should be made to apply this classification system in the field of mining.

### REFERENCES

- BARTON, N., LIEN, R. and LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, vol. 6, no. 4, 1974, pp. 189-216.
- BARTON, N. Recent experiences with the Q-System of tunnel support. *Proc. Symp. Explor. Rock Engng. Johannesburg, A. A. Balkema*, vol. 1, 1976, pp. 107-117.
- BIENIAWSKI, Z. T. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. S. Afr. Instn. Civ. Engrs.* vol. 15, no. 12, 1973, pp. 335-344.
- BIENIAWSKI, Z. T. Rock mass classifications in rock engineering. *Proc. Symp. Exploration for Rock Engng., Johannesburg, A. A. Balkema*, vol. 1, 1976, pp. 97-106.
- BIENIAWSKI, Z. T. Determining rock mass deformability: experience from case histories. *Int. T. Rock Mech & Min. Sci.*, vol. 15, 1978, in press.
- BIENIAWSKI, Z. T. A critical assessment of selected in situ tests for rock mass deformability and stress measurements. *Proc. 19th US Symp. Rock Mechanics, University of Nevada, Reno, 1978*, pp. 523-535.
- BIENIAWSKI, Z. T. and MASCHKE, R. K. A. Monitoring the behavior of rock tunnels during construction. *Civ. Engr. S. Afr.* vol. 17, no. 10, October 1975, pp. 255-264.
- BIENIAWSKI, Z. T. and ORR, C. H. Rapid site appraisal for dam foundations by the Geomechanics Classification. *Proc. 11th Congress on Large Dams, ICOLD, Mexico City, 1976*, pp. 483-501.
- BIENIAWSKI, Z. T. and STEFANKO, R. A design approach to room and pillar coal mining. *Proc. 20th US Symp. Rock Mechanics, Austin, Texas, June 1979*, in press.
- DEERE, D. U. Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mech. Engng. Geol.*, vol. 1, no. 1, 1964, pp. 17-22.
- FERGUSON, C. A. The design of support systems for excavations in asbestos mines. *University of Rhodesia, M.Sc. thesis, Salisbury, 1977*.
- HOEK, E. and BRAY, J. W. *Rock slope engineering*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 1977, pp. 226-237.
- HOUGHTON, D. A. The assessment of rock masses and the role of rock quality indices in engineering geology with reference to tunneling in hard rock. *M.Sc. Dissertation - Imperial College, London, 1975*, 122 p.
- ISRM. Suggested methods for quantitative description of discontinuities in rock. *Committee on Field Tests, 1978*.
- JOHN, K. W. Personal communication, 1978.
- LAUBSCHER, D. H. Class distinction in rock masses. *Coal, Gold and Base Minerals of S. Afr.*, vol. 23, no. 6, August 1975, pp. 37-50.
- LAUFFER, H. *Gebirgsklassierung für den Stollenbau*. *Geologie und Bauwesen*, vol. 24, 1958, pp. 46-51.
- NEWTON, J. Allowable bearing pressure estimation in rock masses for preliminary foundation design purposes. *Natal Provincial Administration Roads Department, Ref. 2/1804, June 1975*.
- OLIVIER, H. J. Importance of rock durability in the engineering classification of Karoo rock masses for tunneling. *Explor. Rock Engng. Symposium, Johannesburg, 1976*, vol. 1, pp. 137-144.
- OLIVIER, H. T. Engineering geological aspects of the Orange-Fish Tunnel. *University of the Orange Free State, Ph.D. thesis, Bloemfontein, 1976*.
- RUTLEDGE, T. C. and PRESTON, R. L., New Zealand experience with engineering classifications of rock for the prediction of tunnel support. *Proc. Int. Tunnel Symposium, Tokyo, 1978*, pp. A3-1-7.
- STEFFEN, D. K. H. Research and development needs in data collection for rock engineering. *Proc. Symp. Explor. for Rock Engng., Johannesburg, A. A. Balkema*, vol. 2, pp. 93-104.
- TERZAGHI, K. Rock defects and loads on tunnel supports. *Rock tunneling with Steel Supports*, eds. Proctor, R. V. and White, T., Commercial Shearing Co., Youngstown, 1946, pp. 15-99.
- WEAVER, J. Geological factors significant in the assessment of rippability. *Civ. Engr. S. Afr.* vol. 17, no. 12, December 1975, pp. 313-316.
- WICKHAM, G. E., TIEDEMANN, H. R. and SKINNER, E. H. Ground support prediction model (RSR concept). *Proc. 2nd Rapid Excavation & Tunneling Conference, AIME, New York, 1974*, pp. 691-707.

Table 3.

## Geomechanics Classification Guide for Excavation and Support in Rock Tunnels.

SHAPE: HORSESHOE; WIDTH: 10 m; VERTICAL STRESS: BELOW 25 MPa; CONSTRUCTION: DRILLING AND BLASTING

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

APPENDIX IX

INPUT DATA FORM : GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF JOINTED ROCK MASSES (REVISED)

Name of project:  
 Site of survey:  
 Conducted by:  
 Date:

STRUCTURAL REGION		ROCK TYPE AND ORIGIN			
DRILL CORE QUALITY R.O.D.* Excellent quality: 80 - 100% Good quality: 70 - 80% Fair quality: 50 - 75% Poor quality: 25 - 50% Very poor quality: < 25% *R.O.D. - Rock Quality Designation		WALL ROCK OF DISCONTINUITIES Unweathered Slightly weathered Moderately weathered Highly weathered Completely weathered Residual soil			
GROUND WATER INFLOW per 10 m of tunnel length or WATER PRESSURE kPa or GENERAL CONDITIONS (completely dry, damp wet, dripping or flowing under low/medium or high pressure)		STRENGTH OF INTACT ROCK MATERIAL Uniaxial compressive strength, MPa OR Point load index, MPa Designation Very high Over 250 > 10 High 100 - 250 4-10 Medium high 50 - 100 2-4 Moderate 25 - 50 1-2 Low 5 - 25 < 1 Very low 1 - 5			
SPACING OF DISCONTINUITIES Very wide Over 2 m Wide 0.6 - 2 m At dense 200 - 600 mm Close 60 - 200 mm Very close < 60 mm		Set 1 Set 2 Set 3 Set 4			
STRIKE AND DIP ORIENTATIONS Set 1 Strike (average) from to Dip (angle) Set 2 Strike from to Dip (direction) Set 3 Strike from to Dip Set 4 Strike from to Dip NOTE: Refer all directions to magnetic north		Set 1 Set 2 Set 3 Set 4			
PERSISTENCE (CONTINUITY) Very low < 1 m Low 1 - 3 m Medium 3 - 10 m High 10 - 20 m Very high > 20 m SEPARATION (APERTURE) Very tight joints < 0.1 mm Tight joints 0.1 - 0.5 mm Moderately open joints 0.5 - 2.5 mm Open joints 2.5 - 10 mm Very wide aperture > 10 mm ROUGHNESS (state also if surfaces are stepped, undulating or planar) Very rough surfaces Rough surfaces Slightly rough surfaces Smooth surfaces Sectioned surfaces FILLING (GOUGE) Type Thickness Uniaxial compressive strength, MPa Seepage		CONDITION OF DISCONTINUITIES Set 1 Set 2 Set 3 Set 4			
MAJOR FAULTS OR FOLDS		Describe major faults and folds specifying their locality, nature and orientations.			
GENERAL REMARKS AND ADDITIONAL DATA		NOTE (1) For definitions and methods consult ISRM document 'Quantitative description of discontinuities in rock masses' (2) The data on this form constitute the minimum required for engineering design. The geologist should, however, supply any further information which he considers relevant.			



J. S. Mayotte

# NEW ADJUSTMENT RATINGS FOR APPLICATION OF BIENIAWSKI CLASSIFICATION TO SLOPES

SLOPE MASS RATING (SMR) is a new classification method for slope stability. BIENIAWSKI RMR is estimated. Adjustment rating for joints orientation is calculated through 3 factors depending on slope and joints orientation ( $F_1 \times F_2 \times F_3$ ). An adjustment rating for method of excavation  $F_4$  is added.  $SMR = RMR - (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$ . Stability classes for slopes are established. 28 cases records of slopes have been reviewed. SLOPE MASS RATING (SMR) can be useful for the preliminary assessment of slopes.

## 1. RMR CONCEPT

BIENIAWSKI (1973) introduced the "Rock Mass Rating" (RMR), a new system of rock classification, also known as CSIR. It included 8 rock "parameters", one of which was "strike and dip orientations of joints". Emphasis was given to tunnel use of RMR.

Major changes were introduced afterwards (BIENIAWSKI, 1976), RMR included 5 parameters and a "rating adjustment for discontinuity orientations" which was always a negative number. For slopes the rating was:

- Very favourable                    0
- Favourable                            -5
- Fair                                    -25
- Unfavourable                        -50
- Very unfavourable                 -60

No guidelines were given for definition of each class. In the same Symposium STEFFEN (1976) stated that "35 slopes, of which 20 had failed, were classified and the average values of cohesion and friction were used (to obtain) factors of safety with MOEK design charts for circular failure". Fig 1 shows STEFFEN results with "a definite statistical trend". It was concluded that "scope for using classification alone as a design method is still very limited".

Some minor modification was done in 1979 (BIENIAWSKI 1979) and actual form of RMR rating was established. (See Table 1). BIENIAWSKI and ORR (1976) applied RMR to dam foundations, correlating it with the in-situ modulus of deformation. KENDORSKI et al (1983) developed a new classification, "Modified Basic RMR" (BMR), for caving mining system, including several new "parameters": blasting damage, induced stresses, major structures, distance to cave-line and block parcel size.

No reference is given in BIENIAWSKI (1984) recent book to more use of RMR in slopes. This is probably due to the practical difficulties of assessing a "adjustment rating value" which can go up to -60 from 100 possible points. On the other side slope stability is more linked to joints attitude and state than tunnels and foundations. So these joint-related high ratings are necessary. In this paper a factorial approach to adjustment values for slopes is presented, using field data which can be easily collected during the first geological assessment of sites. This new approach can be useful for preliminary studies of roads, dams, open pits (ROMANA 1985).



FIG 1 - FREQUENCY DISTRIBUTION OF SLOPE STABILITY AS PREDICTED BY MOEK'S DESIGN CHARTS FOR THE BIENIAWSKI CLASSIFICATION (RMR) (STEFFEN 1976)

## 2. FAILURES IN SLOPES

In (or) jointed mass rock and/or with very weak materials slope failure can be soil-type along curved surfaces.

But in a majority of cases slope failures in rock masses are governed by joints along surfaces, formed by one or several joints. Basic modes are well known and are summarised below:

- Plane failures along prevalent and/or continuous joints dipping towards the slope and with strike near - parallel to it. Joints shear strength is not enough to assure stability depending of joint dip value and state.
- Wedge failures along two joints whose intersect dips towards the slope. A "wedge factor", due to geometry, multiplies joints shear strength. This failure depends on joints frequency and attitude and is less usual than plane failure. Probabilistic methods (SERRANO and CASTILLO, 1974) have been proposed to evaluate this risk.
- Toppling failures along prevalent and/or continuous joints dipping against the slope and with strike near-parallel to it. Joints are often weathered with slips between them. Ever with big deformations the slopes are not prone to sudden falls.

Any classification system has to take account of following "parameters".

- Rock mass global characterisation (including joints frequency, state and water inflow).
- Differences in strike between slope and prevalent joints.
- Differences between joints dip angle and slope dip, as they control "day lighting" of joint in slope (for plane failure).
- Relationship of joints dip with "normal" values of joint friction (for plane failure).
- Relationship of joints and slope dips with "normal" values of joint friction (for toppling failure).

## 3. PROPOSED SLOPE MASS RATING (SMR)

RMR classification is now world-known. Many recent textbooks explain it and many technicians apply it in a systematic way. Therefore to introduce as few new concepts as possible the proposed classification for slopes: "Slope Mass Rating" (SMR) is obtained from RMR by subtracting an adjustment factor for joints orientation and adding an adjustment factor for method of excavation.

RMR is computed according BIENIAWSKI 1979 proposal, adding rating values for five parameters:

- Strength of intact rock.
- RQD.
- Spacing of discontinuities.
- Condition of discontinuities.
- Water inflow (through discontinuities).

RMR has a total range of 0-100.

Adjustment rating for joints is the product of three factors

- $F_1$  reflects parallelism between slope and joint strikes. Its range is from 1,00 (when both are near-parallel), to 0,15 (when the angle between them is more than  $30^\circ$ , and the failure probability is very low).
- $F_2$  refers to joint dip in the planar mode of failure. In a sense is a measure of the probability of joint shear strength. Its value varies from 1,00 for joints dipping more than  $45^\circ$  (almost no joints have bigger friction coefficient) to 0,15 for joints dipping less than  $20^\circ$  (only some slicken-sided soft clay filled joints have less friction). For the toppling mode of failure  $F_2$  remains 1,00.
- $F_3$  reflects the relationship between slope and joints dips. BIENIAWSKI original figures have been kept. In the planar mode of failure, conditions are fair when slope and joint are parallel. Because of variation in joints orientation some failures happen in this condition. When the slopes dips  $10^\circ$  more than joints, very unfavourable conditions occur. For the toppling mode of failure, conditions unfavourable or very unfavourable cannot happen in view of the nature of toppling, with very few sudden failures and many toppled slopes standing. The GOODMAN-BRAY (1977) condition for toppling has been retained with some consideration of shear strength reduction due to rotational friction (GOODMAN, 1976).

Adjustment factor for method of excavation has been fixed empirically:

- Natural slopes are more stable, because of longtime erosion and built-in protection mechanisms (vegetation, crust desiccation...)  $F_4 = +15$
- Pre-splitting increases slope stability for half a rock class.  $F_4 = +10$
- Smooth blasting technics, when well applied, increase also slope stability.  $F_4 = +8$
- Normal blasting applied with sound methods does not change slope stability.  $F_4 = 0$
- Deficient blasting, often with too much explosive, no detonation timing and/or non-parallel holes, damages stability.  $F_4 = -8$
- Mechanical excavation of soft rock slopes does not change slope stability.  $F_4 = 0$

The final Slope Mass Rating (SMR) is:

$$SMR = RMR - (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

No special adjustment factor is taken for wedge mode of failure. The practice of classification seems to prove that wedge failures are more dependent on Rock Mass Rating (RMR) than on joints orientation. Many wedge failures resolve to plane failures when studied in detail. The classification must be done for each joints family. The minor values are taken.

Weathering cannot be assessed with rock mass classification as depends mostly in the mineralogical conditions of rock. In certain evolutive rocks (like some marls and clay-shales) the slopes are stable when open and fail sometime afterwards (usually one to two years after).

TABLE 1 - BIENIAWSKI (1979) RATINGS FOR RMR

PARAMETER		RANGES OF VALUES				
1	Strength of intact rock material	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	For this low range-uniaxial compressive test is preferred
	Point load strength index	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa 1-5 MPa <1 MPa
	Rating	15	12	7	4	2 1 0
2	Drill core quality, RQD	50%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%
	Rating	20	17	13	8	3
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm
	Rating	20	15	10	8	5
4	Condition of discontinuities	Very rough surfaces. Not continuous. No separation. Unweathered wall rock.	Slightly rough surfaces. Separation < 1 mm. Slightly weathered walls.	Slightly rough surfaces. Separation < 1 mm. Highly weathered walls.	Slickensided surfaces. OR Gouge < 5 mm thick. OR Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm OR Separation > 5 mm Continuous
	Rating	30	25	20	10	0
5	Ground water in joint	Completely dry	Damp	Wet	Dripling	Flowing
	Rating	15	10	7	4	0

TABLE 2 - JOINT ADJUSTMENT RATING FOR JOINTS

CASE		Very Favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
P	$\frac{ \alpha_j - \alpha_s }{F_1} - 180^\circ$	> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	< 5°
T		0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P/T						
P	$\frac{ \beta_j }{F_2}$	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
P		0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T		1	1	1	1	1
P	$\frac{\beta_j - \beta_s}{F_3}$	> 10°	10° - 0°	0°	0° - (-10°)	< -10°
T		< 110°	110° - 120°	> 120°	--	--
P/T		0	-6	-25	-50	-60

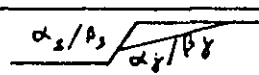
P Plane failure  
 T Toppling failure  


TABLE 3 - ADJUSTMENT RATING FOR METHODS OF EXCAVATION OF SLOPES

Method	Natural slope	Pre-splitting	Smooth blasting	Blasting or Mechanical	Deficient blasting
F <sub>4</sub>	+ 15	+ 10	+ 8	0	- 8

$$SMR = RMR - (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

TABLE 4 - TENTATIVE DESCRIPTION OF SMR CLASSES

Class No	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Description	Very bad	Bad	Normal	Good	Very good
Stability	Full Instable	Instable	Partially stable	Stable	Fully Stable
Failures	Big planar or soil-like	Planar or Big wedges	Some joints or Many wedges	Some blocks	None
Support	Reexcavation	Important Corrective	Systematic	Occasional	None

TABLE 5 CASE RECORD/STANDING SLOPES/PLANE FAILURE

CASE Number	ROCK	Exc. Meth.	SMR	CLASS	FAILURES	SUPPORT	REFERENCE (only 1st.author)
1	Limestone	P	85	I	None	None	ROMANA (1985)
5	Sandy marl	N	84	I	None	None	ROMANA (1985)
2	Limestone	P	77	II	3 small blocks W	Toe ditch	ROMANA (1985)
18	Gneiss	P	72-75	II	Small wedges d.c. W	None. Instrumented	GONZALEZ (1982)
10	Limestone	B	74	II	None	None	ROMANA (1985)
22	Dolostone	B	64-76	II	Small planes d.c. P	None	ROMANA (1985)
19	Limestone	SB	61-73	II	None	None. Instrumented	ROMAN BUJ (1982)
11a	Marl	SB	71	II	None. Failure a.w.P	None. See Nº 11b	CEDRUN (1976)
25a	Limestone	B	70	II	Small blocks W	Spot bolting	INTECSA (1984)
13	Sandstone/Siltstone	N	68	II	Some blocks W	None. Scaling	URIEL (1976)
4	Limestone	DB	59	III	Many blocks W	Inauf. toe ditch	ROMANA (1985)
14	Marls/Limestone	M	55	III	"Local problems"	None	R. MIRANDA (1972)
21	Gypsum rock	N	52	III	Some blocks (~1 m <sup>3</sup> ) W	Toe ditch. Fence	INTECSA (1983)
26a	Claystone/Sandstone	B	47	III	Big wedge (~15 m <sup>3</sup> ) W	Sist. bolts. Net	INTECSA (1984)
3	Claystone	M	46	III	Surface erosion	Toe ditch	ROMANA (1985)
8	Sandstone/Marl	B	43	III	Many blocks W	Sistematic bolting	LOPEZ (1981)
28	Limestone	DB	40	IV	Many failures P	Concrete wall	CORRECHER (1985)
20	Gypsum rock	N	31-43	IV	Big failure (~100 m <sup>3</sup> ) W	None	INTECSA (1983)
6	Sandy marl	M	32	IV	Blocks. Mud flows S	None	ROMANA (1985)
7	Sandstone/Marl	B	30	IV	Big plane failures d.c.P	Sistematic bolting Reexcavation	LOPEZ (1981)
9	Limestone	B	29	IV	Several blocks (~50 m <sup>3</sup> ) W	None	ROMANA (1985)

TABLE 6 CASE RECORDS / TOPPLING

CASE Number	ROCK	Exc. Meth.	SMR	CLASS	FAILURES	SUPPORT	REFERENCE (only 1st.author)
16b	Volcanic tuff/Diabase	P	74	II	None	Sistematic bolting	R. OYANGUREN (1972)
25b	Limestone	B	56	III	Some blocks	Sist. bolting / Net	INTECSA (1984)
26b	Sandstone/Claystone	B	56	III	No data	Sist. bolting / 2 Net	INTECSA (1984)
15a	Claystone/Marls/Lim.	M	21-37	IV	Total failure (T)	Reexcavated (to 15b)	R. MIRANDA (1972)
15b	Claystone/Marls/Lim.	M	60	III	Some cracks	None	R. MIRANDA (1972)
27b	Slates/Grauwacks	M	23	IV	Some failures	Shotcrete/Nets/Bolts.	INTECSA (1984)

TABLE 7 CASE RECORDS/FAILED AND REBUILT SLOPES/PLANE FAILURE

CASE Number	ROCK	Exc. Meth.	SMR	CLASS	FAILURES	SUPPORT	REFERENCE (only 1st.author)
11b	Marl	SB	36	IV	Almost total a.w.P	Reexcav. to joints	CEDRUN (1976)
16a	Volcanic tuff/Diabase	B	30	IV	Big plane failure P	Reexcavated (to 16b)	R. OYANGUREN (1972)
23a	Marls	B	16	V	Total failure a.w.P	Reexcavated (to 23b)	INTECSA (1984)
23b	Marls	B	42	III	Small blocks W	Toe wall/Anch./Fen.	INTECSA (1984)
24a	Marls	B	17	V	Total failure a.w.P	Reexcavated (to 24b)	INTECSA (1984)
24b	Marls	B	43	III	Small blocks W	Toe wall/Anch./Fen.	INTECSA (1984)
27a	Slates/Grauwacks	M	17	V	Soil like failure S	Reexcavated (to 27b)	INTECSA (1984)

## NOTES

## Excavation methods

## Failures

P	Presplitting	DB	Deficient blasting	d.c	during construction	W	wedge
SB	Smooth blasting	M	Mechanical excavation	a.w	after weathering	T	toppling
B	Blasting	N	Natural slope	P	plane	S	soil like

#### 4. CASE RECORDS

28 slopes with several degrees of instabilities have been registered and classified. 6 of these failed completely and have been reexcavated. In several cases the failure was due to weathering and happened long time after construction (at least one year). Results are shown in Tables 5, 6, 7 and seems offer a good concordance with stability classes as predicted by the proposed classification. That has given us encouragement enough to publish this communication. At the moment work goes on in several other slopes.

We would appreciate any criticism and external checking done by other people trying to apply the proposed classification methods.

#### 5. REFERENCES

- BIENIAWSKI, A.T. (1973). "Engineering classification of jointed rock masses". Trans. South Afr. Inst. of Civ. Eng. Vol 15, N12, pp. 335-344.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1976). "Rock mass classification in rock engineering". Proc. Symp. on Exploration for Rock eng. Balkema, Rotterdam. Vol 1, pp. 97-106
- BIENIAWSKI, S.T. (1979). "The Geomechanics Classification in rock engineering applications". Proc. 4th. Int. Cong. on Rock Mech. ISRM, Montreux. Balkema, Rotterdam. Vol 2 pp. 51-58.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1984). "Rock mechanics design in mining and tunnelling". Balkema, Rotterdam, Boston. Chap. 5, pp 55-95.
- BIENIAWSKI, Z.T. ; ORR C.M. (1976). "Rapid site appraisal for dam foundations by the Geomechanics Classification". Proc. 12 th Int. Cong. on Large Dams. ICOLD, México. Q46, R32, pp. 483-501.
- GOODMAN, R.E. (1976). "Methods of geological engineering". Est Publishing, San Francisco. pp. 192-199.
- GOODMAN R.E.; BRAY, J.W. (1977). "Toppling of rock slopes". Proc. Special. Conf. on Rock Eng. for Found. and Slopes, ASCE, Boulder. Vol. 2, pp 201-234.
- KENDORSKI, F.S.; CUMMINGS, R.A.; BIENIAWSKI, Z.T.; SKINNER E.H. (1983). "Rock mass classification for block caving mine drift support". Proc. 5th Int. Cong. on Rock Mech. ISRM, Melbourne. Section B.
- ROMANA, M. (1985). "Criterios para la aplicación de la clasificación de Bieniawski a los taludes". Univ. Politécnic de Valencia. Informe interno. No publicado.
- SERRANO, A.A.; CASTILLO, E. (1974). "A new concept about the stability of rock masses". Proc. 3th. Int. Cong. on Rock Mech. ISRM, Denver. Vol II-13, pp 820-826.
- STEFFEN O.K. H. (1976). "Research and development needs in data collection for rock engineering". Proc. Symp. on Exploration for Rock Eng. Balkema, Rotterdam. Vol 2, pp 93-104.

TUNNELLING EVALUATION USING THE SURFACE ROCK MASS CLASSIFICATION SYSTEM (SRC)

ABSTRACT:

The Surface Rock Mass Classification System (SRC) is described as a method to evaluate engineering geological conditions for tunnelling where the main source of information comes from surface data. This Classification is based on the RMR Geomechanical Classification, however in SRC new indices and correction factors are included to assess extrapolation of data from surface to tunnel depth, state of natural stresses, and the influence of construction conditions. The procedure to apply SRC is explained and the results from 80 tunnels and 2 mines are discussed.

1.- INTRODUCTION

Empirical methods for tunnel design has been widely used during the last decades due to the successful development of the Rock Mass Classification Systems (RMCS). Particularly the RMR System described by Bieniawski (1973) and the Q System described by Barton et al 1974. This methods are efficient when appropriate and representative geomechanical data are use. However during the early stages of tunnel design most of the engineering geological information are based on reconnaissance surveys. Limited number of deep site investigations are generally carried out, e.g. borehole drilling and geophysics, and few of this investigations reach the tunnel depth. Under this circumstances the application of RMCS are subjected to a high degree of geological uncertainties, depending on the geological complexity, the thickness of the overburden materials and the topographical relief.

To investigate the use of RMCS when most of data are obtained from surface investigations have been carried out in 80 tunnels and 2 mines in Spain. Rock mass quality indices were measured on surface and inside excavations, as well as the rock behaviour during construction.

2.- THE SRC GEOMECHANICAL CLASSIFICATION

The Surface Rock Mass Classification System (SRC) is based on the RMR System (Bieniawski 1973, 1979), and can be considered as a modification of this system to account extrapolation of surface data to tunnel depth. However new indices are included such as the state of stresses,

which is assessed from geological factors, and the influence of construction methods on rock mass quality. The indices considered in SRC are:

- Intact rock strength
- Spacing of discontinuities or RQD
- Conditions of discontinuities
- Water inflow into excavations
- State of stresses
- Construction methods

The procedure to evaluate these indices has been previously described (González de Vallejo 1983 and 1984). Nevertheless a brief description is given to explain the criteria to define the state of stresses and construction methods.

2.1.- State of Stresses

Natural stresses are highly dependent on tectonic and geomorphological processes, including paleotectonic, neotectonic, lithogenesis, lifting, subsidence, erosion, sedimentation, isostatic changes and topographic effects.

To assess high potential horizontal stresses due to these geological processes the following factors have been considered:

- Competence Factor (CF), included in the Q System, and defined as the ratio of the uniaxial compressive strength of the rock and the maximum vertical stress due to the overburden thickness.

TABLE 1. SRC GEOMECHANICS CLASSIFICATION

ROCK QUALITY INDICES	RANGE OF VALUES				
<b>1. INTACT ROCK STRENGTH</b> Point Load Test (MPa) Uniaxial Compressive Strength (MPa) Rating	> 8 > 250 20	8 - 4 250 - 100 15	4 - 2 100 - 50 7	2 - 1 50 - 25 4	Not applicable 25 - 5 - 1 - 1 2 - 1 - 0
<b>2. SPACING or R Q D</b> Spacing (m) R Q D (%) Rating	> 2 100 - 90 20	2 - 0.6 90 - 75 17	0.6 - 0.2 75 - 50 13	0.2 - 0.06 50 - 25 8	< 0.06 < 25 5
<b>3. CONDITIONS OF DISCONTINUITIES</b> Conditions Rating	Very rough surfaces Not continuous joints No separation Hard joint walls rock 30	Slightly rough surfaces No continuous joints Separation < 1 mm Hard joint wall nick 25	Slight rough surfaces Not continuous joints Separation 1 mm Soft or weathered joint walls 20	Slickensides surfaces Continuous joints Joints open 1-5 mm Gouge materials 10	Slickensides surfaces Continuous joints Joints open > 5 mm Gouge materials > 5 mm thick 0
<b>4. GROUND WATER</b> Inflow per 10 m tunnel length (litre/min) General conditions Rating	None Dry 15	< 10 Slightly moist 10	10 - 25 Occasional seepages 7	15 - 125 Frequent seepages 4	> 125 Abundant seepages 0
<b>5. STATE OF STRESSES</b> Competence Factor (see table 2) Rating Tectonic Activity Rating Stress Relief Factor (see table 2) Rating Neotectonic Activity Rating	> 10 10	10 - 5 5	5 - 3 5	< 3 10	-
	Zones near Faults/thrusts of Regional importance - 5		Compression Stresses 2		Tension Stresses 0
	> 200 0	200 - 80 5	80 - 10 8	< 10 10	Slopes and Valley Side areas 200 - 80 - 10 - 10 13 - 15
<b>6. ROCK MASS CLASSES</b> Class Number Rock Quality Rating	I Very Good 100 - 81	II Good 80 - 61	III Fair 60 - 41	IV Poor 40 - 21	V Very Poor < 20

TABLE 2. CORRECTIONS FACTORS

<b>INTACT ROCK STRENGTH</b> Strength index = I R S x D C F D C F < 30 % = 0.6 D C F > 30 < 50 = 0.7 D C F > 50 < 80 = 0.8 D C F > 80 % = 1.0	<b>NOTES</b> I R S = Intact Rock Strength D C F = Durability Correction Factor using Slake Durability Test T H C F = Tectonic History Correction Factor W C F = Weathering Correction Factor																										
<b>SPACING or R Q D</b> Spacing index = Spacing or R Q D x I H C F x W C F I H C F - Compressive fractures = 1.25 I H C F - Tension fractures = 0.8 I H C F - For depths < 50 m = 1.0	W C F - Weathering Grade > IV = 0.7 W C F - Weathering Grade III = 0.8 W C F - Weathering Grade I or II = 1.0																										
<b>CONDITIONS OF DISCONTINUITIES</b> The rating results obtained in Table 1 for this index adjust to orientation, according with Bieniawski (1979)																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Strike perpendicular to tunnel axis</th> <th colspan="2">Strike parallel to tunnel axis</th> <th rowspan="3">Dip 0° - 20° irrespective of Strike</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Drive with dip</th> <th colspan="2">Drive against dip</th> <th colspan="2"></th> </tr> <tr> <th>Dip 45° - 90°</th> <th>Dip 20° - 45°</th> <th>Dip 45° - 90°</th> <th>Dip 20° - 45°</th> <th>Dip 45° - 90°</th> <th>Dip 20° - 45°</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Very favourable 0</td> <td>Favourable 2</td> <td>Fair 5</td> <td>Unfavourable 10</td> <td>Very Unfavourable 12</td> <td>Fair 5</td> <td>Unfavourable 10</td> </tr> </tbody> </table>		Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis		Dip 0° - 20° irrespective of Strike	Drive with dip		Drive against dip				Dip 45° - 90°	Dip 20° - 45°	Dip 45° - 90°	Dip 20° - 45°	Dip 45° - 90°	Dip 20° - 45°	Very favourable 0	Favourable 2	Fair 5	Unfavourable 10	Very Unfavourable 12	Fair 5	Unfavourable 10
Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis		Dip 0° - 20° irrespective of Strike																					
Drive with dip		Drive against dip																									
Dip 45° - 90°	Dip 20° - 45°	Dip 45° - 90°	Dip 20° - 45°	Dip 45° - 90°	Dip 20° - 45°																						
Very favourable 0	Favourable 2	Fair 5	Unfavourable 10	Very Unfavourable 12	Fair 5	Unfavourable 10																					
<b>GROUND WATER</b> The rating obtained adjust it for	T H C F - Compressive fractures = 4 points T H C F - Tension fractures zero points I H C F - For depths < 50 m not applicable																										

TABLE 3. RATING ADJUSTMENT FOR CONSTRUCTION CONDITIONS

The Total Rating from Table 1 and 2 must be adjusted for the following factors:	
CONSTRUCTION FACTORS	POINTS
<u>Excavation Methods</u>	
Tunnelling Boring Machines, Continuous Miner, Cutter Machines, Mechanical Precort, etc.	+ 5
Controlled Blasting, Pre-splitting, Soft Blasting, etc.	0
Uncontrolled Blasting, or Bad Quality Blasting	10
<u>Support methods (See Note 1)</u>	
Class I	0
Class II	
< 10 days	+ 5
> 10 days < 20 days	5
> 20 days	20
Class III	
< 2 days	+ 5
> 2 days < 5 days	0
> 5 days < 10 days	5
> 10 days	20
Class IV and V	
< 8 hours	0
> 8 hours < 24 hours	10
> 24 hours	20
<u>Distance to adjacent excavations (See Note 2)</u>	
A/E < 2.5	20
2.5 < A/E < 10	10
A/E > 10	0
<u>Portals, Accesses, and areas with small overburden thickness (See Note 3)</u>	
P/E < 5	20
5 < P/E < 10	10
P/E > 10	0

NOTES

- (1) Based on Bieniawski (1979) graphic representation of the stand-up time and the unsupported span the rating are applied in relation with the maximum time that must be applied the appropriate support.
- (2) A/E is the Adjacent Excavation Factor defined as the ratio between the distance to an adjacent excavation, in metres, with respect to the main excavation under design, and the section of that adjacent excavation, in metres.
- (3) P/E is the Portal Factor defined as the ratio between the thickness of overburden and the section of the excavation, both in metres.

- Stress Relief Factor (SRF) defined as the ratio between the age (in years  $\times 10^{-3}$ ) of the last main tectonic deformation, and the absolute difference in level (in metres) between the present elevation of the tunnel and the level at which the rock could be sited during lithogenetic process. This data can be estimated with regional geological information, usually included in published geological maps.

- Tectonic Activity, is assessed considering the tectonic accidents and the predominant type of regional tectonic stresses, that can induced anisotropies in the stress fields directions and its magnitudes.

- Neotectonic Activity in terms of recent tectonic deformation and seismicity can also introduce horizontal stresses. This factor is evaluated on regional seismotectonic information.

2.2.- Construction Methods

The rock mass quality during tunnelling can be very much affected by the excavation and construction methods. The following factors can modify significantly the distribution and the amount of the induced stresses around excavations:

- Excavation methods
- Support systems
- Influence of portals, intersections and areas with small thickness of overburden.

Influence of excavation methods are evaluated as a function of the damage introduced in the rock mass. Support methods are estimated as a function of the Rock Mass Class and their related time to apply appropriate support measures, according with the span-up-time concept described by Bieniawski, 1979. The other factors are defined as functions of geometrical parameters, described in Table 3.

3.- APPLICATION OF THE SRC SYSTEM

SRC System procedure is showed in Tables 1, 2 and 3. Practical guidelines could be as follows:

- Step 1. Divide the tunnel trace in similar lithological zones.
- Step 2. Subdivide these zones in those which show similar structural or fracturing features.
- Step 3. Identify "critical points" along the tunnel trace.
- Step 4. Indicate the length and location of each zone in the geological cross section through the tunnel trace.
- Step 5. Apply geomechanical field data to rock mass quality indices, Table 1.
- Step 6. Apply correction factors, Table 2.
- Step 7. Obtain Classes of Rock for conditions before excavation, Table 1.



TABLE 4. SUPPORT ASSESSMENT

ROCK MASS CLASS	SUPPORT
Very Good Rock Class I SRC = 100-81	Generally No support required
Good Rock Class II SRC = 80-61	Locally Bolts or Shotcrete in crown, Occasionally bolting and shotcrete
Fair Rock Class III SRC = 60-41	Systematic bolting or shotcrete. Occasionally systematic bolting and Shotcrete in Crown and Sidewalls
Poor Rock Class IV SRC = 40-21	Systematic bolting with wire mesh. Shotcrete in crown and sidewalls Occasionally light steel ribs
Very Poor Rock Class V SRC < 20	Full Face systematic bolting, shotcrete and wire mesh and steel ribs. Occasionally close invert required

TABLE 6. AVERAGE VALUES OF RMR, Q AND SRC MEASURED EN SURFACE AND UNDERGROUND

LITHOLOGY	RMR (s)	Q* (s)	SRC	RMR (u)	LOCATION
SHALES	57	48	33	31	Peñarroya (1)
	20	31	32	27	Pajares (2)
	25	40	40	37	Pajares (2)
	37	48	48	42	Pajares (2)
SHALES + SANDSTONES	20	26	40	15	Pajares (2)
	38	42	53	52	Pajares (2)
	53	61	65	60	Pajares (2)
	38		42	40	Toledo (5)
SANDSTONES + MARLS	37	31	25	27	Andorra (1)
SANDSTONES + CONGLOM	40	59	59	50	Pajares (2)
	58	65	65	68	Pajares (3)
SANDSTONES + QUARZITES	52		63	70	Toledo (5)
LIMESTONES	38	54	55	52	Pajares (3)
	45	65	65	56	Pajares (2)
	55	75	75	64	Pajares (2)
QUARCITES	33	42	49	53	Pajares (2)
	45	56	63	62	Pajares (2)
	56	70	78	72	Pajares (2)
SCHISTS	63	34	48	55	Granada (4)
	55	37	47	50	Granada (4)
	42	31	46	38	Granada (4)
SCHISTS + QUARC	59	35	61	61	Granada (4)
	23	46	68	70	Granada (4)
	69	51	61	60	Granada (4)

Q\* = Related with RMR  
 Pajares RMR = 53.1 + 0.14 LQ (s) = Surface data  
 Other RMR = 0.14Q + 44 (u) = Underground data

(1) Coal Mine, (2) Motorway Tunnel, (3) -Railway Tunnel;  
 (4) Hydroelectric Tunnel, (5) -Underground Storage.

- Step 8.. Adjust ratings for construction conditions, Table 3, and obtain Classes of Rock during excavation, Table 1.

- Step 9. Assess design criteria from RMR -- correlations Table 4 and 5.

Critical points referred in Step 3 are those geological or geomechanical factors that could have a very unfavourable influence on tunneling. Some of the most important are:

- Tectonic accidents.
- Contacts between rocks of different geomechanical behaviour.
- Zones of large water leakage.
- Portal areas, access and zones of shallow overburden.
- Zones of potential plastification.
- Expansive, aggressive and abrasive terrains.

A practical example is following described to evaluate the state of stresses index.

3.1.- Case of Salto del Duque Tunnel

- Lithology: micaschists.
- Rock density 2.3 Mg/m<sup>3</sup>.
- Uniaxial Compressive strength 25 MPa (2,500 Tn/m<sup>2</sup>).
- Overburden thickness = 150 m.
- Competence Factor = 2,500/(2.3 x 150) = 7.2, Score from Table 1 = 5
- Tectonic Activity: last main tectonic deformation Alpine, around 12 mill. of years. Predominant stress field: compression, Regional faults present in the area. Score from Table 1: = 5.
- Stress Relief Factor (SRF): metamorphic rocks of low grade of metamorphism. Possible rock forming depth ranging from 5 to 10 km Tunnel elevation :1,500 m. Tunnel located in valley side.

$$SRF = (12,000,000 \times 10^{-3}) / (10,000 + 1,500) = 1.0$$

Alternatively,

$$SRF = (12,000,000 \times 10^{-3}) / (5,000 + 1,500) = 1.8$$

- In both cases the score from Table 1 = -15
- Neotectonic Activity: Although the tunnel is in a region of moderate seismicity, no major fault of recent age is near the area. Score from Table 1 = 0.
- Total Rating for the State of Stresses Index = -15.

3.2.- Design Criteria

Design criteria (Step 9) in terms of support, stability and construction methods can be assessed using the RMCS, Bieniawski 1984. As the SRC and the RMR System have the same Class ratings direct correspondance can be established by substitution the SRC for a RMR<sub>(s)</sub> corrected value for surface data. Table 4 shows guide lines for support measures, while Table 5 presents a correlation for support, stability and excavation sequences when the New Austrian Tunneling Method (NATM) is recommended.

TABLE 5. NATM ROCK MASS CLASSIFICATION AND SUPPORT (MUSSGER 1984), RELATED TO SRC (Sections higher than 40 m<sup>2</sup>).

ROCK MASS TYPES		1	2	3	4	5
		STABLE ROCK	SLIGHTLY UNSTABLE ROCK	MODERATELY FRIABLE ROCK	FRIABLE OR MODERATE PRESSURE EXERTING ROCK	HEAVY PRESSURE EXERTING ROCK
ROCK MASS PROPERTIES AND BEHAVIOR	STRUCTURAL FEATURES	Massive, few or no joints	Few joints, indistinct stratification	Stronger fracturing due to joints, foliation or stratification, some clayey gouge	Heavy fracturing due to multiple joints, strong tectonic movements, large mylonitic	Extremely fractured up to total loss of rock mass strength, mylonitic zones loosening to plastic consistency
	CHEMICAL	Unweathered	Unweathered to slightly weathered	Slightly weathered	Significant clay content in rock	Chemical disintegrated by weathering
	WATER	Without effect	Without effect	Minor effect	Moist, dripping	May affect rock mass strength
	ROCK MECHANICS	Uniaxial compressive strength of rock mass does not exceed tangential stress. Local support in crown, where tensile strength of rock mass is exceeded			Rock mass strength around tunnel circumference may be exceeded, support by creation of reinforced rock arch is required	
EXCAVATION	EXCAVATION SECTION	Full face	Full face	Top heading, bench	Top heading, bench	Top heading, bench
	LENGTH OF ROUND	Theoretically unrestricted	3.0 meters	2.5 meters in crown	1.5 to 2.5 meters in crown	Maximum 1.0 meter in crown
	STAND UP TIME	C: several months W: unlimited	C: several weeks W: several months	C: several days W: several weeks	C: several hours W: several days	C: up to 1 hour W: several hours
SUPPORT	ANCHORS	Expansion bolts randomly installed locally in crown prestressed, 3.0 meters long	Patterned grouted bolts in crown prestressed, 3.0 meters long	Patterned grouted bolts in crown and walls prestressed 4.0 meters long	Patterned, grouted bolts in crown and walls prestressed 4.0 to 6.0 meters long	Patterned, grouter dowels in crown and walls, non-prestressed, 6.0 meters long
	SHOTCRETE	Local sealing	Crown 10 cm Walls 5 cm	Crown 10 cm Walls 10 cm	Crown 15-20 cm Walls 15-20 cm	Crown 20-25 cm Walls 20-25 cm
	STEEL ARCHES	---	Crown welded wire fabric	Crown and walls welded wire fabric Crown: rebar straps, if required	Crown and walls welded wire fabric Crown: light steel ribs, torpling sheets, if required	Crown and walls welded wire fabric steel ribs Crown: for lining sheets, if required
	FACE	---	---	---	---	Shotcrete sealing, support core
	INVERT	---	---	---	Invert arch	Invert arch
	GROUTING	---	---	---	---	---
	TIME OF INSTALLATION	Outside of working face	After two rounds	Crown immediately after excavation Walls after two rounds	Immediately after excavation invert arch within 20 days	Immediately after excavation invert arch within 20 days
INSTRUMENTATION	Convergency measurements			Convergency measurements Extensometers, shotcrete, pressure cells		
SRC	> 75 (I-II)	74-60 (III)	59-25 (III-IV)	< 25 (IV-V)	Critical Points	

(1) Stresses in tunnel vicinity exceed rock mass strength, plastic zones exert pressure at lining, moderate lateral pressures and invert up-lift must be taken by completely closed reinforced rock arch.

Fig. 1.- Mean values of RMR, Q and SRC obtained from surface (s) and inside excavation (u). Data from 80 tunnels and 2 mines with sections ranging from 10 to 100 m.

(i) Data obtained from surface  
 (u) Data obtained inside excavation  
 ○ Correlated with RMR as showed in Table 6

- LEGEND**
- Shales
  - Shales and sandstones
  - Sandstones and marls
  - Sandstones and conglomerates
  - Sandstones and quartzites
  - △ Limestones
  - ▲ Quartzites
  - ▽ Schists
  - ▽ Schists and quartzites

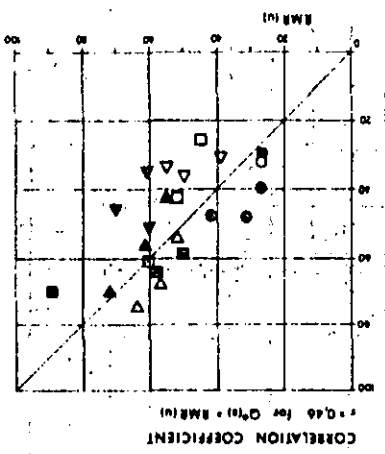
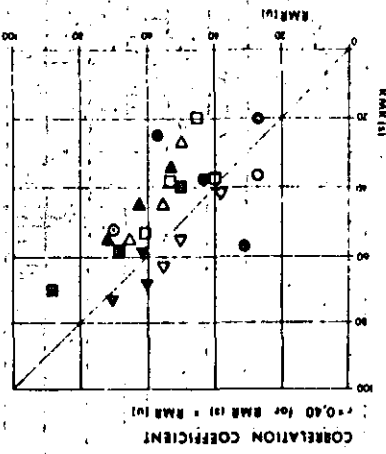
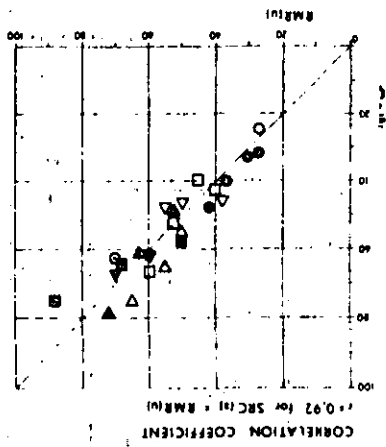
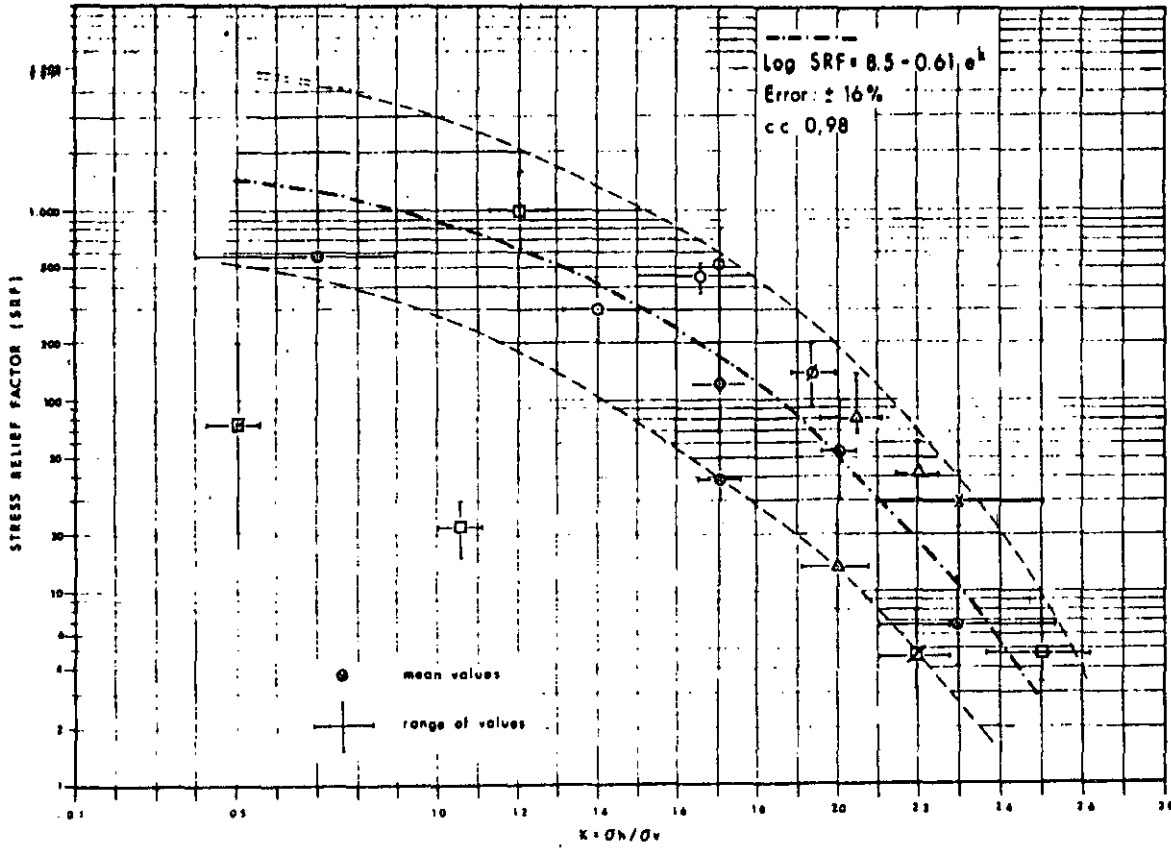


FIG. 2.- EMPIRICAL RELATIONSHIPS OF SRF AND  $\sigma_h/\sigma_v$



REFERENCES AND LOCATIONS OF DATA PLOTTED  
IN FIG. 2

- ⊙ GAY (1975) South Africa, Precambrian quartzites
- ⊠ HERGE I (1973) Canada, Precambrian volcanic rocks
- ⊙ HAST (1968) Sweden, Precambrian granites
- LNEC-Lisbon (1982) Spain, Hercynian shales
- ⊕ LISBACHER (1971) Canada, Precambrian quartzites
- ⊙ BENSON (1970) Canada, Precambrian gneiss
- ⊙ WROTNICKI (1976) Australia, Precambrian and Hercynian shales
- ⊙ MYHVANG (1976) Norway, Precambrian schists and gneiss
- ⊙ LNEC-Lisbon (1984) Spain, Hercynian shales and quartzites
- △ PINE (1983) United Kingdom, Hercynian and Alpine granites
- △ DOUGLAS (1983) United Kingdom, Hercynian slates
- × CHAPPEL (1984) Australia, Hercynian sandstones
- ⊙ ZOHACK (1980) USA -Calif. Alpine volcanic rocks
- ⊠ HAIMSON (1979) Canada, Precambrian granites
- ⊙ LEE (1978) USA, Hercynian dolomites
- ⊠ NAVALON (1979) Spain, Alpine limestones and marls
- HAIMSON (1981) USA, Alpine sandstones

#### 4.- DISCUSSION AND CONCLUSIONS

RMR, Q and SRC Systems have been analysed in 80 tunnels and 2 coal mines in Spain. In all cases the indices were measured on surface and inside excavation. A detailed description of these cases have been presented elsewhere, (Gonzalez de Vallejo 1984). Fig. 1 and Table 6 show a summary of these results and the obtained correlation coefficients. As it can be seen from that figure the best correlation between rock mass classifications from surface data and tunnelling behaviour is obtained from SRC System.

Empirical investigations on the state of stresses index used in the SRC, particularly the stress relief factor (SRF), suggest a possible relation between this factor and the natural stresses  $\sigma_h/\sigma_v$ . Fig. 2 shows selected data from a wide range of geological situations where this relation can be observed. Further investigations on tectonic stresses and engineering implications are undertaken (Gonzalez de Vallejo and Capote 1985).

The previous discussed results from tunnels and mines located in different geological and engineering situations indicate that tunneling conditions can be better evaluated by the SRC System, when the main source of information comes from surface data. The procedure to apply the SRC System needs regional geological information, geological mapping of the tunnel trace, geomechanical data from outcrops, and limited deep site investigations. This kind of information can be very useful for preliminary tunneling design. However, in areas of high mountain relief or difficult access to the tunnel trace, this kind of information could be the only one available before construction.

#### 5.- REFERENCES

- BARTON, N. LIEN, R. and LUNDE, J. 1974. Engineering Classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, Vol. 6, nº 4 (189-236).
- BIENIAWSKI, Z.T. 1973. Engineering Classification of jointed rock masses. Trans. South Africa Inst. Civil Enging. Vol. 15, nº 12 (335-344).
- BIENIAWSKI, Z.T. 1979. Tunnel Design by Rock Mass Classifications. Pennsylvania State University, U.S. Tech. Rep. CL-7919, 131 pp.
- BIENIAWSKI, Z.T. 1984. Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling. Ed. Balkema, 272 pp.
- GONZALEZ DE VALLEJO, L.I. 1983. A new rock Classification system for underground assessment using surface data. International Symposium Eng. Geol. and Underground Construction, Lisboa, Vol. 2 (85-94).
- GONZALEZ DE VALLEJO, L.I. 1984. La clasificación con mecánica SRC como sistema de cara de excavación de macizos rocosos aplicados a las obras subterráneas. VIII Simp. Soc. Esp. de Mecánica de Rocas. Madrid.
- GONZALEZ DE VALLEJO, L.I. and CAPOTE, R. 1985. Tectonic Stresses and engineering implications (on progress) Dept. of Geotectonic, Universidad de Madrid.
- MUSSGER, K. 1984. Pajares Tunnel Finite Element Study. Internal Report. Law-Geoconsult Inter. (Unpublished).



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

GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

MATERIALES DE CONSTRUCCION

ING. JOSE LUIS ROSAS LOPEZ .

NOVIEMBRE DE 1985

# BANCOS DE MATERIAL DE ENROCAMIENTO PARA ESCOLLERAS

	PAG.
1. INTRODUCCION	2
2. LAS ROCAS COMO MATERIAL DE ENROCAMIENTO	5
3. CARACTERISTICAS DE LAS ROCAS	10
4. FORMA Y TAMAÑO DE BLOQUES DE ROCA PARA ROMPEOLAS	20
5. CLASIFICACIONES DE CAMPO PARA DEFINIR TAMAÑOS Y FORMAS	23
6. ESPECIFICACIONES DE LAS ROCAS PARA ESCOLLERAS	28
7. EXPLORACION DE BANCOS	28

ING. ROLANDO DE LA LLATA R.

ING. JOSE LUIS ROSAS LOPEZ.

## 1. BANCOS DE MATERIAL DE ENROCAMIENTO PARA ROMPEOLAS.

### INTRODUCCION

Durante la última década, se han llevado a cabo en diferentes países grandes programas para la construcción de puertos, darse-  
nas, obras de protección costera y otras estructuras marinas.

Con relativa frecuencia, las obras se localizan en sitios difíciles, donde el material de construcción puede ser complicado de obtener o donde las condiciones marinas y climatológicas pueden ser extremosas. Poco se ha escrito con relación a la geología y al suministro de roca natural para estos fines de construcción, mientras que por otro lado, existe una amplia bibliografía sobre el concreto. En este trabajo se hace un resumen preeliminar del material utilizado, en particular de la durabilidad de las rocas.

La durabilidad se define como la habilidad de un material de soportar las fuerzas del intemperismo. Estas fuerzas pueden ser de índole químico o físico. El ambiente marino se considera como uno de los más agresivos para las obras civiles.

A continuación se describen las cuatro zonas principales de intemperismo y que operan en el medio marino costero: (figura 1).

ZONA I.



Zona de dispersión de sal,  
humedecimiento intermitente  
y de lluvia.

Zona I

Zona de humedecimiento y secado  
de agua de mar y lluvia

Nivel máximo de  
ola hipotética.

Zona II

Zona de humedecimiento y secado  
cíclico por el agua del mar  
(fluctuación de marea).

Bajamar

Zona III

Nivel mínimo de ola  
hipotética.

Zona permeablemente  
sumergida.

Zona IV

LAS CUATRO ZONAS PRINCIPALES DE  
AMBIENTE COSTERO MARINO.

FIGURA 1

Esta zona se caracteriza por estar encima el nivel de la ola máxima, la superficie de las estructuras es afectada por el agua que salpica a consecuencia del oleaje, así como por una abrasión ocasionada por la acción del viento y la arena. Esta zona se encuentra cubierta, generalmente, por sales debidas al constante humedecimiento y evaporación del agua. Los agentes principales del intemperismo son subáereos y los factores climatológicos juegan un papel importante.

## ZONA II

La zona II se localiza entre el pleamar y el nivel de la ola máxima. En esta zona, las olas lavan y erosionan por abrasión y existe un humedecimiento y secado discontinuo, además el intemperismo subáereo es todavía un factor importante. Sin embargo, las fuerzas existentes de secado y humedecimiento son los factores más importantes.

El intemperismo más severo se desarrolla en la zona de intermarea; en esta zona el metal y el concreto se corroen y deterioran más intensamente.

## ZONA III.

En esta zona organismos marinos locales juegan un papel importante. Así mismo los agentes subáereos son menos efectivos, siendo las fuerzas más severas las producidas por el ciclo de humedecimiento y secado es inexistente o muy limitado.

## ZONA IV

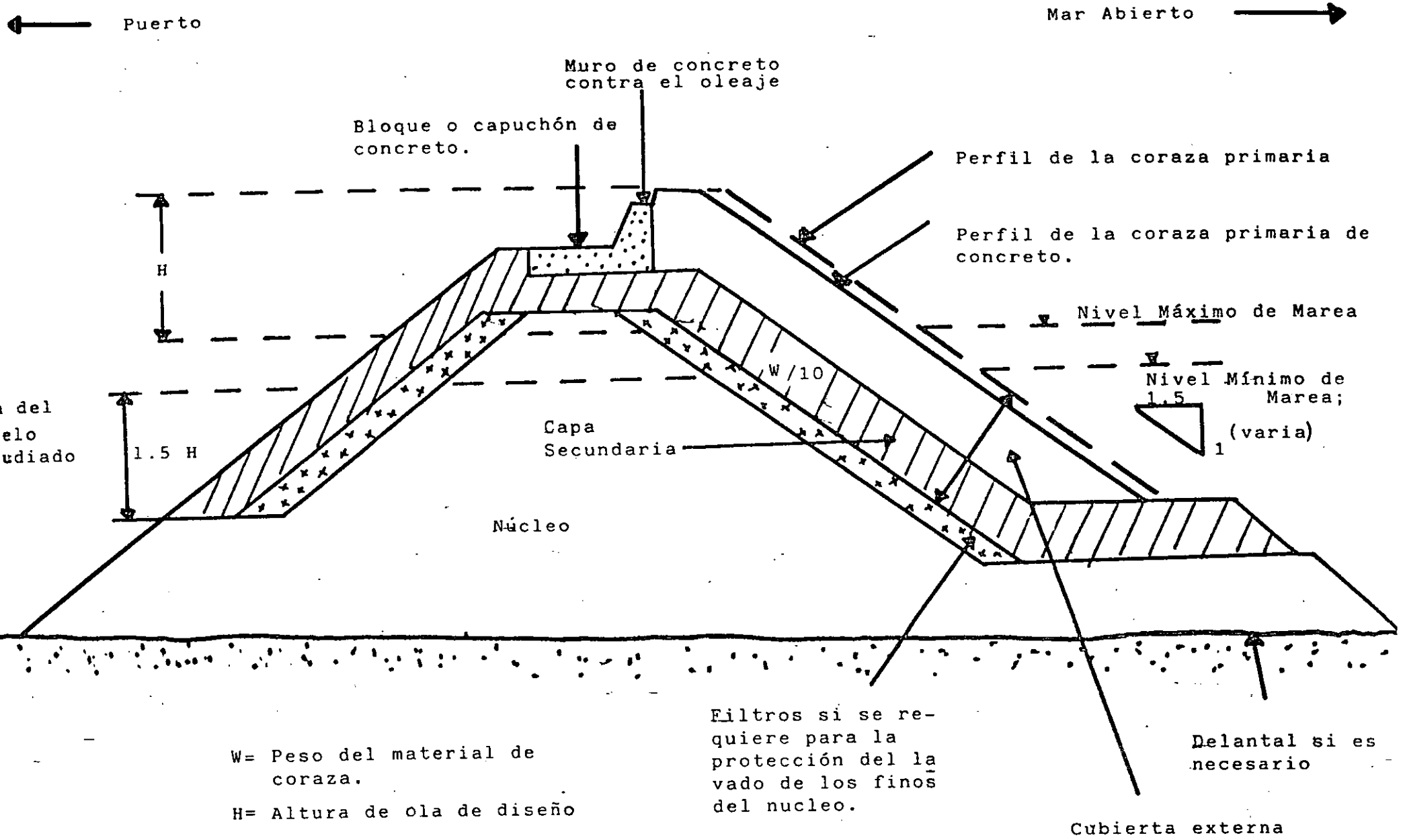
Esta zona permanece sumergida permanentemente debajo del nivel de bajamar; no hay intemperismo subaéreo, aunque influyen los cambios climatológicos como es la temperatura de las aguas y la fluctuación de las corrientes marinas. En general esta zona es la que menos erosión sufre.

### 2. LAS ROCAS COMO MATERIAL DE ENROCAMIENTO

Para el diseño de rompeolas y otras estructuras marinas, donde se utilizará roca natural como material de enrocamiento, no solamente será necesario realizar una investigación exhaustiva sobre el clima, oleaje y otras consideraciones marinas, sino que también, de la disponibilidad y cantidad necesarias de material para el proyecto. Por otro lado será necesario realizar una evaluación económica sobre la producción y suministro a un sitio determinado, pero sin olvidar las características de densidad, durabilidad y tamaño individual de fragmentos, indispensables para estos fines.

Aunque hay diferentes tipos de rompeolas, la figura 2 ilustra según Wakelin (1977) el uso de roca en una estructura sencilla.

Esta estructura consiste de un núcleo, constituido de fragmentos de roca suministrados principalmente por material de cascajo de una cantera y coloca sobre el fondo del mar, hasta llegar por encima del nivel del mar. El núcleo se protege de la acción de las olas por capas sucesivas de bloques de roca que aumentan de



SECCION TRANSVERSAL DEL ROMPEOLAS

FIGURA 2

tamaño fino, que se coloca inmediatamente sobre el núcleo. y se diseña con respecto al tamaño del material, del núcleo y de acuerdo al principio de diseño de filtros. De esta manera los finos del núcleo, no migran a través del filtro hacia afuera de la estructura.

Es común, que en este tipo de estructuras, (figura 2), el núcleo se construya a partir de la costa y se extiende hacia el mar por medio de camiones que descargan el material al fondo del mar, una vez que el núcleo sobresale del nivel del mar.

En este tipo particular de rompeolas, el diseño del núcleo debe contemplar que la corona se eleve por encima del nivel máximo del pleamar. Por otro lado, el núcleo debe contar con una cantidad reducida de finos, para que de esta forma estos materiales no migren y dañen la estructura por la acción del oleaje normal, antes de protegerse con la coraza.

La estabilidad de un rompeolas esta en función del peso y forma de los bloques individuales, así como de la pendiente del talud; considerando que estos fragmentos fueron colocados adecuadamente formando un enlace firme entre ellos y el núcleo. Se ha podido establecer que de acuerdo al peso de los fragmentos individuales de roca, la pendiente del talud puede variar; así pues, para las mismas condiciones de oleaje las pendientes más empinadas requieren de bloques más pesados y para pendientes más tendidas, rocas más ligeras.

La roca de la coraza puede consistir de una o varias capas, con las rocas más pesadas hacia el exterior. Hacia el lado de mar abierto, la coraza se lleva a una profundidad de 1.5 veces del diseño de la altura de la ola significativa; por debajo de este nivel, la coraza se puede reducir de peso y/o aumentarse la pendiente.

El tamaño de las rocas que se requieren para la corona y hacia el lado protegido, dependen de las funciones particulares del rompeolas. En el caso que no se requiera el acceso al rompeolas y que el diseño acepte que las olas sobrepasen la corona, entonces será necesario colocar el mismo tamaño de rocas que se utilice para el lado exterior de la estructura. En el caso de que se desee un muro de contención contra el oleaje y que éstas no rebase la corona, así como la de un camino de acceso al rompeolas, el tamaño de las rocas de la coraza pueden reducirse considerablemente hacia el lado protegido de la estructura.

La roca exterior de la estructura debe colocarse con mucho cuidado, tratando de que quede bien entrelazada y evitar los huecos al máximo. Esta labor puede ser difícil en la práctica si los fragmentos presentan formas laminares, alargadas e irregulares. En el caso de que los finos del núcleo, se laven la estructura puede perder soporte debajo de la coraza y por lo tanto, llegar a fallar.

Es conveniente proteger al núcleo por medio de un filtro que pre-

venga la pérdida de los finos, a través de los huecos de las capas subyacentes, pero que, además, cumpla con las condiciones adecuadas de drenaje. El diseñador deberá de usar su buen juicio, para especificar el peso y forma de los bloques, la pendiente en que se debe tender la estructura, definir el método de construcción y anticiparse a predecir el porcentaje de formas y tamaños de bloques que la cantera a explotar pueda suministrar. Por ejemplo, en el caso de una coraza para un rompeolas, es poco significativo especificar roca de 20 ton. y un pendiente de 1:2, si la disponibilidad de material con esta característica es mínimo, mientras que para una pendiente de 1:3, el peso de los bloques se puede reducir al orden de las 10 ton., simplificando considerablemente la posibilidad que la cantera pueda suministrar bloques de este peso.

En el caso de que una cantera no este aún en operación, es casi imposible precisar, el porcentaje de diferentes clases (formas y tamaños) de roca que se pueda producir. Sin embargo, cualquier información que se pueda obtener al respecto, siempre puede ser útil para el diseño del rompeolas.

Durante la construcción, la pendiente del rompeolas puede hasta cierto grado modificarse, una vez, que se ha adquirido conocimiento y experiencia de la cantera en cuestión.

Desde el punto de vista de estabilidad, las estructuras con pendientes suaves son más aconsejables, sin embargo, el volumen

del núcleo y de las capas subsecuentes se incrementan considerablemente, dificultándose además el método de construcción, ya que tendra que realizarse también desde el mar. Por otro lado, es mucho más económico construir una estructura con una pendiente fuerte y con roca disponible de un sitio cercano. En el caso de no contar con suficiente cantidad de bloques de roca, con las características adecuadas, puede llegar a ser más barato disponer, en última instancia, de bloques de concreto, que tender indefinidamente la pendiente del talud.

De acuerdo a ciertos estudios, se ha definido que los bloques de roca de menos de 20 toneladas son todavía económicamente manipulables, mientras que por otro lado, bloques de mayor tamaño son también difíciles de producir en gran cantidad.

### 3. CARACTERISTICAS DE LAS ROCAS.

La resistencia a la abrasión, la resistencia a la fractura bajo impacto y la resistencia al intemperismo, son las propiedades principales que una roca debe de poseer para resistir a las inclemencias del tiempo.

La tabla I muestra algunas pruebas que pueden guiar para determinar las características de durabilidad de las rocas sujetas al ambiente marino.

Estas pruebas, sin embargo, estan diseñadas principalmente para



PROPIEDAD DE LA ROCA	PRUEBA DE MATERIAL ROCOSO	PRUEBA DE REPRESENTACION SIMULADA
DUREZA RESISTENCIA A LA ABRASION	PRUEBA DE ABRASION A AGREGADO (BS 812) <sup>+</sup> PRUEBA DE METRICION A AGREGADO (BS 812) PRUEBA DE IMPACTO A AGREGADO (BS812)* PRUEBA DE TRITURA A AGREGADO 'BS 812)* PULIDO ESTIMADO DE LA ROCA (BS 812)+ DUREZA A LA RAYA (ASTM C-235)+ GRAVEDAD ESPECIFICA (BS 812)**	PRUEBA DE ABRASION A AGREGADO (BS 812) <sup>+</sup>  ABRASION LOS ANGELES (ASTM-C-535)
TENACIDAD RESISTENCIA A LA FRACTURA BAJO IMPACTO	PRUEBA DE IMPACTO A AGREGADO (BS 812)* PRUEBA DE TRITURACION DE AGREGADO (BS 812)* ESFUERZO COMPRESIVO NO CONFINADO (AGUA DE MAR Y AGUA FRESCA SECO Y MOJADO) (BS 812)** PRUEBA DE CARGA PUNTUAL (BROCH Y FRANKLIN 1972)** MARTILLO DE SCHMIDT (DUNCAN 1969)*	CAIDA DE ATRAS DE UNA CAMIONETA* PRUEBA COMO PARA MATERIAL ROCOSO PERO ANTES DE LAS PRUEBAS
FIRMEZA RESISTENCIA AL INTEMPERISMO Y LA DURABILIDAD	EXAMEN PETROGRAFICO (c.f. ASTM C-295)** ANALISIS MINERAL DE ARCILLAS (RAYOS, DTA, AZUL DE METILENO, ETC)* ABSORCION DE AGUA Y ABSORCION APARENTE, SUPERFICIE DE SATURACION SECA Y GRAVEDAD ESPECIFICA SECA AL HORNO. (BS 812 Y OTROS)**	FIRMEZA AL INTEMPERISMO (ASTM C-88)** CICLOS DE SECADO Y MOJADO (AGUA SALADA Y AGUA FRESCA)

\*\* LA PRUEBA POTENCIAL MAS APROPIADA PARA ROCAS DE ROMPEOLAS.

\* PRUEBAS UTILES.

+ PUEDEN SER ENGAÑOSAS

BS- NORMA BRITISH STANDARD

ASTM- NORMA DE LA AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS.

PRUEBAS QUE PUEDEN AYUDAR A EVALUAR LAS CARACTERISTICAS DE DURABILIDAD DE LA ROCA, EN UNA SITUACION MARINA.

TABLA 1

analizar el comportamiento de los agregados y debera tomarse mucho cuidado cuando los resultados se extrapolen para otros fines,

En este caso, las rocas se fragmentan por medio de quebradoras o por medios manuales, pero existe una influencia muy grande dependiendo del tamaño de las partículas (Dhir et. al. 1971) con la resistencia, sin embargo, se considera que todas estas pruebas aportan información valiosa del comportamiento potencial de la roca. Las pruebas más importantes son a través de la observación del comportamiento y desempeño de un mismo tipo de roca. El estudio petrográfico, es decir, un estudio geológico minucioso de la roca bajo el microscopio, y por otras técnicas, es de particular ayuda en manos expertas.

Deer y Miller (1966) han propuesto una clasificación ya comunmente aceptado para roca intacta y que afecta a la resistencia de la roca bajo impacto (es decir, resistencia al fracturamiento). Esta clasificación se basa en la comparación del módulo de Young y la resistencia a la compresión uniaxial. Estos autores establecen que pocas rocas exceden a  $225 \text{ MN/m}^2$  y aquellas que lo logren, son generalmente carente de poros con una textura como las cuarcitas, doleritas y basaltos densos. Las rocas que se encuentran dentro del rango de  $110$  a  $210 \text{ MN/m}^2$  corresponden a la mayoría de las rocas igneas, metamórficas resistentes y sedimentarias bien cementadas. Se considera que estas rocas son de alta resistencia, y la mayoría de las calizas y dolomias fallan a lo largo de este

rango.

Las rocas que varían entre los 60 a 110 MN/m<sup>2</sup> se consideran como de resistencia media e incluye la mayoría de las rocas sedimentarias de tipo porosas y metamórficas de tipo foliadas. Las rocas que presentan valores menores de resistencia, son por lo general rocas muy porosas, rocas sedimentarias pobremente cementadas o rocas ígneas y metamórficas muy foliadas. Las rocas que presentan todavía menor resistencia, deberán estar muy intemperizadas y pueden ser de cualquier origen.

Desde el punto de vista de la durabilidad, el contenido de minerales secundarios de tipo arcilloso, son de particular importancia, ya que el efecto al intemperismo sobre éstos es severo. Las microfisuras reducen también considerablemente la resistencia de las rocas.

Entre las pruebas más significativas de la resistencia al intemperismo de una roca, son las que se realizan con sulfatos y la absorción, pero ambas deberán interpretarse con cuidado.

Un estudio petrográfico, por lo general, puede indicar el grado de intemperismo que presenta una roca. Sin embargo, posiblemente el estudio más adecuado sea la de investigar casos históricos de estructuras cercanas, que hayan utilizado la misma roca y evaluar el comportamiento de ésta a través de los años. Deben tomarse también en consideración que las condiciones de servicio

sean semejantes, ya que de otra forma la comparación sería incorrecta.

Las tablas 2 y 3 resumen características importantes de las rocas sedimentarias, igneas y metamórficas. Las tablas son muy generales, pero describen algunas características geológicas.

Las rocas sedimentarias por lo general, tienen una resistencia que varia de baja a alta; la roca que tenga una textura bien enlazada, la resistencia sera alta. En el caso que sea porosa y/o tenga un cementante pobre, la resistencia disminuye.

Las rocas igneas tienen, por lo general, resistencia que varia de media a alta, y en algunos casos muy altos. Entre las características que reducen la resistencia de las rocas igneas estan las que tienen una textura vesicular, granos de diferente tamaño, foliadas, minerales poco resistentes y laminares.

En general las rocas igneas son propensas a tener un intemperismo subaéreo profundo (dentro de una escala de tiempo geológico), especialmente en lugares calientes y humedos. Estos mismos comentarios se aplican a las rocas metamórficas, muchas de las cuales, también se ven seriamente afectadas por el intemperismo subaéreo.

Las rocas metamórficas tienen un rango con respecto a la resistencia que varia de bajo a alto y en algunos casos a muy alto. Este rango de resistencia se debe al tamaño de los granos, porosidad,

TABLA 2

CARACTERISTICAS GEOLOGICAS SIMPLES DE  
ROCAS SEDIMENTARIAS MAS COMUNES

Tipo de Roca.	Rango típico de tamaños de grānos (mm).	Huecos visibles	Textura	Estado relativo de Intemperismo.	Rocas interestratificadas.	Espaciamiento típico de fracturas. (m)	Formas Típicas de fragmentos.	Distribución Típica.
Cuarcitas	2 - 02	Muy raro		Fresca	Arenisca Lilitas lutitas.	0.1 - 5	Equidimensional tabular.	Zonas locales.
Areniscas	2 - 0.06	No comun pero ocasionalmente.		Fresca a moderada.	Limolitas lutitas.	0.1 - 10	Equidimensional tabular.	Zonas extensas.
Limolitas	0.06-0.002	Muy raro		Fresca a moderada.	Areniscas lutitas calizas.	0.05 - 1	Tabular	Zonas extensas.
Lutitas	0.002	Muy raro		Fresca a altamente.	Areniscas limolitas calizas.	0.005-0.01	Muy tabular	Zonas extensas.
Calizas	2 - 0.01	Comunmente grandes a pequeñas.		Fresca.	Margas lutitas	05 - 1	Equidimensional tabular.	Zonas extensas.
Creta	0.01	Raro		Fresca a moderada.	Calizas margas.	0.1 - 2	Tabular equidimensional.	Zonas extensas.

CARACTERISTICAS GEOLOGICAS SIMPLES  
DE LAS ROCAS IGNEAS MAS COMUNES

TABLA 3

Tipo de roca.	Rango típico de tamaño de granos (mm).	Huecos visibles.	Estado relativo de intemperismo.	Espaciamiento típico de fracturas. (m)	Formas típicas de fragmentos.	Distribución típica.
Granito	20 - 2	Comunmente pequeños o microscópicos.	Fresco a moderado.	0.5 - 10	Equidimensional.	Zonas montañosas o escudos, extensos.
Dioritas	3 - 1	Raro	Poco a moderado.	0.2 - 10	Equidimensional tabular.	Zonas locales.
Gabro	5 - 2	Muy raro	Fresco a altamente.	0.5 - 10	Equidimensional.	Zonas montañosas locales.
Riolitas	Visibles con ayuda de lupa.	Raro	Fresco a poco.	0.1 - 2	Equidimensional prolado tabular.	Zonas locales.
Andesitas	Visibles con ayuda de lupa.	Pequeños a grandes raramente.	Poco a moderado.	0.2 - 3	Tabular prolado.	Superficies Extensos.
Basaltos	Visibles con ayuda de lupa.	Pequeños y grandes comunmente.	Fresca a altamente.	0.2 - 3	Tabular prolado equidimensional.	Superficies extensas.
Serpentinas	Visibles con ayuda de lupa.	Ninguno	Poco a altamente.	0.05 - 1	Equidimensional.	Zonas montañosas locales.

CARACTERISTICAS INGENIERILES SIMPLES DE ROCAS SEDIMENTARIAS,  
IGNEAS Y METAMORFICAS COMUNES, JUNTO CON NOTAS DE SU  
COMPORTAMIENTO MATERIAL DE ENROCAMIENTO PARA ROMPEOLAS.

TABLA 4

Rocas	1		2		Prueba de trituración de agregados (BS 812)	Esfuerzo a la Compresión Uniaxial-seco (MN/m <sup>2</sup> )	Notas
	Vel. Sismica Km/seg	Densidad Mg/m <sup>3</sup>	Absorción de Agua BS 812				
SEDIMENTARIAS	Quarcita	6.0 - 6.2 <sup>3</sup>	2.4-2.8	0.1 - 2.0	8.0-25.0	150 - 300	Generalmente bueno como coraza y núcleo A menudo es bueno como coraza y núcleo Puede ser buen núcleo. Puede ser conveniente para núcleo ocasionalmente. Usualmente bueno como coraza y núcleo pero en casos de rocas de tipo suave pueden ser malos. Puede ser conveniente para núcleo.
	Arenisca	1.4 - 5.0	2.1-2.7	1.0 -15.0	15.0-35.0	10 - 170	
	Limolita		2.1-2.3			5 - 100	
	Lutita	2.3 - 4.7 <sup>4</sup>	2.0-2.5	1.0 -10.0		5 - 100	
	Caliza	2.8 - 6.4	2.2-2.6	0.2 - 5.0	12.0-40.0	30 - 250	
	Creta	1.7 - 4.2	1.8-2.3	2.0 - 3.0	30-50	5 - 75	
IGNEAS	Granito	5.0 - 6.0	2.5-2.8	0.2 - 2.0	10.0-25.0	100 - 250	Usualmente bueno como coraza y núcleo, tener cuidado con la roca intemperizada.  Puede ser conveniente para núcleo. Puede ser conveniente para coraza y núcleo. A menudo buen como coraza y núcleo, cuidado con roca intemperizada A menudo bueno como coraza y núcleo.
	Diorita	5.8 - 6.4	2.7-3.05		12.0-30.0	150 - 300	
	Gabro	6.4 - 6.6	2.8-3.1	1.0 - 5.0	8.0-25.0	150 - 300	
	Riolita		2.4-2.6	1.0 - 8.0	16.0-35.0	75 - 200	
	Andesita	2.6 - 5.2	2.2-2.5	0.2 -10.0	18.0-40.0	50 - 200	
	Basalto	5.4 - 6.4	2.7-3.0	0.1 - 2.0	12.0-25.0	150 - 300	
	Serpentina	6.0 - 6.9	2.7-3.1		14.0-35.0		
METAMORFICAS	Pizarra	2.3 - 4.7	2.6-2.8		16.0-35.0	100 - 200	Puede ser conveniente como núcleo.  Puede ser conveniente como coraza o núcleo. A menudo bueno como coraza y núcleo pero cuidado con la roca intemperizada. A menudo bueno como coraza y núcleo
	Filita			0.5 - 6.0	22.0-40.0	40 - 150	
	Esquistos	4.2 - 5.0		0.4 - 5.0	20.0-35.0	50 - 150	
	Gneis	3.3 - 7.5	2.8-3.0	0.5 - 5.0	14.0-30.0	50 - 200	
	Marmol	3.7 - 6.9	2.6-2.7	0.5 - 2.0	20.0-35.0	100 - 275	

NOTAS:

1. Sólo las rocas frescas y ligeramente/moderadamente intemperizadas pueden ser consideradas.
2. Generalmente será ligeramente más baja que las superficies saturadas y después secas.
3. Todos los datos están dados en rangos de rocas típicas; no en extremos.
4. Espacios en la tabla, debido a datos insuficientes.
5. Esta prueba es representativa de agregados.

Según Fookes y Poole (1981)

proporción de minerales suaves y en particular, a la intensidad de pizarrosidad (cruce de foliación) que algunas rocas metamórficas presentan.

La anisotropía de la fábrica de la roca influye considerablemente al comportamiento, cuando una carga axial se aplica a lo largo o perpendicular al plano de foliación.

La tabla 4 muestra algunas características ingenieriles de las rocas y el comportamiento y función cuando se emplean como material de enrocamiento en rompeolas. Se presentan, así mismo, rangos de valores del comportamiento típico. El valor inferior, en la mayoría de los casos, indica que la roca está intemperizada hasta cierto grado, mientras que el valor superior, que la roca está en condiciones frescas; pueden encontrarse desde luego, valores extremos fuera de estos casos.

La erosión sobre una superficie de una roca puede ocurrir por abrasión, por el impacto de arena por efecto de la acción del viento o inclusive por pequeños movimientos entre dos bloques ocasionados por el oleaje de una tormenta. La resistencia a la abrasión, es un proceso complejo que se relaciona al grado de dureza (escala de dureza de Mohs) de la proporción de minerales y las características petrográficas de las rocas; es decir, el tamaño de los granos la naturaleza del enlace intergranular, la proporción, distribución y del cruce de los minerales, y el grado de



alteración por intemperismo de los minerales.

En las rocas sedimentarias y entre aquellas que sus minerales sean poco resistente y tengan crucero, como pueden ser las calizas y dolomias, están expuestas a un desgaste rápido.

Por otro lado, la resistencia a la abrasión de una roca silícea, que por lo general es alta, se puede ver afectada, ya que es generalmente dependiente al enlace intergranular. Por ejemplo, es por todos conocido que el pedernal es altamente resistente, mientras que, por otro lado, una arenisca constituida de granos de pedernal puede ser poco resistente a la erosión, en el caso, de que este pobremente cementada.

En las rocas sedimentarias con minerales de composición mezclada como las arkosas y las grauwackas, la resistencia a la abrasión varía y dependen exclusivamente del enlace intergranular que presenten. Las rocas ígneas ácidas, tal como los granitos y las riolitas frescas, tienden a resistir a la abrasión mejor que las rocas básicas, que presentan un alto contenido de minerales ferromagnesianos. Los minerales ferromagnesianos son por lo general menos duros que el cuarzo y los feldespatos alcalinos y, además, es común que estén afectados por microfisuras y cruceros. Estos minerales, se forman a muy alta temperatura y son metaestables a temperaturas normales, por lo que se encuentran sujetos a un rápido intemperismo químico, perdiendo significati-

vamente la resistencia cuando el enlace intergranular se ha deteriorado. La textura vesicular reduce también la resistencia de las rocas.

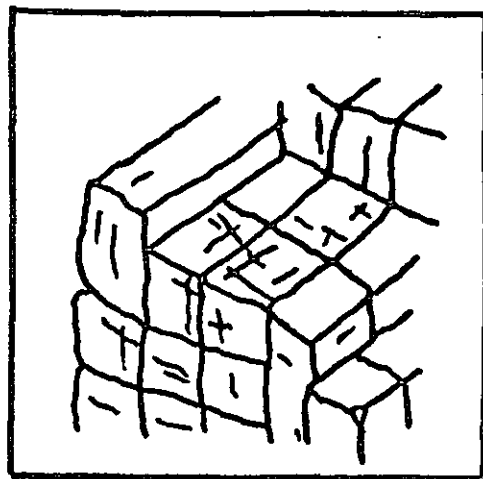
En el caso de las rocas metamórficas se puede aplicar los mismos comentarios, en particular los gneisses se asemejan a las rocas ácidas e intermedias mientras que los hornfels, a las cuarcitas. Ambos tipos de rocas metamórficas por su textura enlazada, son resistentes a la abrasión.

Las rocas que presentan foliación o esquistosidad, tal como los esquistos son por lo general moderadamente resistente a la abrasión.

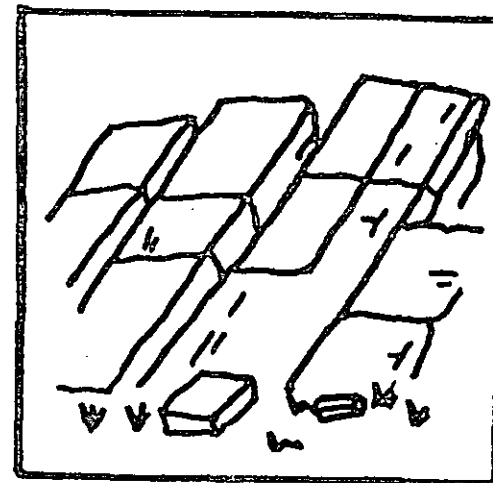
#### 4. FORMA Y TAMAÑO DE BLOQUES DE ROCA PARA ROMPEOLAS:

La mayoría de las rocas que se encuentran en la naturaleza, el intemperismo diferencial, influye sustancialmente en las formas y en ocasiones del tamaño de las rocas, que desde luego están directamente relacionadas con el espaciamiento y orientación de las discontinuidades como son la estratificación y las diaclasas. La figura 3, ilustra las formas que adquieren las rocas en las canteras. Como se observa en la figura, existe cierta relación entre el espaciamiento de las diaclasas y el tamaño de los fragmentos. El término "masivo", y que es ampliamente aceptado, se utiliza para macizos rocosos carentes de diaclasas y/o estratificación. Este tipo de cantera, será capaz de suministrar los fragmentos

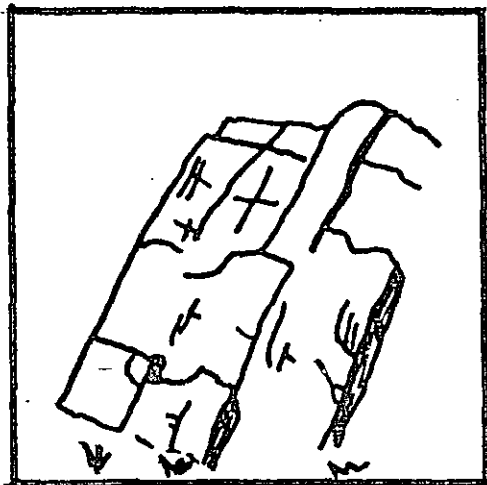
AFLORAMIENTOS IDEALIZADOS DE MACIZOS  
ROCOSOS, ILUSTRANDO FORMAS  
COMUNES DE EROSION.



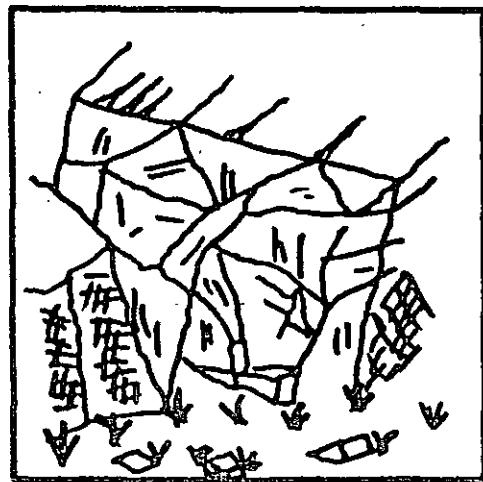
A.- Equidimensional



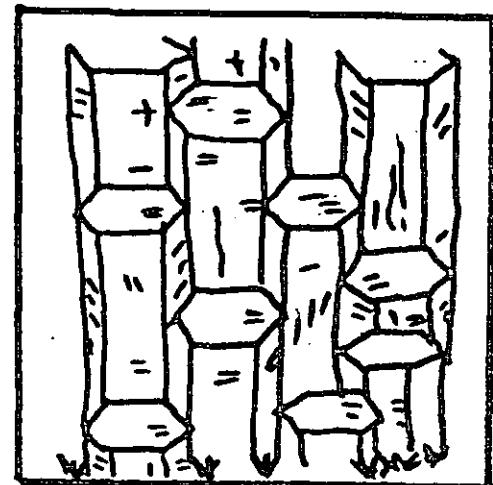
B.- Tabular  
(oblada)



C.- Laminar



D.- Irregular



E. Columnar  
(Prolada o Elongada)

más grandes.

Generalmente, el tamaño de una roca que una cantera puede producir será dependiente de la estratificación y el espaciamiento de las demás discontinuidades. En el caso de tener un banco de roca con estratificación y diaclasas muy cerradas, este nunca será capaz de producir bloques de roca de tamaños grandes, como los que se requieren para la coraza primaria de un rompeolas.

El modo de como se explote una cantera, es decir, tomando en consideración la profundidad de despalle, orientación, profundidad y espaciamiento de barrenación, carga de explosivos, etc. controla también, hasta cierto modo, el tamaño de bloques de roca. No obstante, la explotación debe llevarse a cabo con mucho cuidado, en conjunto con el conocimiento del patrón estructural existente para obtener y optimizar el tamaño de rocas requeridas. También debe tomarse mucho cuidado, durante el registro de la información y determinación, cuando las fracturas han sido "soldadas" por material cementante, pobremente soldados o simplemente abiertas. Durante la investigación de una cantera para material de enrocamiento, deberá tomarse en consideración el tipo de roca, la resistencia, la densidad, el estado de intemperismo y las características de las discontinuidades, como puede ser la orientación, número de familias, espaciamiento, continuidad y abertura.

Será de mucha ayuda estudiar las canteras próximas a la zona,

afloramientos naturales y la evaluación cuidadosa de núcleos de perforación.

## 5. CLASIFICACIONES DE CAMPO PARA DEFINIR TAMAÑOS Y FORMAS

Como se ha mencionado anteriormente, el tamaño refleja las características petrológicas y estructurales de las rocas. De acuerdo a la British Standard (BS812) las formas de los fragmentos de roca los agrupa en seis categorías:

- Redondeados
- Irregulares
- Angulares
- Laminares
- Elongados
- Laminar elongados

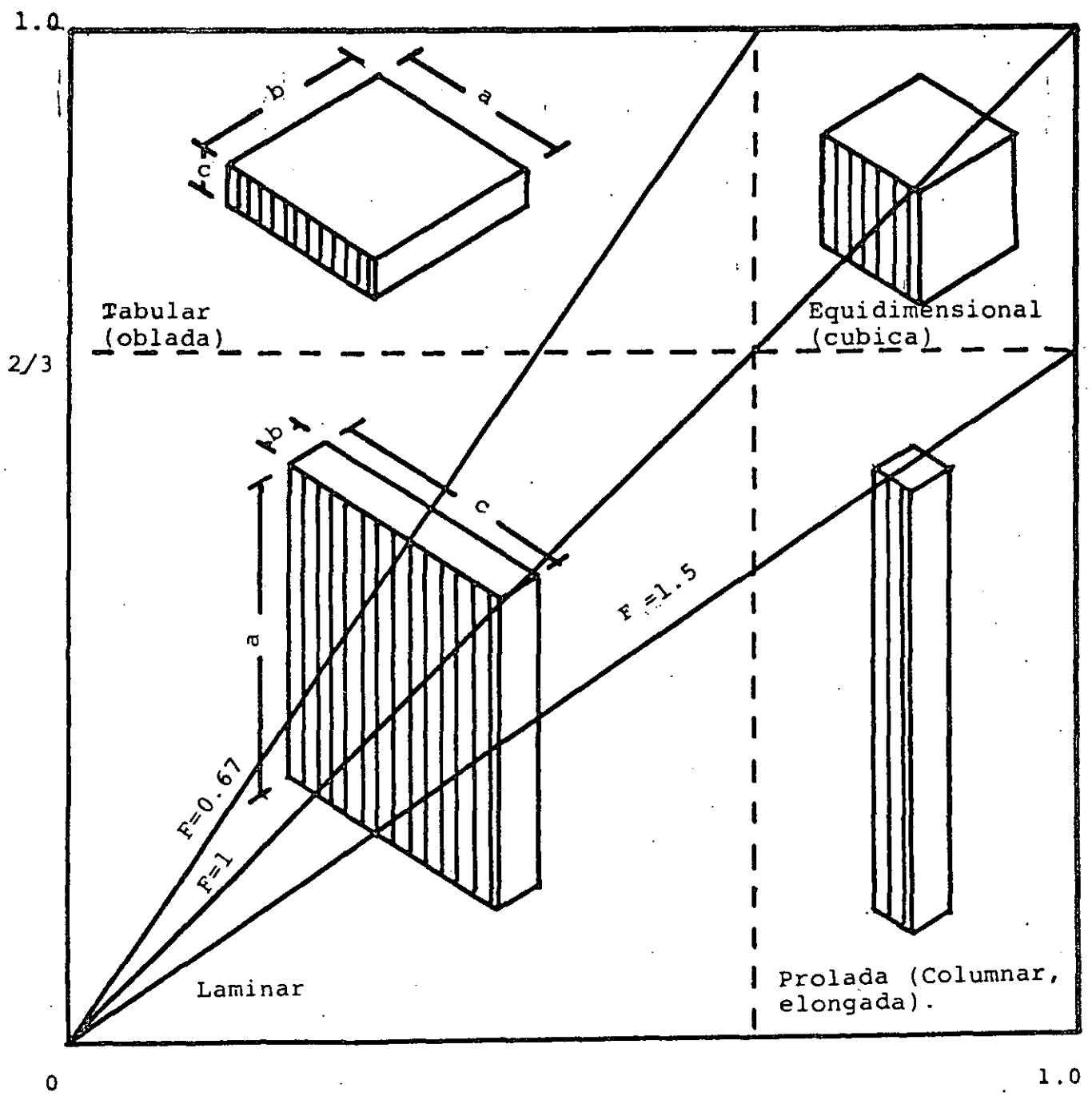
En las categorías consideradas entre las redondeadas, irregulares y angulares, las partículas se aproximan a fragmentos equidimensionales y para muchos proyectos pueden agruparse juntos. Sin embargo, los conceptos de la "British Standard" están diseñados principalmente para los agregados de concreto y pavimentos, y sería adecuado utilizar otros lineamientos para la clasificación de material para rompeolas.

La clasificación de formas de fragmentos de roca para caminos según Zings (1935), Roesslein (1941) y Lees (1964a) se basan en cua

tro tipos.

Estas formas requieren de una medición directa de los fragmentos individuales. La figura 4 (según, Zingg) muestra la manera geológica clásica de definir las formas de roca.

La figura 5 ilustra con una relación simple el peso de bloques prismáticos. Las gráficas de la figura 6, puede utilizarse por un geólogo con bastante provecho, para evaluar la forma y el peso potencial de los bloques que una futura cantera pueda proporcionar. La gráfica superior de la figura 6 permite calcular la gravedad específica de las rocas dentro de un rango que comunmente ocurre en la naturaleza. Estas gráficas también proporcionan el peso y volumen de las rocas que comunmente se utilizan en la construcción de las rompeolas. Las gráficas inferiores, conociendo de antemano las dimensiones de los bloques por las investigaciones de campo a lo largo de los afloramientos o núcleos recuperados pueden definir el volumen, y, por lo tanto, el peso de los bloques de rocas.



$$F = \frac{c}{b} = \frac{\text{Longitud menor}}{\text{Longitud intermedia}}$$

CLASIFICACION DE FORMAS SEGUN ZINGG

FIGURA 4

NOMOGRAMA PARA USO DE CAMPO  
QUE RELACIONA LA GRAVEDAD  
ESPECIFICA DE VOLUMEN Y PESO.

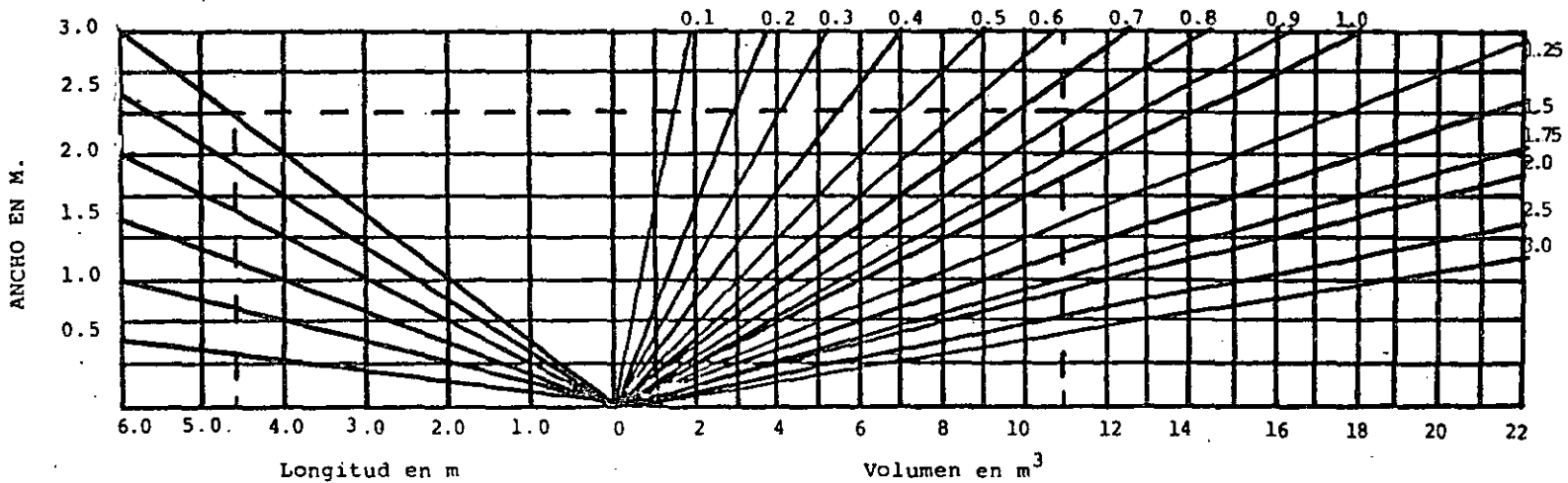
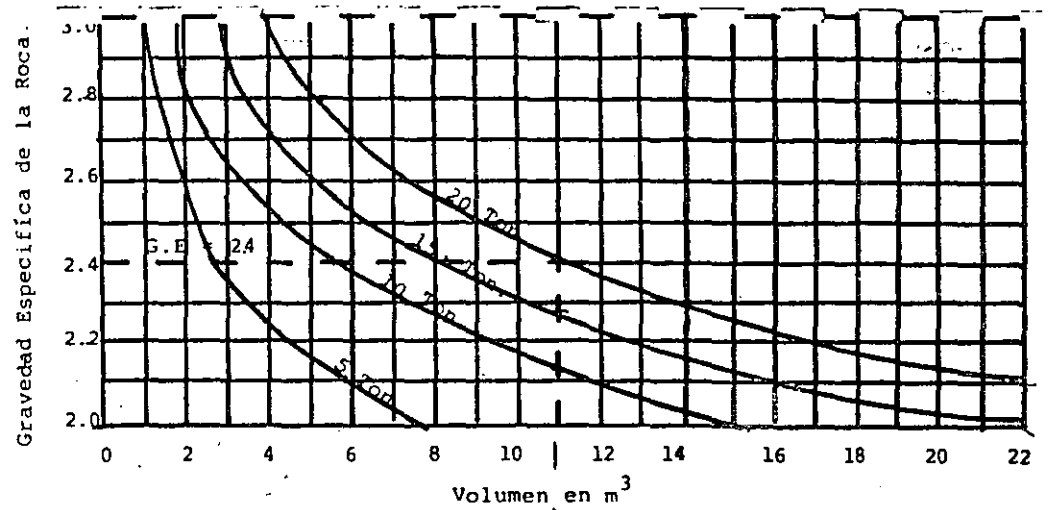
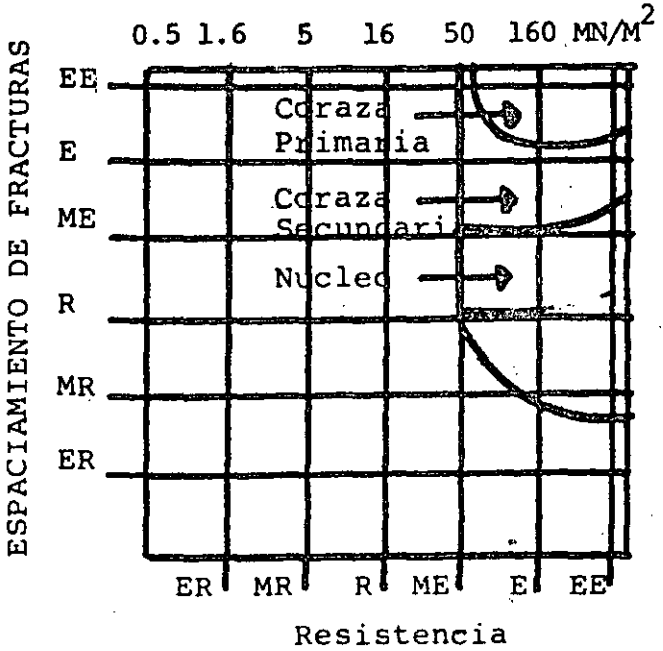
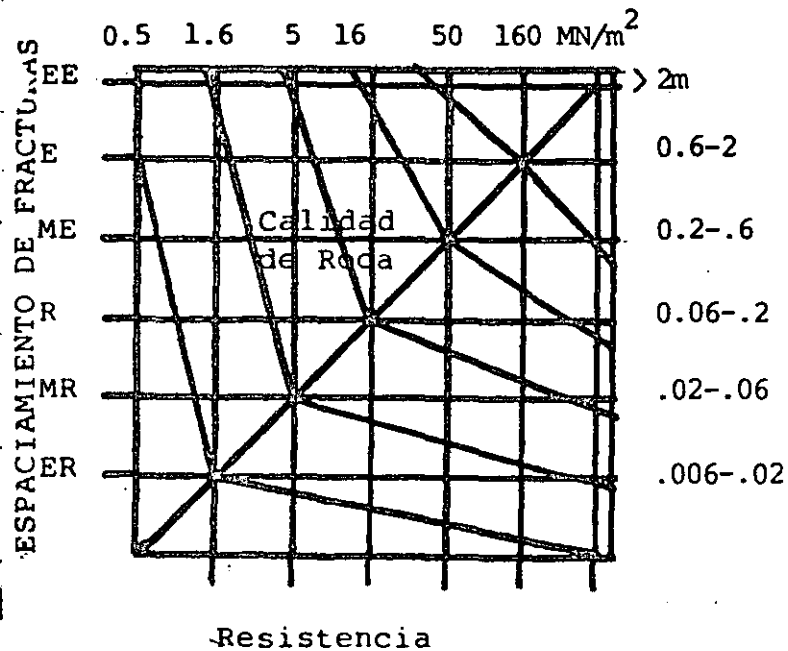


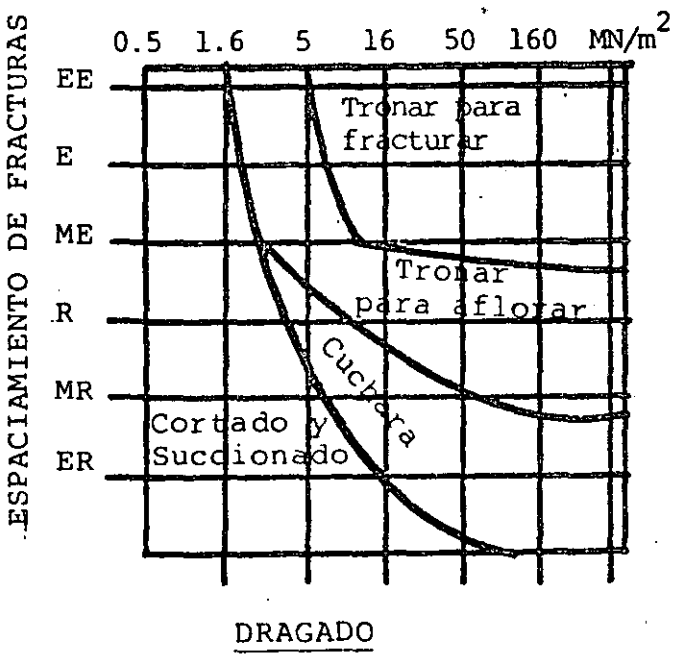
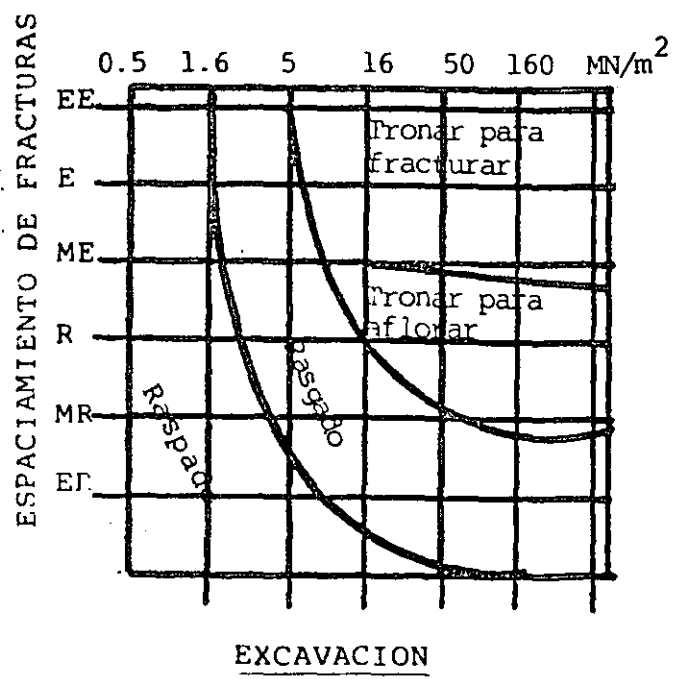
FIGURA 5

92





ROCAS PARA ROMPEOLAS



- EE - EXTREMADAMENTE EXPACIADAS
- E - ESPACIADAS
- ME - MEDIANAMENTE ESPACIADAS
- R - REDUCIDAMENTE ESPACIADAS
- MR - MUY REDUCIDAMENTE ESPACIADAS
- ER - EXTREMADAMENTE REDUCIDAS

Simple Relaciones graficas entre la facilidad de excavación y dragado y la selección de roca para rompeolas, debido al fracturamiento y resistencia al esfuerzo aniaxial.

FIGURA 6

## 6. ESPECIFICACIONES DE LAS ROCAS PARA ESCOLLERAS

La tabla 5 ilustra las características más importantes que se debe observar durante la inspección de campo en los materiales que se utilizaran en las rompeolas; también se enlista una serie de pruebas propuestas. Existe poca información que advierta sobre las especificaciones que deba reunir las rocas para rompeolas. Sin embargo, la figura 5 propone una guía preliminar para la selección de material de enrocamiento para rompeolas.

La secuencia a seguir durante una investigación para localizar el sitio más idóneo y desarrollar una cantera para explotar material de enrocamiento, en particular para escolleras, podría ser el siguiente: (Se presume que el proyecto se localiza en una zona donde existe poco conocimiento de la fuente de suministro. Obviamente en zonas donde se tenga mayor conocimiento, no será necesario que se realice una investigación tan intensa).

## 7. EXPLORACION DE BANCOS

### RECONOCIMIENTO

Esta fase preliminar de investigación deberá realizarse fácilmente por un geólogo. Será necesario, antes que nada, recabar la bibliografía existente de la región de estudio, mapas, fotografías aéreas, informes y conocimiento de proyectos históricos.

Con esta información, se podrá establecer las regiones con mayores

OBSERVACIONES ESPECIALES DE CAMPO, JUNTO CON PRUEBAS ACEPTADAS  
 COMO MATERIAL DE ENROCAMIENTO.

TABLA 5

	Pruebas u Observaciones	Rocas para coraza, capas secundarias y filtro.	Roca para núcleo.	Notas
OBSERVACIONES DE CAMPO	Grado de intemperismo.  Vel. Sísmica (Km/seg)  Espaciamiento de estratificación y diaclasas.  R.Q.D.	Fresca a ligeramente intemperizada.  > 4  > 1m típicamente.  70 - 100%	Fresca a moderadamente intemperizada.  > 3.5  0.2 - 1m  50 - 100%	Deberá de pasar las pruebas de aceptación  Solo una guía de campo preliminar  Una guía preliminar, la forma y tamaño del material de la cantera depende también en el patrón de voladura así como, la características de geometría y resistencia.  Sólo en núcleos bien perforados.
PRUEBAS COMUNMENTE ACEPTADAS	Forma  Gravedad específica aparente.  Absorción de Agua  Valor de fragmentación de agregados.  Pruebas de resistencia a la compresión uniaxial (seca y húmeda) (MN/m <sup>2</sup> )  Resistencia al intemperismo.	Prisma, dimensión máxima no mayor que veces la dimensión menor.  no < Ca 2.6  no > 2.5%  no > 20%  > 85  no > 8	Prisma, dimensión máx. no mayor que 2.5 veces la dimensión menor que no sean angulosos  no < Ca 2.5  no > 3%  no > 25%  > 50  no > 16	No se aplica a filtros. No se deben aceptar formas laminares y angulares. Se desean formas redondeadas y con alto coeficientes de esfericidad.  En algunas (calizas) corazas pueden ser no < Ca 2.45 y el núcleo no < Ca 2.4  Un buen guía pero no un dogma.  El valor de agregados por impacto es más sensible a material blando se puede también considerar la Prueba de Abrasión de Los Angeles;  La prueba de carga puntual (Franklin) es una buena aproximación.  Se podría requerir un cociente de húmedo/seco que no < 25% por el método de MgSo <sub>4</sub> . Sólo como guía.
Pruebas de Preaceptación	Examen Petrográfico.			Prueba elaborada en cada tipo de roca para ayudar a ser un sobre la durabilidad. Pruebas de contenido de arcillas puede ser necesario.

posibilidades.

Una vez decidiendo que sitios presentan las mejores posibilidades, se realiza una visita de reconocimiento, tanto local como regional, de la zona en cuestión.

Una segunda etapa, consistiría de llevar a cabo un levantamiento geológico y de esta forma establecer la calidad, magnitud y potencialidad de los bancos de roca.

La cartografía debera incluir los detalles siguientes:

1. Tipo de litología, resistencia, tamaño de granos; cementación; densidad; porosidad, etc.
2. Tipos de discontinuidades: número de familias, frecuencias, orientación, espaciamiento, continuidad y abertura etc. En este caso, la frecuencia de las discontinuidades definirán en gran medida la potencialidad de tamaño de bloques; la orientación definirá los frentes de explotación y la estabilidad de taludes.
3. Grado de intemperismo. Se deberá definir el espesor y naturaleza del material de despalle. El espesor del despalle influye directamente sobre los costos de explotación, como de acarreo. Por otro lado, la profundidad del intemperismo afecta de manera sustancial el suministro de bloques grandes.

4. Condiciones del nivel de agua.

En las canteras, el nivel freático, la permeabilidad de las rocas y el drenaje natural afecta a las operaciones. Estos factores pueden llegar a afectar la vida útil de una determinada cantera, ya que, el bombeo o el desvío del agua puede ser costoso.

5. Acceso. La cantera deberá contar con un acceso adecuado entre éste y la construcción.

6. Muestreo y Pruebas de Campo y Laboratorio.

Deberá realizarse un muestreo adecuado para que a su vez, las pruebas que se realicen sean representativas de las condiciones del sitio.

#### INVESTIGACIONES DETALLADAS

Basados en una información preliminar y reconocimiento de campo, se deberá realizar una investigación más profunda y detallada de los sitios con mejores perspectivas. Esta etapa de investigación deberá contemplar los siguientes proyectos de estudio:

1. Programa de perforación. En base a la cartografía geológica, deberá realizarse un programa de perforaciones con recuperación continua de núcleos. De esta forma, será posible atestiguar la continuidad o cambio en la calidad y cantidad de las rocas adecuadas.

2. Programa de Exploración Geofísica. Por medio de un estudio geofísico utilizando el método de sísmica de refracción sera posible determinar el espesor del material de despalme, el material intemperizado que cubre a la roca de buena calidad y las características físicas de elasticidad de los materiales.
3. Pruebas de Voladura. Aún con un conocimiento detallado con respecto al patrón de discontinuidades, es posible que los bloques de roca no se formen exclusivamente a lo largo de las juntas, ya que hasta un cierto punto son dependientes del arreglo y carga de las voladuras. Frecuentemente, es difícil predecir con certeza el tamaño de los bloques de roca que una posible cantera pudiera suministrar, sin antes haber realizado pruebas de voladuras.

CARACTERISTICAS INGENIERILES SIMPLES DE ROCAS SEDIMENTARIAS,  
IGNEAS Y METAMORFICAS COMUNES, JUNTO CON NOTAS DE SU  
COMPORTAMIENTO MATERIAL DE ENROCAMIENTO PARA ROMPEOCLAS.

TABLA 4

Rocas	1		2			Notas
	Vel. Sísmica Km/seg	Densidad Mg/m <sup>3</sup>	Absorción de Agua BS 812	Prueba de trituration de agregados (BS 812)	Esfuerzo a la Compresión Uniaxial-seco (MN/m <sup>2</sup> )	
SEDIMENTARIAS	3 Cuarcita	2.4-2.8	0.1 - 2.0	8.0-25.0	150 - 300	Generalmente bueno como coraza y núcleo A menudo es bueno como coraza y núcleo Puede ser buen núcleo. Puede ser conveniente para núcleo oca- cionalmente. Usualmente bueno como coraza y núcleo pero en casos de rocas de tipo suave pueden ser malos. Puede ser conveniente para núcleo.
	Arenisca	2.1-2.7	1.0 -15.0	15.0-35.0	10 - 170	
	4 Limolita	2.1-2.3	1.0 -10.0	15.0-35.0	5 - 100	
	Lutita	2.0-2.5	0.2 - 5.0	12.0-40.0	30 - 250	
	Caliza	1.8-2.3	2.0 - 3.0	30-50	5 - 75	
Creta	1.7 - 4.2	1.8-2.3	2.0 - 3.0	30-50	5 - 75	
IGNEAS	Granito	2.5-2.8	0.2 - 2.0	10.0-25.0	100 - 250	Usualmente bueno como coraza y núcleo, tener cuidado con la roca intemperizada.  Puede ser conveniente para núcleo. Puede ser conveniente para coraza y núcleo. A menudo buen como coraza y núcleo, cuidado con roca intemperizada A menudo bueno como coraza y núcleo.
	Diorita	2.7-3.05	1.0 - 5.0	12.0-30.0	150 - 300	
	Gabro	2.8-3.1	1.0 - 8.0	8.0-25.0	150 - 300	
	Riolita	2.4-2.6	0.2 -10.0	16.0-35.0	75 - 200	
	Andesita	2.2-2.5	0.1 - 2.0	18.0-40.0	50 - 200	
	Basalto	2.7-3.0		12.0-25.0	150 - 300	
	Serpentina	2.7-3.1		14.0-35.0		
METAMORFICAS	Pizarra	2.6-2.8	0.5 - 6.0	16.0-35.0	100 - 200	Puede ser conveniente como núcleo.  Puede ser conveniente como coraza o núcleo. A menudo bueno como coraza y núcleo pero cuidado con la roca intemperiza- da. A menudo bueno como coraza y núcleo
	Filita		0.4 - 5.0	22.0-40.0	40 - 150	
	Esquistó			20.0-35.0	50 - 150	
	Gneis	2.8-3.0	0.5 - 5.0	14.0-30.0	50 - 200	
	Marmol	2.6-2.7	0.5 - 2.0	20.0-35.0	100 - 275	

NOTAS:

1. Sólo las rocas frescas y ligeramente/moderadamente intemperizadas pueden ser consideradas.
2. Generalmente será ligeramente más baja que las superficies saturadas y después secas.
3. Todos los datos están dados en rangos de rocas típicas; no en extremos.
4. Espacios en la tabla, debido a datos insuficientes.
5. Esta prueba es representativa de agregados.

Según Pookes y Poole (1981)

OBSERVACIONES ESPECIALES DE CAMPO, JUNTO CON PRUEBAS ACEPTADAS  
COMO MATERIAL DE ENROCAMIENTO.

TABLA 5

	Pruebas u Observaciones	Rocas para coraza, capas secundarias y filtro.	Roca para núcleo.	Notas
ESERVACIONES DE CAMPO	Grado de intemperismo.  Vel. Sísmica (Km/sog)  Espaciamiento de estratificación y diaclasas.  R.O.D.	Fresca a ligeramente intemperizada.  > 4  > 1m típicamente.  70 - 100%	Fresca a moderadamente intemperizada.  > 3.5  0.2 - 1m  50 - 100%	Deberá de pasar las pruebas de aceptación.  Solo una guía de campo preliminar.  Una guía preliminar, la forma y tamaño del material de la cantera depende también en el patrón de voladura así como, la características de geometría y resistencia.  Sólo en núcleos bien perforados.
PRUEBAS COMPLEMENTARIAMENTE ACEPTADAS	Forma  Gravedad específica aparente.  Absorción de Agua  Valor de fragmentación de agregados.  Pruebas de resistencia a la compresión uniaxial (seca y húmeda) (MN/m <sup>2</sup> )  Resistencia al intemperismo.	Prisma, dimensión máxima no mayor que veces la dimensión menor.  no < Ca 2.6  no > 2.5%  no > 20%  > 85  no > 8	Prisma, dimensión máx. no mayor que 2.5 veces la dimensión menor que no sean angulosos  no < Ca 2.5  no > 3%  no > 25%  > 50  no > 16	No se aplica a filtros. No se deben aceptar formas laminares y angulares. Se descan formas redondeadas y con alto coeficientes de esfericidad.  En algunas (calizas) corazas pueden ser no < Ca 2.45 y el núcleo no < Ca 2.4  Un buen guía pero no un dogma.  El valor de agregados por impacto es más sensible, a material blando se puede también considerar la Prueba de Abración de Los Angeles;  La prueba de carga puntual (Franklin) es una buena aproximación.  Se podría requerir un cociente de húmedo/seco que no < 25% por el método de MgSO <sub>4</sub> . Sólo como guía.
Pruebas de Preaceptación	Examen Petrográfico.			Prueba elaborada en cada tipo de roca para ayudar a ser un sobre la durabilidad. Pruebas de contenido de arcillas puede ser necesario.

34



## BANCOS DE MATERIAL PARA AGREGADOS DE CONCRETO

### PRESENTACION

#### 1. INTRODUCCION

- 1.1. LOS AGREGADOS Y EL CONCRETO
- 1.2. FALLAS DEL CONCRETO Y SURELACION CON LA PRESENCIA DE AGREGADOS PERJUDICIALES.

#### 2. PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS

- 2.1. DESCRIPCION DE LAS PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS
  - 2.1.1. GRANULOMETRIA
  - 2.1.2. FORMA Y REDONDEZ DE LA PARTICULA
  - 2.1.3. ABSORCION Y HUMEDAD SUPERFICIAL
  - 2.1.4. PROPIEDADES SUPERFICIALES (TEXTURA)
  - 2.1.5. IMPUREZAS
  - 2.1.6. PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS
  - 2.1.7. PROPIEDADES QUIMICAS Y MINERALOGICAS
- 2.2. SELECCION DE AGREGADOS

#### 3. CLASIFICACION DE AGREGADOS

- 3.1. AGREGADOS NATURALES
  - 3.1.1. GRAVAS Y ARENAS NATURALES
  - 3.1.2. GRAVAS Y ARENAS TRITURADAS
- 3.2. AGREGADOS ARTIFICIALES
  - 3.2.1. ESCORIA DE ALTOS HORNOS
  - 3.2.2. AGREGADOS LIGEROS

5. EVALUACION DE BANCOS DE AGREGADO

5.1. LA EXPLORACION GEOLOGICA

5.2. PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACION Y MUESTREO.

TEMA IV

PRESENTACION

37

El Tema IV trata lo relativo a los bancos de material para la obtención de los agregados de concreto; el tema se ha subdividido en cinco capítulos:

El primero es una introducción acerca de los agregados, su papel en la elaboración del concreto y la importancia de los agregados en las fallas del concreto; así mismo, se presenta un artículo (Mather, 1982) sobre el comportamiento del concreto en el mar.

El capítulo segundo son notas preparadas por el autor acerca de las propiedades que deben presentar los agregados, analizando brevemente cada propiedad; Se concluye con una guía práctica acerca de los criterios para realizar una selección adecuada de los agregados.

EL tercer capítulo describe una clasificación de los agregados, muestra las ventajas y desventajas de cada tipo y analiza todas las fuentes naturales y artificiales de donde pueden obtenerse la grava y la arena; y algunas de las características principales de cada tipo de depósito.

El cuarto capítulo pretende mostrar las especificaciones y métodos de prueba más comunes que deben llevarse a cabo en los agregados de concreto.

Para esto se presenta una tabla resumen de las pruebas comunes elaborada por Fookes, (1980) y copias de las especificaciones, que maneja la Comisión Federal de Electricidad.

El capítulo quinto muestra la forma de evaluar la potencialidad y calidad de los bancos de agregados; para esto se prepararon breves notas relativas a la exploración geológica y se anexan las normas de procedimiento y muestreo que sigue la Comisión Federal de Electricidad.

## 1. INTRODUCCION

### 1.1. Los agregados y el concreto:

El concreto puede en muchos casos considerarse como una roca hecha por el hombre. Es un material compuesto que consiste esencialmente de una pasta dentro de la cual estan embebidos fragmentos de un relleno de roca relativamente inerte, llamados agregados. La pasta de cemento es una mezcla de cemento portland y agua, y ordinariamente comprende entre el 20-40% del volumen total de concreto (Figura 1.1). EL porcentaje de cemento oscila entre el 6 y 18% y el agua entre 14 y 22%. Los agregados varían entre el 60 y 80% del concreto.

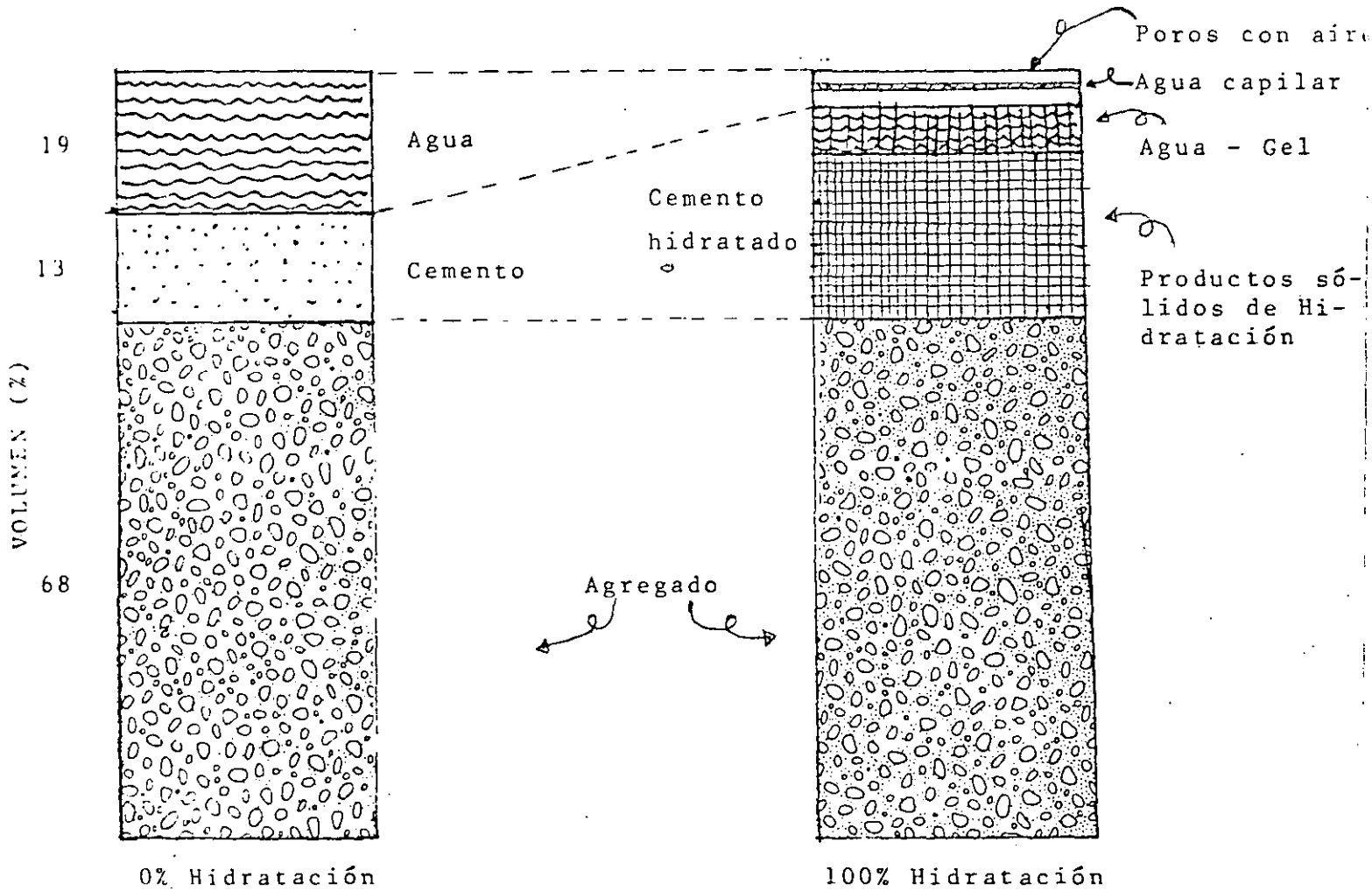
Los agregados son materiales granulares como arenas, gravas, roca triturada o escorias de fundición. Después de los cambios de volumen debido a la contracción por secado, de la mezcla

FIGURA 1.1

AGREGADOS EN CONCRETO

PROPORCION POR PESO:

{ RELACION AGUA/CEMENTO = 0.48  
RELACION AGREGADO/CEMENTO = 4.5



agua-cemento, el agregado es un relleno económico que reduce el costo del concreto.

Las propiedades de los agregados afectan significativamente la trabajabilidad del concreto plástico y la durabilidad, resistencia, propiedades térmicas y el peso unitario del concreto endurecido.

#### 1.2. Fallas en concreto y la relación con la presencia de agregados.

El concreto se encuentra seguido expuesto a esfuerzos de tensión internos los cuales, comúnmente, no son considerados en el diseño de la estructura, y el concreto, siendo de baja resistencia a la tensión, se agrieta si los esfuerzos son apreciables. Muchas condiciones que producen tensión no son rápidamente evitables, por lo que, en general, las grietas tensionales provocan uno de los más serios problemas en la construcción de concreto.

La figura 1.2 es una base general para la clasificación de las causas más comunes de agrietamiento, la cual puede ser de ayuda en la detección de la causa y la aplicación de las medidas correctivas. En la figura se destacan cuales son las grietas que pueden estar relacionadas con la presencia de los agregados.

En la figura 1.3 se resumen en una forma simple una clasificación de los materiales potencialmente peligrosos; esto se pre-

SIFICACION  
MARIA

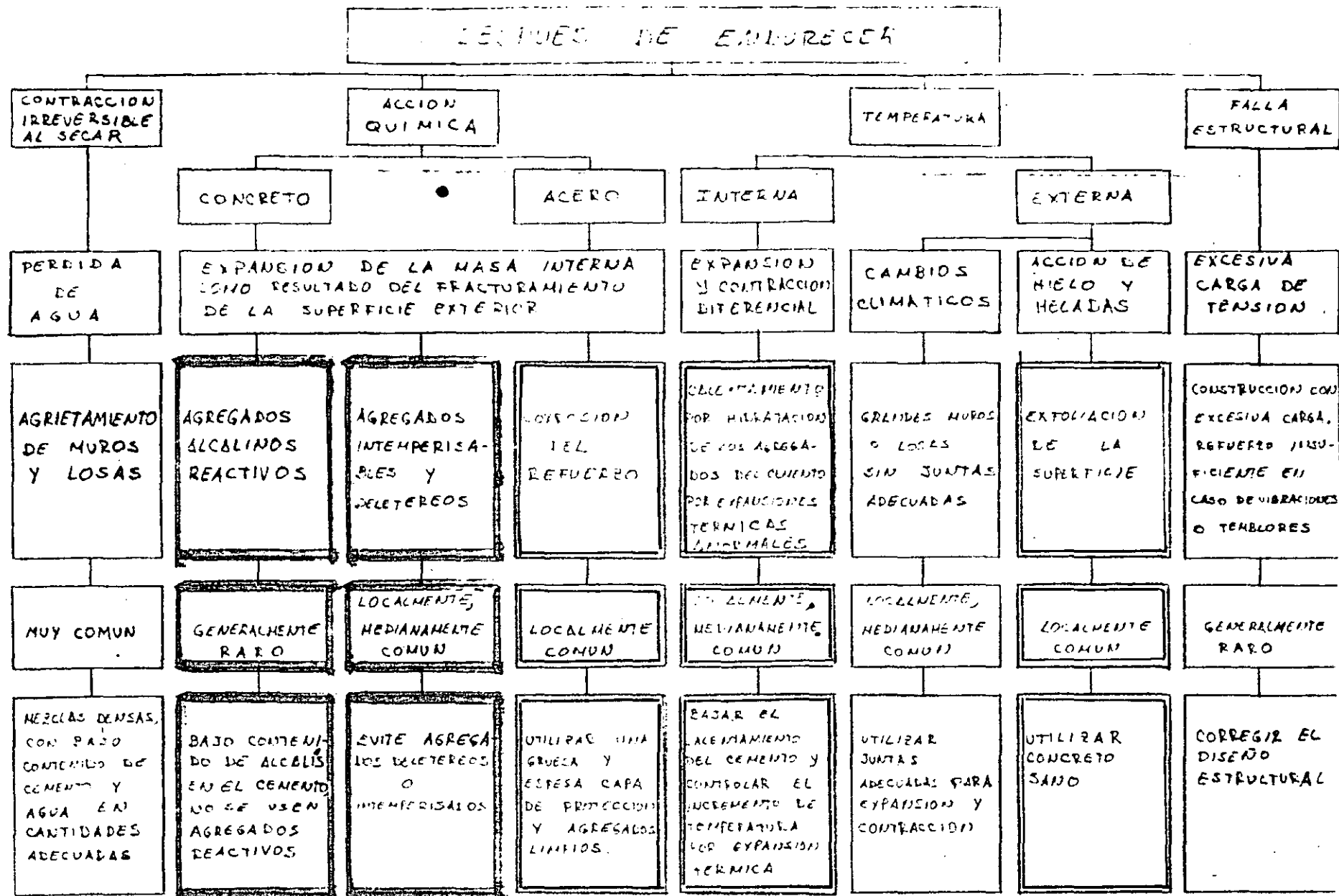
SIFICACION  
CULADRIA

USA

EMPLEO

PREVALENCIA

COMENDACION



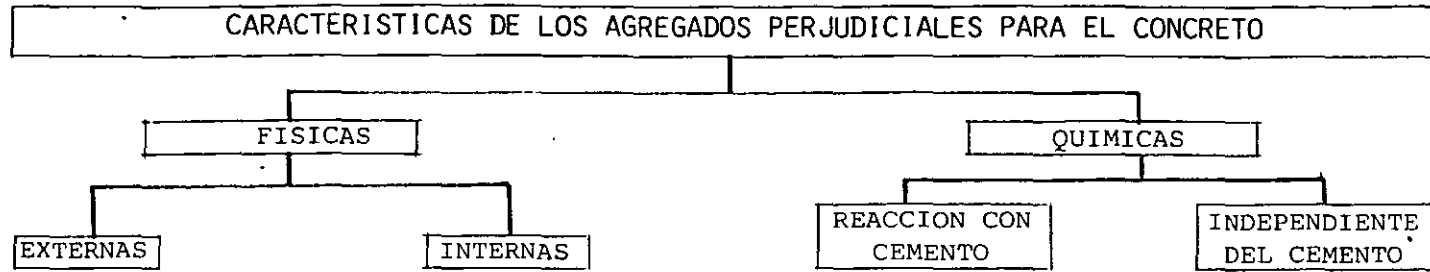
                     DIRECTAMENTE RELACIONADO CON LA PRESENCIA DE AGREGADOS

                     INDIRECTAMENTE RELACIONADO CON LA PRESENCIA DE AGREGADOS

FIGURA 1.2

CLASIFICACION DE LAS FALLAS DEL CONCRETO ENDURECIDO

FIGURA 1.3.



Incrustaciones o revestimientos.

Superficies muy intemperisadas.

Superficies muy pulidas.

Aspecto Indeseable.

Aspecto muy fino.

Características indeseables de los pozos.

Alto cambio de volumen de fresco a seco.

Laminación y exfoliación.

Particula débiles y suaves.

Expansión térmica indeseable.

Reacción alcalina

Otras reacciones

Impurezas orgánicas.

Impurezas salinas.

Intercambio básico.

Oxidación

Hidratación

Impurezas Salinas.

Salubilidad.

FIG. 1.3. CLASIFICACION DE AGREGADOS POTENCIALMENTE PERJUDICIALES.

## 2. PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS

Las principales propiedades que deben cumplir los agregados son:

- Granulometría
- Forma y redondez de las partículas
- Propiedades superficiales
- Impurezas
- Propiedades físicas y mecánicas
- Propiedades químicas y mineralógicas

Estas propiedades van a depender de tres procesos geológicos principales, que son:

1. Tipo de Roca: Es importante ya que constituye la fuente para la obtención de los materiales de grava y arena natural o triturada como agregados.
2. Condiciones de Sedimentación y Transporte: Influye el como, cuando y bajo que condiciones la arena y la grava han sido transportadas y depositadas.
3. Procesos modificadores recientes: Abarca los procesos químicos y mecánicos que están afectando a los materiales desde su depósito.

En la figura 2.1. se muestra la influencia de los tres principales factores geológicos en los parámetros de calidad de los agregados.



FIGURA 2.4

GEOLOGÍA Y LOS PARAMETROS DE CALIDAD DE LOS AGREGADOS

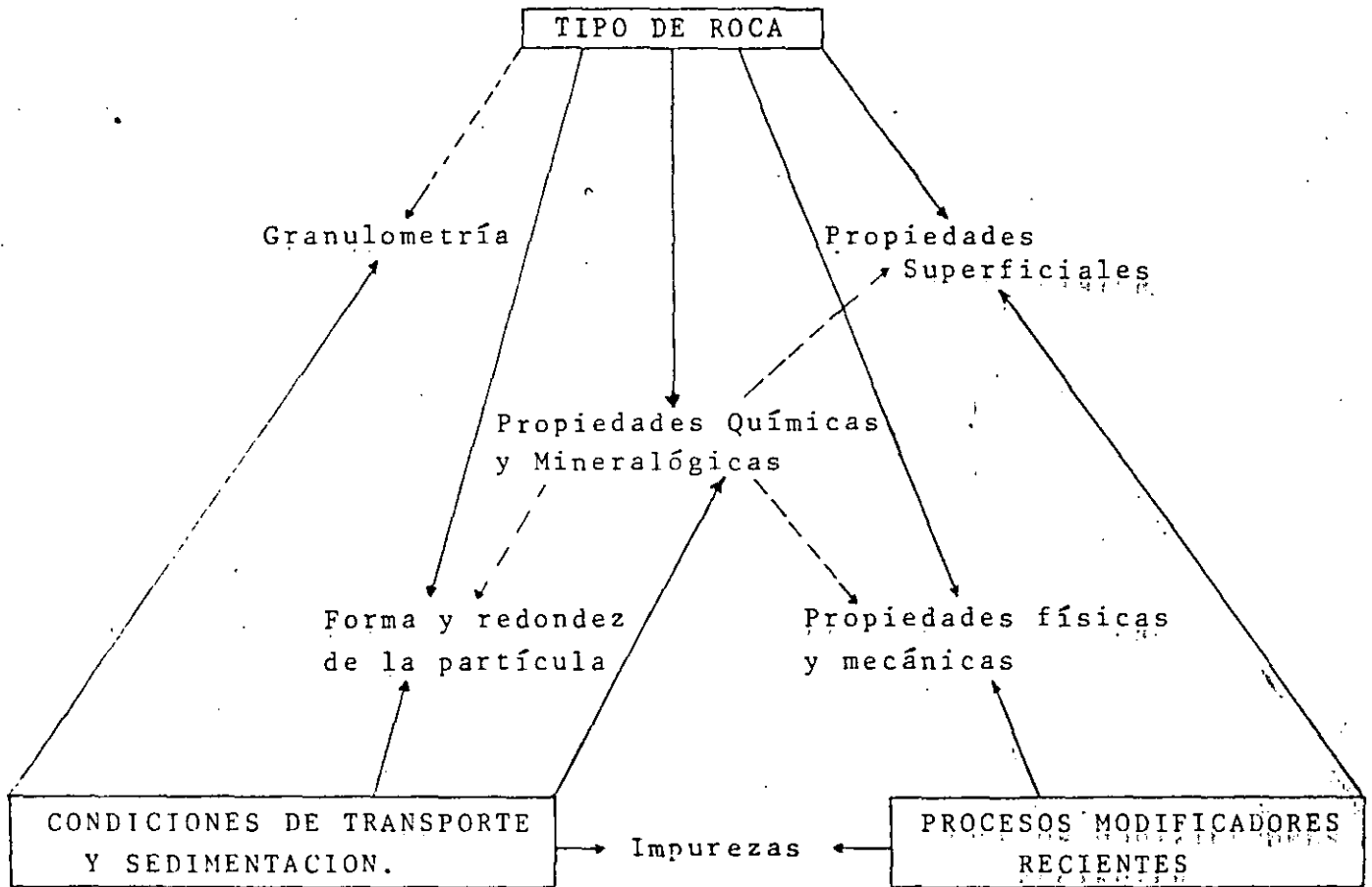


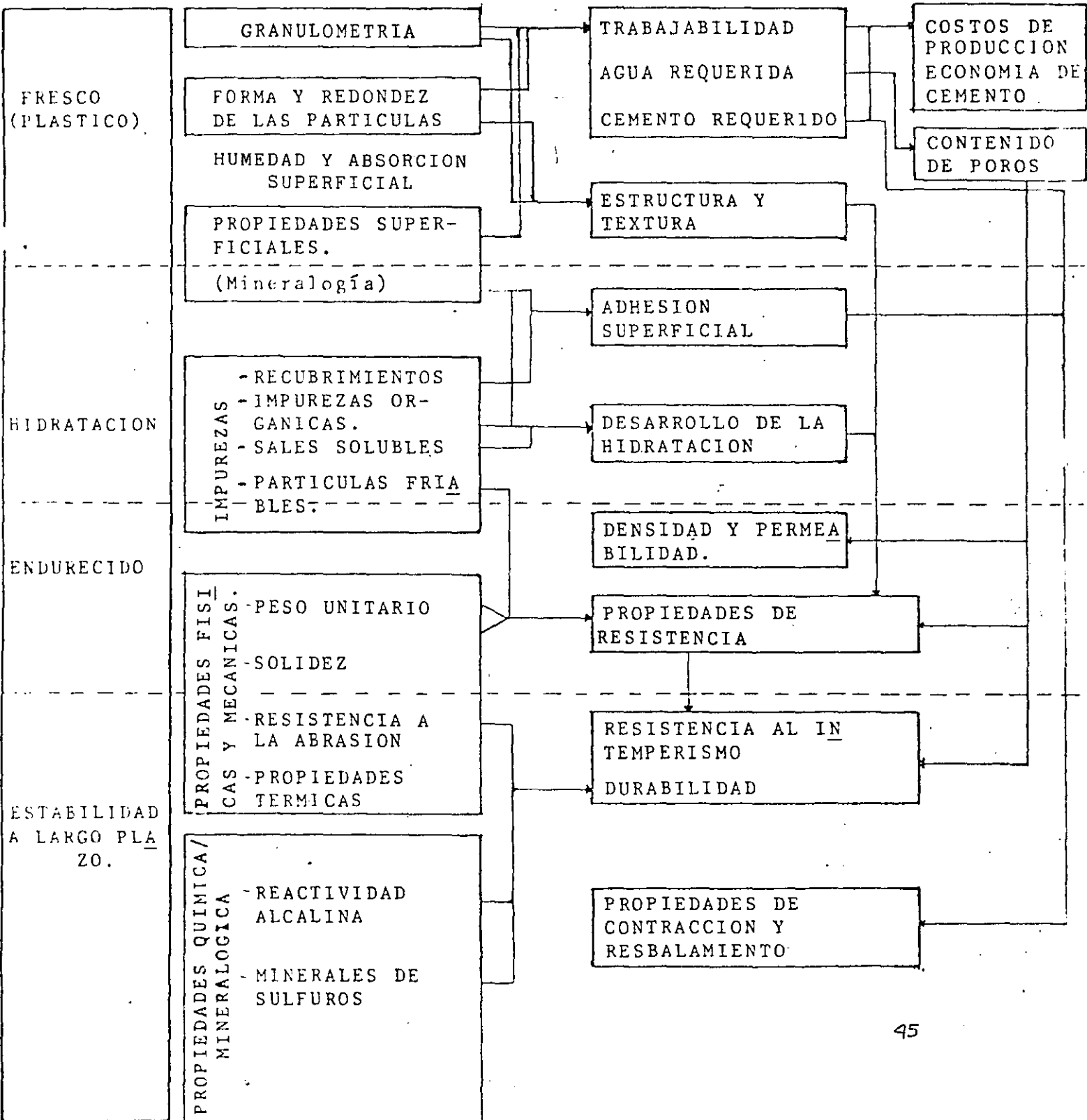
FIGURA 2.2.

PARAMETROS DE CALIDAD DE LOS AGREGADOS  
EN RELACION DE PROPIEDADES PARA CONCRETO

EVOLUCION  
DEL CON-  
CRETO

PARAMETROS CUALITA  
TIVOS DE AGREGADOS

PROPIEDADES AFECTADAS  
DE CONCRETO.



## 2.1. DESCRIPCIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS

A continuación, se desarrollará con mayor amplitud las principales propiedades de los agregados del concreto, mencionando brevemente su definición de cada una y la forma como afectan a las propiedades del concreto, según la etapa de endurecimiento o de evolución en que se encuentre (fresco; hidratado, endurecido o estabilidad a largo plazo):

La figura 2.2 es una buena guía para el desarrollo de las propiedades de los agregados.

### 2.1.1. Granulometría.

Se refiere a la distribución de tamaños de las partículas y a los tamaños máximos y mínimos presentes en un agregado.

Los agregados se clasifican, en función del tamaño de las partículas, en agregados finos (arenas) y gruesos (gravas). Para definir los intervalos teóricos de clasificación se utilizan límites nominales según especificaciones de los diversos institutos de investigación del concreto.

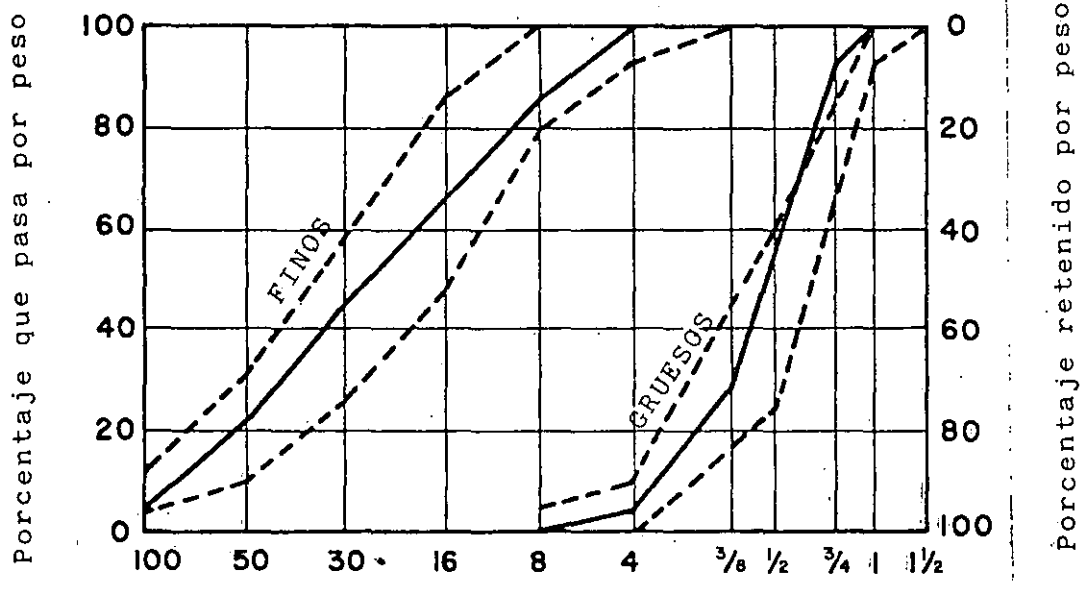
Las arenas se sitúan en el intervalo definido por el tamiz No. 200 (74 micras) como límite nominal inferior y el tamiz No. 4 (4.76 mm) como el superior. Las gravas tienen como límite inferior el tamiz 4 y su tamaño máximo depende de consideraciones económicas y/o características geométricas y estructurales de la obra (Fig. 2.3.).

La granulometría de los agregados afecta al concreto, por un lado, en la economía de la producción, ya que si el agregado tiene por ejemplo ~~mala graduación~~ y por lo tanto una deficiencia o exceso de un tamaño de partículas, lo que producirá ~~son mezclas con mayores huecos entre partículas~~ y por ende, se requiere mayor cantidad de cemento para llenar los huecos, el cual tiene un mayor costo que los agregados.

Por otro lado, combinaciones de agregados con ~~cantidades excesivas de arena~~ puede producir concretos no económicos a causa de las ~~grandes áreas de contacto de las partículas finas~~, lo cual requiere también mayores consumos de cemento para cubrir las superficies adicionales, ya que de otro modo el concreto sería muy rígido. (Fig. 2.4).

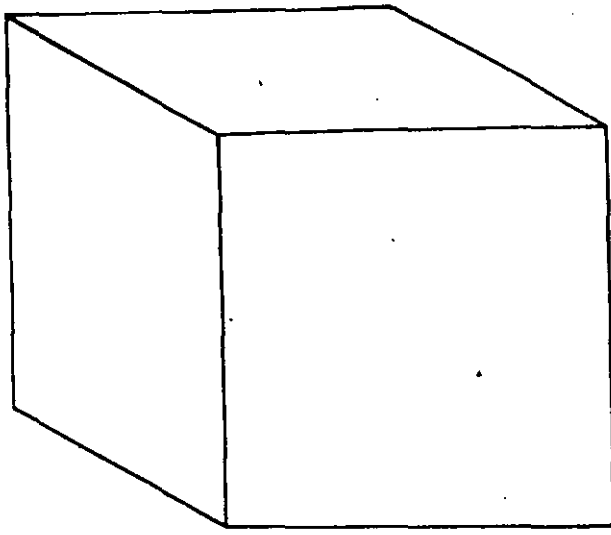
El ~~tamaño máximo~~ de las gravas tiene un efecto en el área superficial y en la economía. ~~Si se incrementa~~ dentro de cierto límite, ~~el tamaño de las partículas gruesas podría necesitarse menor cantidad de cemento-agua~~, y por lo tanto, menores resistencias para un contenido de cemento dado (Fig 2.5) Pero en resistencias altas, mayores de  $315 \text{ Kg/cm}^2$ , se obtiene más altas resistencias a la compresión con menor tamaño máximo del agregado.

Otra característica importante de la graduación de los agregados finos es la cantidad de material que pasa las mallas 50 y 100. Ya que cantidades inadecuadas en esos

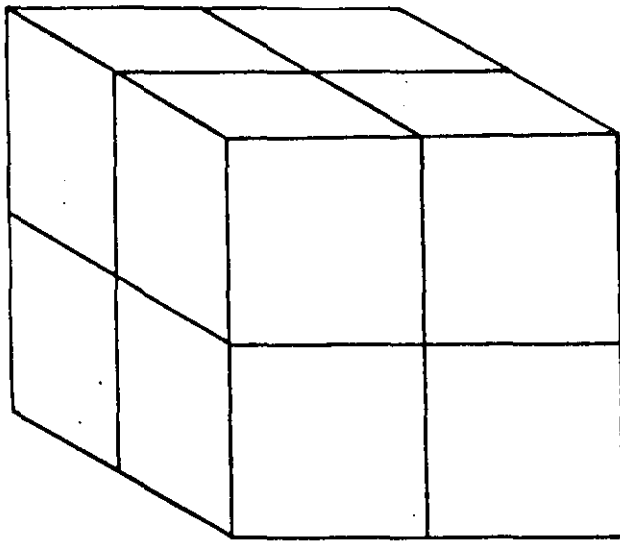


Tamaños normales de mallas

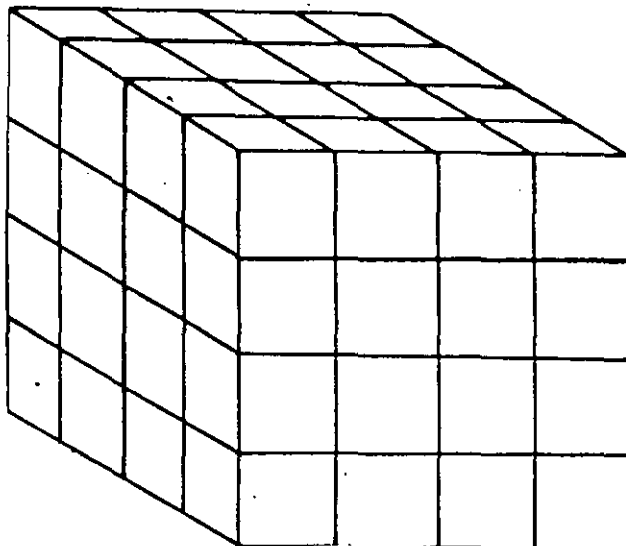
Fig. 2.3. Una carta granulometrica tipica. Las lineas punteadas indican los limites especificados en la norma ASTM C33 para agregados finos y para un tamaño (SPR No. 57) de agregados gruesos.



Un cubo de agregado de 1cm Area superficial =  $6 \times 1 \times 1 = 6 \text{ cm}^2$

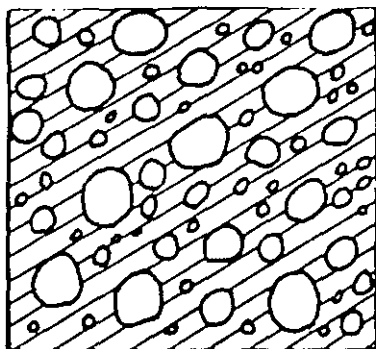


Ocho cubos de agregados de  $\frac{1}{2} \text{ cm}$  Area superficial =  $6 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times 8 = 12 \text{ cm}^2$



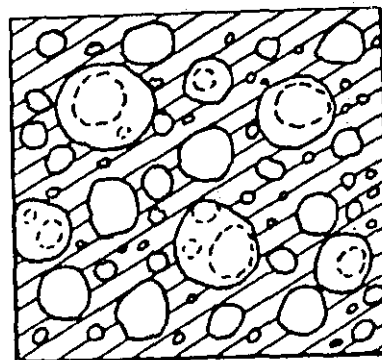
Sesenta y cuatro cubos de agregado de  $\frac{1}{4} \text{ cm}$  Area superficial =  $6 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{4} \times 64 = 24 \text{ cm}^2$

Fig. 2.4 Efecto del tamaño de las partículas en el área superficial de los agregados.



Agregado bien graduado

$\frac{1}{2}$  cm tamaño máximo



Agregado bien graduado

1 cm tamaño máximo

Fig. 2.5 Efecto del incremento del tamaño máximo en el contenido de huecos de un agregado bien graduado.

rangos causan excesivos sangrados, dificultades en el bombeo del concreto, y en la obtención de superficies lisas.

Es también importante el efecto de la graduación de los agregados en la trabajabilidad del concreto debido a la mayor área superficial.

### 2.1.2. Forma y Redondez de la Partícula

La forma de una partícula se refiere a la esfericidad (la tendencia de la partícula a adquirir la forma esférica) y a la redondez (relación de la agudeza de las aristas y ver  
tices de las partículas). La forma depende del tipo de roca y sus características; así como de las condiciones de sedimentación y transporte que sufrió durante su formación.

Otro factor que influye en la forma natural de roca es la presencia y distribución de superficies por las que la roca se parte con mayor facilidad, tales como planos de cru  
cero en los minerales o las diaclasas de las rocas; Si es  
tas faltan o escasean, las probabilidades de fractura son las mismas en todas direcciones y producen fragmentos equi  
dimensionales. Por ejemplo: el cuarzo no tiene un cru  
cero y así los granos de arena de cu  
arzo, angulares o redondos, son equidimensionales.

En el caso de agregados triturados, rocas como los basal-  
tos, andesitas, granitos, cuarcitas y calizas tienden a  
producir fragmentos angulares cuando se trituran; calizas



arcillosas o arcillas, producen una cantidad excesiva de finos. Las areniscas dependen de lo cerrado de su textura y de la cantidad y tipo de cementante. Así mismo, rocas como esquistos o pizarras dan lugar a formas planas y lajas debido a su alto contenido de micas y a su esquistosidad característica.

La forma afecta principalmente la ~~calidad y cantidad de~~ mezcla necesaria para la trabajabilidad de una mezcla dada. Las partículas ~~planas o alargadas tienden a disminuir la~~ trabajabilidad del concreto fresco y, por tanto, se requiere mayor volumen de cemento, agua o arena. ~~Los fragmentos~~ ~~angulares y afilados forman una mezcla aspera~~ que aumenta la cantidad necesaria de agua y agregados finos para preparar el concreto y darle la trabajabilidad adecuada.

También ~~la liga con la mezcla de cemento puede debilitarse~~ donde existe la superficie relativamente grande de agregados de ~~partículas planas~~, especialmente cuando se encuentran en planos de esfuerzo cortante o la tensión.

#### 2.1.4. Propiedades Superficiales.

Las propiedades superficiales se refieren principalmente a la ~~textura de las partículas, es decir al grado de rugosidad e irregularidades en la~~ ~~superficie~~ exterior de los agregados. Usualmente, se usan términos como rugoso, granular cristalino o vitreo para describir la textura superficial.

La superficie y estructura de una grava difiere, mas o me

nos, en su interior. Puede ser bastante blanda y porosa a causa de la alteración de sus minerales constituyentes originales. La superficie puede ser lisa e impermeable a los líquidos. En una mezcla de concreto, una superficie de este tipo en los fragmentos no produce una buena unión entre estos y el mortero de cemento. Por lo tanto, ~~se requiere una superficie relativamente~~ ~~adhesión en el concreto.~~

~~Una textura porosa en los agregados no contribuye en la adhesión inicial del concreto y en el desarrollo de la hidratación, lo que podría absorber más agua que la requerida inicialmente; lo cual aumenta los costos y la resistencia en su etapa de endurecimiento. La escasez de poros contribuye a la compacidad de la roca, haciéndola así muy resistente a la abrasión; como por ejemplo los agregados de cuarzo, cuarcita y basalto.~~

Es muy importante que las partículas ~~resistan la meteorización química y física.~~ En los agregados muy porosos las partículas se parten muy fácilmente, y las que tienden a dilatarse cuando están saturadas indican que el agregado se deteriorará con facilidad por meteorización. Estas características producen en el concreto una débil unión o grietas, o incluso agujeros en la superficie del concreto.

Las impurezas que pueden venir mezcladas con los agregados, se refieren a las capas superficiales que recubren las partículas, a las impurezas orgánicas, a las sales solubles y a las arcillas, limos, carbón y ciertas partículas suaves y ligeras.

La ~~capa externa~~ de revestimiento de las partículas es importante, ya que ~~puede estar formada por elementos orgánicos~~ ~~que reaccionan~~ al concreto, no obstante que la roca en sí sea de buena calidad. El espesor de esta capa es muy variable y, generalmente, se localiza en la parte inferior del mismo (en su posición natural en el depósito). Por lo que se deben tener en cuenta estas características al investigar yacimientos que puedan presentar este problema.

Las ~~impurezas orgánicas~~ como turba, humos y restos orgánicos y algunas sales solubles ~~retrasan el fraguado y endurecimiento~~ del concreto y en algunos casos pueden causar deterioros.

Por otro lado, los ~~limos y arcillas~~ pueden estar presentes como basuras y pueden formar una capa en las partículas. Excesivas cantidades de ellos ~~provocan~~ ~~un retraso~~ ~~en el fraguado~~ ~~del concreto~~, o si la cantidad de material fino varía de lote a lote puede causar fluctuaciones indeseables en el fraguado y resistencia.

El ~~carbón lignito~~, materiales ligeros o suaves, como la madera, puede ~~afectar la durabilidad del~~ concreto si están presentes en cantidades excesivas.

### 2.1.5. Propiedades Físicas y Mecánicas.

Las propiedades físicas y mecánicas de los agregados, como su peso unitario, solidez, resistencia a la abrasión y las características térmicas, tienen una influencia directa en la resistencia del concreto tanto en su etapa de endurecimiento como en la durabilidad y resistencia al intemperismo a largo plazo.

A continuación se analizan las principales propiedades físicas y mecánicas de los agregados.

#### Peso volumétrico

- A) Peso Unitario. El peso unitario de un agregado es el ~~peso del agregado dividido por el volumen de las partículas y huecos~~ entre partículas. El peso unitario se ~~usa en la estimación de cantidades de material~~ y en algunos cálculos de proporcionamiento de mezclas.

El peso unitario del agregado esta afectado por varios factores como la humedad, graduación, gravedad específica, textura superficial, forma y angularidad de las partículas. Por ejemplo, si el contenido de humedad del agregado aumenta, también se incrementa el peso unitario, sobre todo en las gravas; si los agregados están bien clasificados tendran, por lo regular, un peso

unitario mayor que aquellos en los que predomina un solo tamaño. Una gravedad específica alta de las partículas da un mayor peso, así mismo agregados redondeados y lisos tendrán generalmente un mayor peso unitario que las partículas rugosas de una misma clasificación y composición mineralógica.

**DURABILIDAD  
SANIDAD**

- B) Solidez. Con solidez de un agregado se refiere a la capacidad de resistir las acciones agresivas a las cuales se verá expuesta al formar parte del concreto, particularmente ~~debido al intemperismo~~.

En áreas con inviernos severos o moderados una causa importante de deterioro de los agregados en el concreto expuesto es el congelamiento y deshielo, ya que al introducirse el agua en los poros abiertos y congelarse se ejercen presiones radiales que tienden a quebrar el agregado. La cantidad de presión desarrollada dependerá de la magnitud de congelamiento, del tamaño, porosidad, permeabilidad y la resistencia de la partícula.

En los agregados muy porosos, las partículas que se rompen con mayor facilidad y las que tienden a dilatarse al estar saturadas indican que los fragmentos se deteriorarían fácilmente por intemperismo.

Si dentro de la estructura de los agregados se encuen-

tran minerales arcillosos de los grupos montmorillonita y de la illita, estos tienden a hincharse si se les permite absorber agua. Así se pueden crear en el concreto esfuerzos de tensión que rebasen su resistencia.

- C) Resistencia a la Abrasión. La resistencia de un agregado a la abrasión es su ~~capacidad de resistir~~, estando quebrada, ~~los impactos y la fricción~~. Es una medida general de la calidad y resistencia del agregado a la degradación debida al manejo, almacenamiento y mezclado.

Esta resistencia depende en gran medida del tipo de roca y de su grado de consolidación y cementación, ya que por ejemplo: rocas arcillosas o mícaceas (lutitas a pizarras) se desintegran fácilmente, pero en cambio basaltos, gneisses o calizas compactas resisten satisfactoriamente los impactos y fricciones durante los procesos de manejo.

- D) Propiedades Térmicas. Los efectos térmicos en agregados pueden causar dilatación y fisuración ocasional del concreto. Por ejemplo, el calor intenso produce deterioro físico y químico del concreto, ya que puede realmente descomponer la mineralogía de los agregados y crear nuevos compuestos químicos. Así mismo rocas como el cuarzo y pedernal, forman un concreto a los que a las altas temperaturas producen daños; ya que hay cambios bruscos de volumen que producen tensiones destruc

tivas. Los agregados compuestos principalmente por minerales cálcicos están menos sujetos a desperfectos, ya que el calor intenso produce la calcinación de la caliza y los productos de ésta son aislantes excelentes que frenan el paso del calor.

#### 2.1.6. Propiedades Químicas y Mineralógicas

Los agregados que son químicamente estables no reaccionan con el cemento en una manera perjudicial o no serán afectados químicamente por influencias externas normales.

En algunas condiciones, los agregados con ciertos constituyentes químicos o mineralógicos reaccionan con los álcalis del cemento. La reacción comienza cuando los álcalis (óxidos de sodio y potasio) en el cemento entran en solución y atacan los silicatos reactivos en los agregados. Como resultado, un gel álcali-silicato es formado, el cual se adhiere al agua y produce una tendencia a hincharse. Este hinchamiento puede causar expansiones anormales y rompimientos del concreto.

Los minerales más comunes que pueden causar esta reacción se denominan reactivos o deletéreos y son: sílices en forma de ópalo común, calcedonia, pedernal, tridimita, cristobalita, vidrio natural cristalino, cuarzo muy fracturado, (granulado y deformado internamente,

o relleno con inclusiones submicroscópicas).

Las rocas que pueden contener esos minerales reactivos se muestran en el siguiente cuadro:

---

ROCAS REACTIVAS CON LOS ALCALIS PRESENTES  
EN EL CEMENTO

---

ROCAS REACTIVAS	COMPONENTE REACTIVO
1. Rocas Síliceas	
- Pedernal Opalino	Opalo ( $\text{SiO}_2$ n $\text{H}_2\text{O}$ )
- Pedernal de Calcedonia	Calcedonia ( $\text{SiO}_2$ )
- Caliza sílicea	Calcedonia y/o Opalo
2. Rocas Volcánicas	
- Riolitas y tobas riolíticas	Cristales volcánicos ricos
- Dacitas y tobas dacíticas	en sílice, vidrio disvi-
- Andesitas	trificado y Tridimita
- Piedra Pomez	( $\text{SiO}_2$ )
- Obsidianas	
3. Rocas Intrusivas	
- Granitos	Más de 30% de cuarzo de-
- Granodioritas	formados, caracterizados
	por extinción ondulado-
	ria (Petrografía).
4. Rocas Metamórficas	
- Gneises	Más de 30% de cuarzo de-
- Esquistos	formado, caracterizado
- Cuarcitas	por extinción ondulado-
- Filitas	ria (Petrografía).



Por otro lado, la inclusión de sulfuros minerales, tales como pirita y marcasita (ambos de hierro) en los agregados tienen como consecuencia el deterioro del concreto. Los sulfuros cuando se incorporan al concreto se oxidan y a continuación, se hidratan, con un aumento considerable de volumen, ocasionando manchas deformes y agujeros en la superficie del concreto.

La acción de las distintas sales químicas, como sulfatos, cloruros, carbonatos, etc., depende de la cantidad en que están presentes y de la composición del cemento empleado. Los sulfatos pueden producir la dilatación y desintegración del concreto por su reacción con el cemento, aunque generalmente, ésta se puede evitar con el empleo de cementos especiales.

Es importante tener cuidado con el agua que se emplee en la preparación de concreto, por las sales disueltas que pudiera contener.

Otra clase de reacción perjudicial es la dolomitización, que ocurre entre los álcalis del cemento y la caliza dolomítica.

#### A) Medidas Correctivas.

Si un agregado es encontrado que es potencialmente reactivo, hay 3 opciones para solucionar el problema. Un camino es simplemente desechar el agregado para usarse

en concreto. El segundo es la posibilidad de usar el agregado pero ~~con un cemento con bajo contenido en álcalis~~, y por último, se ha encontrado que la expansión debida a algunas reacciones álcali-agregado pueden ~~ser reducidas o eliminadas al agregar una puzolana~~ en la mezcla en cantidad suficiente. Pruebas de laboratorio han indicado que las puzolanas son capaces de reducir expansiones mientras que otros han mostrado poca capacidad a prevenir expansiones excesivas, por lo que hay que realizar pruebas para evaluar su uso.

## 2.2. SELECCION DE AGREGADOS

En este capítulo se pretende dar una guía para la selección adecuada de los agregados, basado en sus propiedades significativas obtenidas de investigaciones de campo, registros de servicio y ensayos de laboratorio. A continuación se transcriben algunas porciones del tema IV, del Informe del Comité ACI 621 "Selección y empleo para agregados de Concreto", relativo a la selección de agregados.

Un agregado de buena calidad consiste de partículas sin fracturas, resistentes a la abrasión, con graduación adecuada y sin partículas planas o alargadas; que no pierden resistencia cuando se humedecen o se secan, cuya textura superficial es relativamente rugosa, con pequeña absorción capilar y sin minerales que interfieran con la hidratación del cemento o que reaccionen con los produc-

tos de la hidratación del cemento, de tal manera que produzcan una expansión excesiva.

Rara vez puede obtenerse un agregado ideal. El problema es decidir el comportamiento que se requiere en una situación dada y determinar hasta que grado es económico alcanzar este comportamiento. Es necesario valorar los agregados disponibles. Todos los ensayos tienen limitaciones que restringen su confiabilidad, por consiguiente el registro de servicio, si se puede interpretar debidamente, constituye una valiosa fuente de información.

Al seleccionar un agregado resulta económico exigir única mente aquellas propiedades que sean importantes para el proyecto de que se trate. Como una guía general, se sugiere el siguiente criterio.

Independientemente de su empleo, la granulometría del agregado debe ser uniforme, y debe cumplir con ciertos requisitos razonables de graduación. Pueden hacerse concretos excelentes con agregados que difieran mucho en sus características de graduación, siempre que éstas se conserven dentro de las tolerancias de especificaciones usuales, por ejemplo, la norma ASTM C33. En realidad, puede hacerse buen concreto con algunos agregados cuya granulometría esté fuera de estos límites, incluyendo aquellos que muestren discontinuidades en la graduación, si se tiene suficiente cuidado al

proporcionar las mezclas de concreto para determinar las proporciones óptimas. Sin embargo, a menos que el trabajo sea lo suficientemente grande para justificar correctamente la mezcla, o que sepa que pueden obtenerse buenos concretos con agregados de cierta granulometría, deben usarse agregados que cumplan las especificaciones estándar de granulometría.

**b)** Un agregado con ~~forma indeseable~~ de partículas no debe rechazararse necesariamente en favor de un agregado más caro y con mejor forma de partículas, si el costo del contenido adicional de cemento que se requiera para el primer agregado es menor que el costo extra que representa obtener el segundo agregado, siempre que el empleo de cemento adicional no sea perjudicial.

**c)** ~~No debe usarse un agregado que esté contaminado con materia orgánica~~ hasta tal grado que la contaminación interfiera materialmente con el fraguado del cemento.

**d)** No debe usarse un agregado que ~~no produzca concreto de la resistencia requerida~~. Si esta resistencia puede alcanzarse solamente con un factor de cemento excesivamente alto, probablemente el empleo de este agregado no es económico.

**e)** Un material que vaya a usarse en concreto que esté expuesto a ~~congelación y deshielo~~ debe ser capaz de producir concreto que sea resistente a la acción de la congelación.

**f)** Un material que vaya a usarse en concreto que ~~esté expuesto a la intemperie~~ y que al mismo tiempo deba con

servar una apariencia libre de defectos, debe estar esencialmente libre de partículas suaves que tengan una absorción capilar desfavorable o que se manchen bajo la acción de la intemperie.

g) Un material que contenga o que consista de sustancias que puedan reaccionar con los álcalis del cemento de

tal manera que produzcan una expansión excesiva, no debe usarse en concreto que vaya a estar expuesto a ciclos de humedad.

Si se especifica el empleo de cemento con bajo contenido de álcalis, se debe usar una cantidad adecuada de una puzolana apropiada, o que se especifique ambos factores.

h) En circunstancias especiales, el uso de agregados puede desear materiales con propiedades térmicas e

elásticas particulares, en tales casos debe esperarse que

tales agregados resulten más costosos.

Si se especifica el uso de agregados con propiedades térmicas e elásticas particulares, en tales casos debe esperarse que

tales agregados resulten más costosos.

Si se especifica el uso de agregados con propiedades térmicas e elásticas particulares, en tales casos debe esperarse que

tales agregados resulten más costosos.

Si se especifica el uso de agregados con propiedades térmicas e elásticas particulares, en tales casos debe esperarse que

tales agregados resulten más costosos.

Si se especifica el uso de agregados con propiedades térmicas e elásticas particulares, en tales casos debe esperarse que

tales agregados resulten más costosos.

Si se especifica el uso de agregados con propiedades térmicas e elásticas particulares, en tales casos debe esperarse que

tales agregados resulten más costosos.

Si se especifica el uso de agregados con propiedades térmicas e elásticas particulares, en tales casos debe esperarse que

tales agregados resulten más costosos.

### 3. CLASIFICACION DE LOS AGREGADOS

Existen diversas formas para clasificar a los agregados, basadas en diferentes parámetros, como la composición mineralógica, el tamaño, forma de la partícula, etc, pero esas sirven principalmente para auxiliar en la descripción de agregados.

En este capítulo, trataremos la clasificación basada en la fuente y el método de preparación de los agregados, según la cual los agregados pueden ser clasificados como naturales o artificiales.

Las arenas y gravas naturales son originadas por el intemperismo y la acción erosiva de agentes como el agua, viento o hielo; por otro lado, las arenas y gravas pueden también producirse por trituración de la roca natural. Los agregados pueden obtenerse de rocas ígneas, sedimentarias o metamórficas, pero la presencia o ausencia de cualquier tipo de geología no hace que por sí sola sea un agregado útil o no útil para usarse en concreto. Su aceptación depende del trabajo particular en que será usada y se basa en la información específica obtenida de pruebas usadas en la medición de la calidad de los agregados, o de su registro de servicio, o ambos.

Por otro lado, los agregados pueden obtenerse de productos sintéticos de un proceso industrial, como escorias de altos hornos o productos del proceso desarrollado en

## DEPOSITOS NATURALES DE ARENAS Y GRAVAS

- 1) ALUVIONES
- 2) TERRAZAS FLUVIALES
- 3) DEPOSITOS DE PIE DE MONTE
- 4) DEPOSITOS EOLICOS
- 5) DEPOSITOS COSTEROS
- 6) DEPOSITOS SEDIMENTARIOS CONSOLIDADOS
- 7) DEPOSITOS GLACIARES
- 8) SUELOS RESIDUALES
- 9) ROCAS PIROCLASTICAS DEBILMENTE CONSOLIDADAS

la fabricación de agregados con características especiales, como arcilla expansiva, lutitas o pizarras, que son usadas como agregados ligeros.

### 3.1. AGREGADOS NATURALES

Para realizar la descripción de los agregados naturales, se hará una división en: 1) Gravas y arenas naturales, y 2) Gravas y arenas trituradas. En cada una se mencionaran sus ventajas y desventajas, los diferentes depósitos o rocas donde pueden obtenerse, así como las características generales de ellos.

#### 3.1.1. Gravas y Arenas Naturales.

Se refiere a los depósitos de gravas y arenas, en los cuales dichos tamaños han sido producidos por distintos procesos geológicos, y para su explotación solo es necesario utilizar herramientas manuales o mecánicas. No obstante, que pueden requerir procesos de tratamiento como cribado, trituración, molienda y lavado para lograr la granulometría adecuada o para eliminar porcentajes altos de partículas mayores o menores que el tamaño requerido.

Las gravas y arenas naturales tienen en general, las siguientes ventajas sobre los triturados:

- Su explotación es generalmente más económica por usar menor cantidad de equipo.
- Requieren menor o ninguna trituración.
- Las formas redondeadas de estos agregados facilitan el ma



nejo y colocación de las mezclas, y requieren menores consumos de cemento.

Los terrenos geológicos en donde se pueden encontrar las arenas y gravas en forma natural y las características de estos depósitos, se describen a continuación:

- Depósitos Aluviales

Los depósitos de río reciben el nombre genérico de aluviones, debido a que el agua a lo largo del curso tiene ocasión de erosionar materiales muy diferentes; es normal que los aluviones estén formados por materiales muy variados; sin embargo, la depositación ocurre siguiendo algunas leyes físicas generales fáciles de entender.

La capacidad del agua para transportar sedimentos depende de la velocidad de la corriente y de su gasto; esto condiciona un gran poder erosivo en las zonas de curso alto, en que la corriente suele tener fuertes pendientes y, por ende, grandes velocidades, por lo que el agua es capaz de arrastrar sedimentos muy gruesos, del tamaño de la grava y la arena, y aún, fragmentos de roca que van rodando cauce abajo.

En el curso medio, la pendiente de los ríos disminuye y correspondientemente lo hace la velocidad, por lo que

se restringe la fuerza erosiva de este concepto, es muy común que por esta razón en el curso medio de los ríos se depositen los materiales del tamaño de la grava y de la arena, siendo estas zonas muy apropiadas para la búsqueda de estos bancos.

En la etapa final de su recorrido, el río usualmente pierde mucha velocidad, entra a zonas más planas, divaga y busca su salida en el mar, en un lago o en otro río importante; en esta etapa, el poder erosivo disminuye aún más, especialmente cerca de la desembocadura, en donde suele ejercerse un efecto de frenaje muy importante por parte de las masas de agua, comparativamente estáticas, a las que el río terminará por desembocar. Esta es la zona en la que la corriente deposita los materiales más finos, del tipo de los limos y las arcillas. Si el régimen se hace muy lento en la desembocadura, se formará un delta, con predominio notorio de sedimentos muy finos.

Por otro lado, las distancias de acarreo influyen, además de la clasificación, en la forma de las partículas de grava, haciéndose más redondeadas y más pulidas a mayor distancia de la fuente de origen.

Las características de los sedimentos que se pueden encontrar en el curso de un río, también dependen de la naturaleza de las formaciones que el río atravie-

y limos, dependiendo de la naturaleza de la roca y de la energía de los procesos costeros.

En general, las gravas y arenas están relativamente limpias, mal graduadas y bien redondeadas, con superficies ásperas. Es necesario tomar en cuenta que estas gravas y arenas de playa contienen sales delétereas y requieren lavados vigorosos.

- Depósitos Glaciares.

Estos depósitos son otra fuente posible de materiales para agregados, aún cuando en México son escasos. Pueden ser formados directamente por el hielo en movimiento o por las aguas del deshielo. Los primeros generalmente están mal graduados, y contienen una mezcla muy heterogénea de tipos de roca. En el segundo caso, su naturaleza es más parecida a un depósito fluvial, si bien la capacidad de arrastre de los gruesos en estos depósitos es mayor y con granulometría errática también.

- Depósitos de Plataforma continental.

Durante diversas épocas geológicas algunas de las actuales plataformas continentales estaban emergidas y los ríos las atravesaban en dirección hacia los mares distantes, formando los depósitos de ríos y aluviones ya descritos. En la actualidad, el nivel del mar pudo haber ascendido y dejar depósitos de gravas bajo el agua que puedan ser explotados dependiendo de su grado de cementación.

- Depósitos Residuales.

73

En ocasiones se puede obtener arena (y raras veces grava) en los depósitos procedentes de la destrucción de las rocas preexistentes por intemperismo. Su naturaleza varía mucho de acuerdo con el tipo de roca original y el grado de alteración sufrido.

Es común que todos los suelos residuales contengan partículas de todos tamaños, puesto que no han sufrido ningún proceso de selección como los que producen los medios de transporte.

- Depósitos Sedimentarios Consolidados.

Se les denominará depósitos consolidados, a aquellos depósitos antiguos de gravas y arenas que con el paso del tiempo y con la acción de ciertos procesos diagenéticos pueden adquirir una cierta consolidación o cementación.

Las características de granulometría, tamaños, forma y composición de los fragmentos dependerá del proceso por el cual se depositaron originalmente.

Si los depósitos están débilmente cementados, su explotación se hará fácilmente con equipos mecánicos, en minas a cielo abierto o en forma subterránea.

- Rocas Piroclásticas Debilmente Consolidadas.

Algunas de las rocas piroclásticas presentan buenas ca-

racterísticas para usarse como agregados; principalmente si su consolidación y cementación es débil, pueden explotarse fácilmente.

Las características de las gravas y arenas dependen del tipo de roca piroclástica. Si es brecha volcánica, los fragmentos serán angulosos. Si es un aglomerado las gravas estarán redondeadas. En ambos casos, el tamaño y la granulometría serán muy variables. La composición petrográfica y mineralógica es por lo general muy homogénea.

### 3.1.2: Gravas y Arenas Trituradas.

Los agregados triturados son la grava y arena que se obtiene de las rocas compactas después de someterse a procesos de trituración hasta obtener los tamaños deseados.

Este tipo de agregados se utilizan cuando no se dispone de depósitos naturales apropiados en la calidad, cantidad o ubicación requerida. O bien, cuando se requiere obtener cierto tipo o cantidad de agregados para un determinado uso.

En la actualidad los equipos de trituración y molienda pueden llegar a producir partículas, hasta tamaños de arena, y obtener agregados triturados con la granulometría adecuada para producir concretos de la resistencia y trabajabilidad necesaria.

Una ventaja que presentan los agregados triturados consiste en la homogeneidad de su constitución química y mineralógica, y de sus propiedades físicas y de resistencia; ya que las partículas trituradas proceden de una misma roca, en tanto que los "naturales" incluyen fragmentos procedentes de diferentes rocas, con distintas composición y características. Así mismo, también estos agregados pueden presentar minerales reactivos dentro de las rocas a triturar.

En general las rocas que pueden producir agregados triturados de buena calidad son las indicadas en el siguiente cuadro.

TIPO DE ROCA	NOMBRE
IGNEA EXTRUSIVA	Basaltos, Andesitas, y Dacitas
INTRUSIVA	Granitos, Granodioritas y Dioritas.
SEDIMENTARIA	Calizas, Dolomias y Areniscas compactas.
METAMORFICA	Esquistos, Gneiss, Hornfels y Cuarcitas.

Estas rocas son solamente las más importantes, su utilización no depende exclusivamente del tipo de roca sino de otros parámetros, como son:

- El grado de alteración e intemperismo: Si la roca está muy alterada por procesos geológicos internos o la capa de intemperismo es profunda, la calidad de los agregados decrece por una baja en su resistencia, o aumento de permeabilidad o alteración de su textura original, etc.

El grado de alteración y la profundidad de intemperismo de la roca tienen una influencia definitiva en la selección del método de explotación de un banco, así como en el equipo de excavación y transporte.

- Fracturamiento: El grado de fracturamiento que presente una roca, así como algunas de sus características como la orientación, inclinación y espaciamiento de las diferentes familias de fracturas, junto con las condiciones y tipo de relleno entre ellas, son parámetros muy importantes que condicionan el tamaño máximo de fragmentos que se pueden obtener. Por otro lado, el patrón de fracturas influyen notablemente en el sentido de ataque en los bancos de explotación y en los diseños de barrenación de explosivos y, en ocasiones, en la efectividad de las voladuras.

- Contenido Mineralógico: Además de los minerales reactivos o deletéreos al concreto, es necesario considerar los materiales duros y abrasivos como los minerales con alto contenido de sílice, los cuales desgastan los rodillos de las máquinas trituradoras (principalmente en las trituradoras secundarias o terciarias), provocando altos costos de mantenimiento. Generalmente, las máquinas de impacto y martillo no deben triturar rocas con mas del 6% de contenido de sílice ( $\text{SiO}_2$ ).

Así mismo, rocas con alto contenido de minerales suaves (micas, cloritas, calcita, halita, yeso, etc) o fragmentos finos (limos y arcillas) como lutitas, limolitas, pizarras, filitas, tufas, sales, yeso, anhidrita, etc., dan lugar a polvos muy finos no utilizables como agregados.

- Espesor de material de despalme: Es importante considerar este factor, ya que en ocasiones es tan potente el espesor del material estéril, que hace poco económica la explotación de un banco de agregados.



## ROCAS FACTIBLES DE PRODUCIR AGREGADOS TRITURADOS

1	TIPOS DE ROCA	NOMBRE
	IGNEAS	BASALTOS, ANDESITAS Y DACITAS GRANITOS, GANODIORITAS Y DIO- RITAS.
	SEDIMENTARIAS	CALIZAS, DOLOMIAS Y ARENISCAS COMPACTAS
	METAMORFICAS	ESQUISTOS Y GNEISSES

### FACTORES QUE CONDICIONAN LA UTILIZACION DE LAS ROCAS TRITURADAS COMO AGREGADOS DE CONCRETO

- 1) GRADO DE ALTERACION
- 2) FRACTURAMIENTO
- 3) CONTENIDO DE MINERALES ABRASIVOS
- 4) CONTENIDO DE MINERALES SUAVES O  
FRAGMENTOS DE GRANO FINO.
- 5) ESPESOR DE DESPALME

## 3.2. AGREGADOS ARTIFICIALES.

79

Nos referiremos con agregados artificiales a las escorias de altos hornos y a los agregados ligeros, analizando su definición, características y propiedades de cada una.

### 3.2.1. Escoria de Altos Hornos.

La escoria de altos hornos es un producto no metálico (silicatos y aluminosilicatos de calcio), desarrollado en condiciones líquidas con hierro en una fundición. Las escorias enfriadas con aire frío son producidas por vaciados de escoria fundida en pozos o bancos y se les permite enfriarse y solidificarse lentamente bajo condiciones atmosféricas. Son usualmente trituradas y cribadas en una variedad de tamaños.

La aplicación de cantidades controladas de agua, vapor o aire comprimido a escorias fundidas producen "escorias de altos hornos dilatadas" las cuales son usadas como agregados ligeros. Si la escoria está suavemente hundida en agua; se produce una escoria granulada.

a) Propiedades.- Las escorias de altos hornos tienen gran número de huecos internos no interconectados que dan lugar a un agregado estructuralmente fuerte con una densidad y peso unitario relativamente bajo. Su calidad es buena ya que los poros son grandes y no son afectados perjudicialmente por la reacción con álcalis, y no contiene arcillas, lutitas, pedernal, compuestos orgánicos

o otra substancia dañina que usualmente restringen el uso de agregados naturales.

La escoria triturada presenta una forma cúbica y áspera y tiene una textura superficial rugosa.

La escoria de altos hornos enfriada con aire estan disponibles principalmente en áreas alrededor de centros de fundición de hierro.

### 3.2.2. Agregados Ligeros.

Los agregados ligeros son partículas con un peso unitario sustancialmente mas bajo que el de gravas y roca triturada normal, estos agregados producen principalmente en forma artificial, pero se pueden ser también naturales (pomez y escorias). El uso de estos agregados dará lugar a un concreto ligero.

Hay varios tipos de agregados ligeros y ellos deben ser usados en concretos de baja densidad, estructurales o de resistencia moderada.

El concreto de baja densidad son especialmente ligeros en peso y son empleados principalmente como aislantes termicos. Se utilizan comunmente la Vermiculita (mineral micáceo) y Perlita (vidrio volcánico).

En el concreto estructuralmente ligero su capacidad aislan

te es menor que el de baja densidad pero es sustancialmente mejor que los concretos de peso normal; los más comunes agregados son las escorias dilatadas, arcillas procesadas en hornos rotatorios o procesos de molienda, arcillas y pizarras.

Los concretos ligeros de moderada resistencia caen a la mi tad entre los de baja densidad y los estructurales con res pecto al peso unitario y la resistencia, y son llamados comunmente concretos de "relleno". Los agregados usados son el pomez o las escorias naturales.

Propiedades. Debido a su estructura celular la densidad de los agregados ligeros es más baja que los agregados normales. La densidad varía con el tamaño de las partículas, siendo mayor para las partículas finas y menor en los fragmentos grandes.

Para agregados con la misma clasificación y forma de partículas, el peso unitario es esencialmente proporcional a la densidad. Puesto que los agregados son usualmente mezclados por peso, el volumen ocupado por los agregados es un factor crítico, por lo que el peso de estos agregados debe chequearse constantemente. Cambios en la graduación o en la forma pueden producir cambios en el peso unitario sobre todo si la densidad de cada tamaño individual de partícula permanece constante.

Las formas y texturas superficiales varían considerablemente según los diferentes métodos de producción. Las formas son generalmente equidimensionales pero pueden variar de redondeadas a angulosas. La textura varía de relativamente lisa con pequeños poros expuestos a irregular con pequeños a largos poros. Esas características afectarán la trabajabilidad, requerimientos de agua, contenido de cemento, etc., justo como aquellas que afectan a los agregados de peso normal.

Los agregados ligeros, debido a su estructura celular son capaces de absorber más agua que los agregados de peso normal. Esto es importante ya que al mezclarlo con cemento y agua, usualmente absorbe el agua de la mezcla y la velocidad de absorción es una consideración importante en el proporcionamiento de concretos ligeros.

Los esfuerzos compresivos máximos alcanzados en concretos con agregados ligeros pueden depender de los agregados propiamente.

## CAPITULO 4

### ESPECIFICACIONES Y METODOS DE PRUEBA.

Se presentan copias del manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad relativos a las especificaciones y métodos de prueba que aplica dicha dependencia.

Los métodos de prueba se refieren frecuentemente a los estandars de la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (ASTM). En los standars se incluyen los métodos de pruebas, definiciones, practicas recomendadas, clasificaciones y especificaciones que han sido formalmente adoptadas por la ASTM. Cada año la ASTM edita un libro de estandar; sin embargo, existen otras agencias con standars similares o adicionales que pueden ser aplicables.

En lo que respecta a especificaciones, se presentan, a manera de información, las que utiliza normalmente la Comisión Federal de Electricidad; sin embargo, algunos tipos de concretos requieren especificaciones especiales de acuerdo al uso que se le piense dar al concreto, como en el caso de utilizarse en la fabricación de bloques para la coraza de escolleras.

Como inicio, se presenta una tabla resumen con las pruebas mas comunes que se utilizan en los agregados.

TABLA 4.1. PRUEBAS COMUNES PARA AGREGADOS

CARACTERISTICAS DEL AGREGADO	SIGNIFICADO O IMPORTANCIA EN CONCRETO	PRUEBA DE ACUERDO AL ASTM	REQUERIMIENTOS DE ESPECIFICACIONES
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">REQUERIDOS PARA DURABILIDAD</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistencia a la abración, desgaste y molienda.</li> <li>- Resistencia al congelamiento y secado.</li> <li>- Estabilidad Química (reactividad)</li> <li>- Estabilidad Física (Sanidad)</li> <li>- Impurezas Químicas P.ej: Cloruros y sulfatos)</li> <li>- Reacciones de estabilidad no usuales</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Indica la calidad del agregado.</li> <li>- Estructuras sujetas a intemperismo frio.</li> <li>- Reactividad de los alcalis</li> <li>- Características de resistencia y durabilidad.</li> <li>- Corrosión del acero.</li> <li>- Durabilidad</li> <li>- Pérdida de durabilidad, reactividad no usual.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>C 131, C535, D289</li> <li>C 290, C 291 C 666, C 668</li> <li>C 295 (petrográfico) C 289 (Química rapida)</li> <li>C 88</li> <li>C 295, (Petrografico) Análisis Químico</li> <li>Observación local de concretos existentes. Estudios de Laboratorio</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Maximo porcentaje de perdida.</li> <li>Máximo número de ciclos.</li> <li>Agregados que no deben ser reactivos con los alcalis.</li> <li>Los agregados que deben ser sanos.</li> <li>Máximo porcentaje de impurezas.</li> <li>Las requeridas</li> </ul>
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE MEZCLAS</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Forma de la particula y textura superficial.</li> <li>- Granulometría</li> <li>- Peso Volumetrico</li> <li>- Densidad relativa o peso específico relativo</li> <li>- Absorción y humedad superficial.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Trabajabilidad del concreto fresco. Características de resistencia.</li> <li>- Trabajabilidad del concreto Economía. Caract. de resistencia.</li> <li>- Calculos de diseño de mezclas</li> <li>- Calculos de diseño de mezclas</li> <li>- Control de calidad del concreto.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>B5 812*</li> <li>C 136, A 23.2.2</li> <li>C 29, A 23.2.10</li> <li>C 127 (Agregado grueso) C 128 (Agregado fino)</li> <li>C 70, C 127, C 128 A 23.2.6 A 23.2.11</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Maximo porcentaje de piezas planas y elongadas</li> <li>Máximo y mínimo porcentaje que pasen las mallas estándar.</li> <li>Máximo o mínimo peso unitario.</li> <li>Máximo porcentaje de absorción.</li> </ul>

\* NORMA DEL BRITISH STANDARDS.

(Tomada de Fookes, 1980).

## TOMADO DEL "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES" DE CFE

### COMENTARIOS

#### 1.3 Especificaciones y métodos de prueba

##### 1.3.1 Polvos

Se emplean principalmente en la fabricación de lechadas, cuya utilidad mayor no corresponde a la tecnología del concreto.

##### 1.3.2 Arenas

###### a) Propiedades físicas

###### I. Composición granulométrica

En el análisis granulométrico de una muestra de arena conviene comenzar por determinar la cantidad de material que se retiene en el tamiz No 4 (4.76 mm). La

### RECOMENDACIONES

#### 1.3 Especificaciones y métodos de prueba

##### 1.3.1 Polvos

No se tratarán en el presente capítulo.

##### 1.3.2 Arenas

Las arenas que se empleen en la fabricación de morteros y concretos ineludiblemente satisfarán los requisitos particulares de calidad establecidos por la Comisión para los morteros y concretos de la obra en que se apliquen. En su defecto, que satisfagan las especificaciones de calidad contenidas en estas recomendaciones generales. El cumplimiento de estas especificaciones deberá verificarse por medio de los métodos de prueba y con la aplicación de los límites incluidos.

###### a) Propiedades físicas

###### I. Composición granulométrica

La composición granulométrica de la arena deberá verificarse separando sus partículas por tamaños con el empleo de los tamices Nos 4 (4.76 mm), 8 (2.38



fracción retenida es usual considerarla como sobre-tamaño nominal por defecto de clasificación cuando se trata de una arena previamente procesada, o como contenido natural de grava cuando la muestra proviene directamente del yacimiento original.

Si el porcentaje retenido en el tamiz No 4 se halla dentro de los límites permisibles, debe considerarse como parte de la arena y tomarse en cuenta para la determinación del módulo de finura. Si excede de los límites permisibles, debe considerarse como material ajeno a la arena y el módulo de finura debe calcularse sin tomarlo en cuenta, indicando claramente que el módulo corresponde exclusivamente al material que pasa por el tamiz No 4.

mm), 16 (1.19 mm), 30 (0.595 mm), 50 (0.297 mm) y 100 (0.149 mm), siguiendo las instrucciones contenidas en el Método de Prueba ASTM C 136.

Los límites permisibles de variación para cada una de las fracciones comprendidas entre dos tamices consecutivos de esta serie deberán estar de acuerdo con la aplicación a que se destine la arena. En arenas para concretos y morteros de mampostería, los límites recomendados son

TAMIZ	ABERTURA (mm)	LÍMITES RECOMENDADOS (porcentajes que pasan)		
		Arena natural o manufacturada para concreto	Arena natural para mortero de mampostería	Arena manufacturada para mortero de mampostería
3/8"	9.51	100	100	100
1/4"	6.35	96 - 100	100	100
No 4	4.76	92 - 100	95 - 100	100
No 8	2.38	80 - 100	90 - 100	95 - 100
No 16	1.19	50 - 85	70 - 100	70 - 100
No 30	0.595	25 - 60	40 - 75	40 - 75
No 50	0.297	10 - 30 (1)	10 - 35	20 - 40
No 100	0.149	2 - 12	2 - 15	10 - 25 (2)

(1) La arena para revestimientos de concreto deberá contener no menos de 15 por ciento de material que pase por el tamiz No 50 y se retenga en el No. 100.

(2) En arenas manufacturadas para mortero, el material que pase por el tamiz No 200 (0.074 mm) no será mayor del 10 por ciento.

La distribución de tamaños, o graduación de la arena, será necesario expresarla en función de su módulo de finura, el cual se determinará sumando los porcentajes retenidos acumulados en peso en los seis tamices de la serie normal, desde el No 4 hasta el No 100 inclusive, y dividiendo la suma entre 100.

En arenas para concreto el porcentaje de material comprendido entre dos tamices consecutivos cualesquiera no deberá exceder de 50 por ciento, ni el módulo de finura ser menor de 2.30 ni mayor de 3.25.

En arenas para morteros de usos especiales tendrán que establecerse limitaciones granulométricas particulares, de acuerdo con las características del trabajo en que se apliquen.

Durante la verificación de uniformidad de arenas procesadas en 9 de cada 10 muestras ensayadas consecutivamente, el módulo de finura no podrá variar en más de 0.25 respecto al módulo de finura promedio de las 10 muestras. Si el módulo de finura promedio de 10 muestras consecutivas difiere en más de 0.25 del módulo de finura considerado para el diseño de una mezcla de concreto, deberá rechazarse la arena a menos que se efectúen los ajustes cuados en las proporciones para compensar el cambio que se opere en la granulometría.

## II. Peso específico y absorción

Normalmente puede esperarse que cuando una arena tenga peso específico bajo, falle en alguna de las pruebas de calificación en que existen límites determinados. No obstante, se dan casos de arenas que aun siendo de bajo peso específico, producen resultados satisfactorios en esas pruebas.

Esta clase de arena es la que conviene vetar para ser usada en concretos expuestos a condiciones rígidas de servicio, donde un peso específico bajo en la arena puede ser limitativo para la obtención de características especiales requeridas en esos concretos.

## III. Sustancias deletéreas

Entre los agregados que frecuentemente se califican como potencialmente reactivos con los álcalis del cemento, se cuentan los que provienen de rocas de origen ígneo. En nuestro país, por sus características volcánicas, abundan los materiales de esta naturaleza por lo que no es práctico tratar de prescindir de su empleo.

Aun cuando no son numerosos los casos conocidos de expansión deletérea ocurrida en el concreto por reacción álcali-agregado, la simple probabilidad de que ocurra hace conveniente adoptar las medidas preventivas correspondientes. En el estado actual del conocimiento de este fenómeno se supone que una expansión deletérea solamente ocurre cuando los agregados son reactivos, el cemento es de alto contenido de álcalis (mayor de 0.6 por ciento) y el concreto se halla temporal o permanentemente húmedo.

## II. Peso específico y absorción

El peso específico y la absorción de la arena se obtienen en la condición saturada y superficialmente seca, conforme al Método de Prueba ASTM C 128.

En morteros y concretos cuyas condiciones de servicio impliquen contacto permanente con el agua, cambios extremos de humedad y temperatura, contacto con aguas y suelos agresivos o exposición a cualquier tipo de acción erosiva se requerirá un peso específico mínimo de 2.5 en la arena.

En morteros y concretos sujetos a condiciones de servicio menos rígidas, para la aceptación de la arena propuesta será suficiente que produzca resultados satisfactorios en todos aquellos ensayos en que existan límites especificados, y que permita obtener las características requeridas en el mortero o concreto.

## III. Sustancias deletéreas

Se consideran como sustancias deletéreas en la arena todos aquellos materiales cuya presencia resulta en detrimento de cualquiera de las propiedades o características del mortero o concreto en que se aplica esa arena.

Las sustancias deletéreas que se encuentran con mayor frecuencia, y sus límites máximos recomendados, son

CONCEPTOS	LIMITES RECOMENDADOS
Partículas desmenuzables Material que pasa la malla No 200:	1 % en peso, máximo
Concreto sujeto a erosión	3 % en peso, máximo
Cualquier otro concreto	5 % en peso, máximo
Carbón y lignito	1 % en peso, máximo
Materia orgánica	Color más claro que el color patrón de referencia
Minerales que reaccionan con los álcalis del cemento	Expansión menor de la permisible, de acuerdo con la edad de prueba y las características del cemento.

El contenido de partículas desmenuzables en la arena debe determinarse en los fragmentos mayores que la malla No 30 (1.19 mm) de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 142.

El contenido de material que pasa la malla No 200 (0.074 mm) en la arena tiene que determinarse por vía húmeda, de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 117. Si se comprueba que el material que pasa esta malla está constituido por partículas de la misma composición y procedencia que el resto de la arena, pueden ampliarse los límites permisibles a 5 por ciento máximo para concreto sujeto a erosión y a 7 por ciento máximo para cualquier otro concreto.

El contenido de carbón y lignito en la arena deberá determinarse por flotación en un medio pesado con densidad igual a 2.0, de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 123. Solamente se considerará como carbón y lignito el material flotante de color café oscuro o negro.

Para definir el contenido de materia orgánica en la arena deberá efectuarse una primera determinación en solución de hidróxido de sodio al 3 por ciento, de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 40. Si el color que se produce a las 24 horas en la solución es más claro que el color patrón de referencia, se considerará permisible el contenido de materia orgánica en la arena. Si el color que se produce en la solución es más oscuro que el color patrón, hay que rechazar el uso de la arena en esas condiciones, a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:

1. Que se compruebe que el color se debe a cantidades reducidas de sustancias tales como carbón, lignito, óxidos de hierro, etc., y cuya presencia no resulte objetable bajo otras limitaciones.
2. Que se compruebe que el mortero fabricado con la arena inalterada produce una resistencia a compresión a 7 y 28 días no menor del 95 por ciento de la que corresponde al mismo mortero hecho con arena lavada en solución de hidróxido de sodio al 3 por ciento, conforme al procedimiento establecido en el Método de Prueba ASTM C 87.

Podrá reconsiderarse el uso de una arena que haya sido rechazada previamente por exceso de materia orgánica, cuando después de aplicarle un tratamiento adecuado en la obra, la arena resultante produzca un color más claro que el patrón de referencia o, si produce un color más oscuro, quede comprendida en los casos de excepción citados en los puntos 1 y 2.

Para localizar en la arena la presencia de minerales que puedan calificarse de potencialmente reactivos con los álcalis del cemento, se necesita efectuar en primer lugar un examen petrográfico de acuerdo con el procedimiento establecido en la Práctica Recomendada ASTM C 295. En presencia de minerales calificados como potencialmente reactivos con los álcalis del cemento, es objetable el empleo de la arena en morteros o concretos cuyas condiciones de servicio los mantengan húmedos, a menos que se cumpla con alguna de las siguientes condiciones:

1. Que se emplee un cemento cuyo contenido de álcalis totales, expresados como  $\text{Na}_2\text{O}$ , sea inferior a 0.6 por ciento.
2. Que se adicione al mortero o concreto un material eficiente para producir una reducción mínima de 75 por ciento en la expansión comparativa de morteros ensayados de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 441.
3. Que se compruebe que el mortero fabricado con la arena propuesta y el cemento de uso especificado, de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 227, produce una expansión inferior a 0.10 por ciento a los seis meses de edad.

La presencia de minerales calificados como potencialmente reactivos con los álcalis del cemento no será motivo para rechazar una arena propuesta para emplearse en morteros o concretos cuyas condiciones de servicio no impliquen humedecimiento.

## IV. Sanidad

La prueba de sanidad en la arena se lleva a cabo para medir su aptitud de producir morteros y concretos sanos y durables. En aparente contradicción, en el contenido de las recomendaciones se permite alguna flexibilidad para aceptar, bajo ciertas condiciones, arenas que pudieran haber fallado en la prueba de sanidad, conforme al criterio de aceptación establecido en el método. Para permitirlo se toman en cuenta los siguientes factores.

1. Si una arena rechazada en la prueba de sanidad permite obtener, sin costo extra, los requisitos inmediatos establecidos para el concreto, solo procede dudar de su durabilidad. La durabilidad de un concreto determinado depende principalmente de las condiciones de exposición y servicio a que es sometido.

2. El límite de aceptación en la prueba de sanidad debe proteger al concreto para las condiciones más desfavorables de exposición y servicio. Estas condiciones (congelación y deshielo, erosión, ataque de sulfatos, etc.) representan casos especiales que son los menos frecuentes.

3. Existe información de concretos hechos con arena que excede al límite de aceptación establecido, y que han prestado buen servicio en condiciones benignas de exposición.

## V. Partículas ligeras

No es común establecer una limitación de uso general para el máximo conte-

## IV. Sanidad

Para los efectos de estas recomendaciones se designará como sanidad en la arena a su aptitud para resistir la acción de los agentes naturales que en conjunto constituyen el fenómeno conocido por intemperismo.

Esta característica de la arena hay que determinarla sometiéndola sus partículas mayores que la malla No 50 (0.297 mm.) a la acción desintegrante de soluciones saturadas de sulfato de sodio o sulfato de magnesio, por ciclos sucesivos de saturación y secado conforme al Método de Prueba ASTM C 88.

Las pérdidas máximas permisibles en peso, calculadas de acuerdo con la granulometría original de la muestra y después de cinco ciclos completos, son como sigue:

En solución saturada de sulfato de sodio = 10 por ciento máximo

En solución saturada de sulfato de magnesio = 15 por ciento máximo

Para el cálculo de esta pérdida habrá que incluir el retenido en la malla No 4, si tal peso es menor del máximo permisible. Cuando el retenido en la malla No 4 sea mayor del máximo permisible, la pérdida en la arena deberá calcularse tomando en cuenta únicamente el material que pasa dicha malla, y el retenido se ensayará por separado, considerándolo como grava.

Cuando la arena manifieste en cinco ciclos una pérdida superior al límite máximo recomendado, será objetable su empleo para morteros o concretos cuyas condiciones de servicio impliquen contacto permanente con el agua, cambios extremos de humedad y temperatura, contacto con aguas o suelos agresivos, o exposición a cualquier tipo de acción erosiva.

En morteros y concretos expuestos a condiciones de servicio menos rígidas, podrá permitirse el uso de una arena que haya producido una pérdida superior al límite recomendado, siempre y cuando se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:

1. Que se demuestre que la arena ha prestado servicio satisfactorio en morteros o concretos expuestos a condiciones de trabajo comparables a las previstas.

2. Que se demuestre que la pérdida en exceso no es originada por la presencia de material alterado geológicamente y que la arena permita obtener los requisitos especificados en el mortero o concreto, empleando un consumo de cementante del mismo orden del que se requiere con una arena semejante, de buena sanidad.

3. Que se demuestre, en el caso de arenas trituradas, que la pérdida en exceso es originada fundamentalmente por desgaste de las aristas, sin desintegración de partículas, y que la arena permita obtener los requisitos especificados en el mortero o concreto, empleando un consumo de cementante del mismo orden que el requerido para una arena semejante, que satisficé la prueba de sanidad.

## V. Partículas ligeras

Considéranse como partículas ligeras en la arena todos aquellos fragmentos

nido permisible de partículas ligeras en la arena, ya que un exceso de este material generalmente se traduce en falta de cumplimiento de una o más de las características requeridas, ya sea en la arena misma o en el mortero o concreto en que se aplique.

Si en una obra determinada no existen limitaciones particulares para el contenido de ligeros en la arena, es frecuente que se permita el uso de una arena si satisface los requisitos de calidad establecidos y si permite obtener las características requeridas en el mortero o concreto, independientemente de su contenido de partículas ligeras.

#### VI. Peso volumétrico

El peso volumétrico de la arena no constituye un dato que en sí permita juzgar su calidad ya que, además del peso específico, forma y graduación de las partículas, influyen otros factores ajenos a las características del material, tales como el estado de humedad en la arena, el grado de compactación y la forma y tamaño del recipiente en que se hace la determinación.

#### 1.3.3 Gravas

##### a) Propiedades físicas

##### I. Composición granulométrica

Los tamices de uso más frecuente para determinar la composición granulométrica de la grava son los designados por aberturas cuyas dimensiones se duplican a partir del tamiz No 4 que representa el límite nominal inferior del intervalo que define la grava. Los tamices que integran esta serie son:

No 4	=	4.76 mm
3/8"	=	9.51 mm
3/4"	=	19.0 mm
1 1/2"	=	38.1 mm
3"	=	76.2 mm
6"	=	152.4 mm

Para verificar con mayor aproximación la distribución de tamaños de grava, puede disponerse de tamices con aberturas intermedias, como sigue:

mayores que la malla No 50 (0.297 mm) cuyo peso específico saturado y superficialmente seco resulte sensiblemente menor que el peso específico medio de la arena en conjunto, en la misma condición.

La determinación del contenido de partículas ligeras en la arena deberá efectuarse por flotación en un medio pesado, de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 123. Hay que establecer la densidad del medio pesado en cada caso particular, tomando en consideración el peso específico mínimo deseable en el material.

#### VI. Peso volumétrico

El peso volumétrico de la arena, como dato comparativo para uso de laboratorio, se determina con el material seco al ambiente, de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 29.

El peso volumétrico de la arena, como dato de utilidad en la obra para la conversión de pesos a volúmenes o viceversa, se determina en la forma más representativa posible de las condiciones en que se maneja la arena en la obra.

#### 1.3.3 Gravas

Las gravas que se empleen en la fabricación de concretos tendrán que satisfacer los requisitos particulares de calidad establecidos por la Comisión para los concretos de la obra en que se apliquen. En su defecto, se satisfarán las especificaciones de calidad contenidas en estas recomendaciones generales. El cumplimiento de estas recomendaciones deberá verificarse por medio de los métodos de prueba y con la aplicación de los límites que se incluyen.

##### a) Propiedades físicas

##### I. Composición granulométrica

Es necesario verificar la composición granulométrica de la grava por medio de la separación de sus partículas por tamaños, con el empleo de los tamices adecuados al tamaño máximo y al intervalo dimensional abarcado por la grava.

Podrá conducirse el análisis granulométrico de la grava conforme a lo establecido en el Método de Prueba ASTM C 136, empleando muestras representativas cuyas cantidades mínimas recomendadas serán como sigue:

TAMAÑO MAXIMO NOMINAL	PESOS MINIMOS RECOMENDADOS
3/8" ( 9.5 mm)	2.5 kg
1/2" ( 12.7 mm)	5.0 kg
3/4" ( 19.1 mm)	7.5 kg
1" ( 25.4 mm)	12.5 kg
1 1/2" ( 38.1 mm)	17.5 kg
2" ( 50.8 mm)	22.5 kg

1/4"	=	6.35 mm
1/2"	=	12.7 mm
1"	=	25.4 mm
2"	=	50.8 mm
2 1/2"	=	64.0 mm
3 1/2"	=	90.5 mm
4"	=	101.6 mm
5"	=	127.0 mm

Si la verificación de la composición granulométrica de la grava se efectúa directamente en el sitio de obtención, podrán seleccionarse tamaños de muestras que no excedan demasiado de las cantidades mínimas recomendadas.

Si la verificación se efectúa en el laboratorio, sobre muestras remitidas desde el sitio de obtención, es preferible que la determinación se haga con todo el material disponible, incluso cuando las cantidades puedan exceder de los pesos mínimos recomendados.

Al verificar la composición granulométrica de una muestra de grava, es conveniente que la muestra total se clasifique en dos fracciones principales empleando el tamiz No 4. La fracción que pasa debe considerarse como sub-tamaño nominal por defecto de clasificación, si se trata de una grava procesada, o como contenido natural de arena, si la muestra procede directamente del yacimiento original.

Para la dosificación de la grava en la fabricación de concreto, es conveniente la separación por fracciones que abarquen intervalos parciales dentro del intervalo total que va desde el tamiz No 4 hasta el tamaño máximo permitido en cada caso. Los porcentajes individuales en que conviene que participen cada una de esas fracciones para integrar la granulometría total, frecuentemente se determinan experimentalmente o se tratan de ajustar a la granulometría original del yacimiento en el caso de gravas naturales.

Como los cambios de granulometría en la grava no tienen efectos tan notables sobre el concreto como en el caso de la arena, es frecuente permitir cierta flexibilidad en ese aspecto.

## II. Peso específico y absorción

La obtención de un alto peso específico en la grava usualmente es indicio de buena calidad en el material que la constituye. No obstante, puede haber materiales de mediana densidad que se comporten satisfactoriamente en aquellos ensayos en que hay límites establecidos de calificación.

TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL	PESOS MÍNIMOS RECOMENDADOS
2 1/2" ( 60.4 mm)	27.5 kg
3" ( 76.2 mm)	50.0 kg
6" (152.4 mm)	100.0 kg

Las tolerancias en los contenidos de material que pasa la malla No 4 serán conforme al tamaño máximo y al intervalo dimensional abarcado por la grava, como se indica

INTERVALO NOMINAL QUE CORRESPONDE A LA GRAVA	CONTENIDO MÁXIMO PERMISIBLE DE ARENA EN PESO
4.8 - 9.5 mm	15 %
4.8 - 12.7 mm	15 %
4.8 - 19.1 mm	10 %
4.8 - 25.4 mm	10 %
4.8 - 38.1 mm	5 %
4.8 - 50.8 mm	5 %

Si el porcentaje de material que pasa por el tamiz No 4 queda comprendido dentro de los límites tolerados, será considerado y tratado como parte de la grava. Si el contenido de ese material excede de los límites tolerados, deberá considerarse como material ajeno a la grava y su valor reducirse a los límites permisibles, antes de la utilización de la grava.

Los límites recomendados para la composición granulométrica de gravas naturales cuando se separan en fracciones de acuerdo con la serie usual de tamices, son como sigue:

INTERVALOS NOMINALES DE LAS FRACCIONES	TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO (MM)			
	19.1	38.1	76.2	152.4
4.8 - 9.5 mm	27-45 %	15-25 %	10-15 %	8-15 %
9.5 - 19.1 mm	55-73 %	30-35 %	15-25 %	12-20 %
19.1 - 38.1 mm		40-55 %	20-40 %	20-30 %
38.1 - 76.2 mm			20-40 %	20-32 %
76.2 - 152.4 mm				20-35 %

Podrá admitirse el empleo de una grava cuya granulometría no quede dentro de los límites recomendados, siempre y cuando se demuestre que en esas condiciones produce mezclas de concreto fresco de características adecuadas para la obra en que se aplique, y que permite obtener las propiedades requeridas en el concreto endurecido empleando un consumo de cementante del mismo orden del que se requiere con el uso de la misma grava cumpliendo con los límites recomendados.

## II. Peso específico y absorción

El peso específico y la absorción de la grava deberán obtenerse en la condición saturada y superficialmente seca, conforme al Método de Prueba ASTM C 127. Es recomendable que estas determinaciones se efectúen en fracciones de grava separada por intervalos como se indica en el análisis granulométrico. Si en la obra la

En el caso de concretos expuestos a condiciones rígidas de exposición y servicio, es conveniente asegurar el empleo de gravas de buena densidad.

### III. Sustancias deletéreas

La limitación en el contenido de pedernal desde un punto de vista físico es aplicable solamente en aquellas gravas en que el pedernal se manifiesta como impureza, es decir, que se desintegra en cinco ciclos en la prueba de sanidad o que tiene un peso específico menor de 2.35 en condición saturada y superficialmente seca.

La limitación en el contenido de pedernal bajo el aspecto de su posible reacción con los álcalis del cemento debe sujetarse a lo establecido para los minerales considerados como probables sustancias deletéreas por ser calificados de potencialmente reactivos con los álcalis del cemento.

Cuando la grava y la arena que intervienen en un concreto proceden de distinto origen y solamente una de ellas es calificada de potencialmente reactiva con los álcalis del cemento, este hecho es suficiente para que la combinación deba considerarse potencialmente reactiva y se le apliquen las medidas limitativas correspondientes.

grava no se separa en fracciones, el peso específico y la absorción de la grava en conjunto podrán calcularse aplicando los porcentajes en que intervenga cada fracción. Estos valores calculados podrán modificarse conforme se produzcan variaciones en la composición granulométrica del total de la grava.

En concretos cuyas condiciones de servicio impliquen cambios extremos de humedad y temperatura, contacto con aguas y suelos agresivos o exposición a cualquier tipo de acción erosiva, deberá requerirse un peso específico mínimo de 2.5 en la grava.

En concretos sujetos a condiciones de servicio menos rígidas, para la aceptación de la grava propuesta será suficiente que produzca resultados satisfactorios en todos aquellos ensayos en que existan límites especificados y que permita obtener las características requeridas en el concreto.

### III. Sustancias deletéreas

Se considerarán como sustancias deletéreas en la grava todos aquellos materiales cuya presencia resulte en detrimento de cualquiera de las propiedades o características del concreto en que se aplique esa grava.

Las sustancias deletéreas que se encuentran con mayor frecuencia en la grava, y sus límites máximos permisibles, son:

Conceptos	Límites recomendados
Partículas desmenuzables	0.25 % en peso, máximo
Partículas suaves:	
En concreto sujeto a erosión	1 % en peso, máximo
En cualquier otro concreto	5 % en peso, máximo
Pedernal, como impureza:	
En exposición severa	1 % en peso, máximo
En exposición benigna	5 % en peso, máximo
Material que pasa la malla No 200	1 % en peso, máximo
Carbón y lignito:	
En concreto aparente	0.5 % en peso, máximo
En cualquier otro concreto	1 % en peso, máximo
Minerales que reaccionan con los álcalis del cemento	Expansión menor de la permisible, de acuerdo con la edad de prueba y las características del cemento.

El contenido de partículas desmenuzables en la grava deberá determinarse en fracciones separadas, de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 142.

El contenido de material que pasa la malla No 200 (0.074 mm) en la grava deberá determinarse por vía húmeda, de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 117. Si se comprueba, en el caso de grava triturada, que este material consiste en polvo producido por la trituración, tendrá que ampliarse el límite máximo permisible a 1.5 por ciento en peso.

El contenido de partículas suaves en la grava se determinará en los fragmentos mayores que la malla de 3/8 de pulg (9.5 mm), de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 235.

El contenido de pedernal en la grava deberá establecerse por medio del examen petrográfico, conducido según la Práctica Recomendada ASTM C 295.

El contenido de carbón y lignito en la grava tendrá que determinarse por flotación en un medio pesado con densidad igual a 2.0, de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 123. Solamente deberá considerarse como carbón o lignito el material flotante de color café oscuro o negro. El coque no convendrá clasificarlo como carbón o lignito.

La presencia en la grava de minerales que puedan calificarse de potencialmente reactivos con los álcalis del cemento deberá definirse en primer lugar por medio del examen petrográfico conducido de acuerdo con la Práctica Recomendada ASTM C 295. En presencia de minerales calificados como potencialmente reactivos con los álcalis del cemento, debe objetarse el empleo de la grava en concretos cuyas condiciones de servicio los mantengan húmedos, a menos que:

1. Se emplee un cemento cuyo contenido de álcalis totales, expresados como  $\text{Na}_2\text{O}$ , sea inferior a 0.6 por ciento en peso.

2. Se adicione al concreto un material eficiente para producir una reducción mínima de 75 por ciento en la expansión comparativa de morteros ensayados de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 441.

3. Se compruebe que el concreto fabricado con la arena y la grava propuestas y el cemento de uso especificado, produce una expansión inferior a 0.10 por ciento a los 6 meses de edad. Estos ensayos podrán conducirse conforme a lo que sea aplicable del Método de Prueba ASTM C 227, pero adoptando el procedimiento de fabricación y el tamaño de los especímenes del Método de Prueba ASTM C 157.

La presencia de minerales calificados como potencialmente reactivos con los álcalis del cemento no deberá ser motivo para el rechazo de una grava propuesta para ser empleada en la fabricación de concreto cuyas condiciones de servicio no impliquen un estado de humedad permanente, o cambios alternados de humectación y secado.

#### IV. Sanidad

Para los efectos de estas recomendaciones se designará como sanidad en la grava a su aptitud para resistir la acción de los agentes naturales que en conjunto constituyen el fenómeno conocido por intemperismo.

Es conveniente determinar esta característica de la grava, sometiendo sus partículas separadas por fracciones, a la acción desintegrante de una solución saturada de sulfato de sodio o sulfato de magnesio, por ciclos sucesivos de saturación y secado conforme al Método de Prueba ASTM C 88.

Las pérdidas máximas permisibles, en peso, calculadas de acuerdo con la

#### IV. Sanidad

Cuando una grava satisface la prueba de sanidad, es evidente su aptitud para producir concretos sanos y durables. Lo contrario no siempre se cumple, pues hay casos especiales de gravas que aun fallando en la prueba de sanidad pueden producir concretos sanos y durables.

Para distinguir estas dos posibilidades, del caso en que la grava sea francamente inaceptable, se establece el criterio de aceptación basado en las condiciones de exposición y servicio que deba soportar el concreto.

En condiciones rígidas de exposición y servicio, nada más es admisible una



grava que satisfaga la prueba de sanidad, pero queda abierta la posibilidad de aceptación para una grava del segundo caso en concretos expuestos a condiciones menos rígidas, siempre y cuando satisfaga determinados requisitos.

granulometría del total de la grava y después de cinco ciclos completos, serán como sigue:

En solución saturada de sulfato de sodio = 12 por ciento máximo

En solución saturada de sulfato de magnesio = 18 por ciento máximo

Para el cálculo de esta pérdida no se admitirá incluir en ningún caso el material que pasa por la malla No 4, aun cuando su contenido se halle comprendido dentro de los límites permisibles, ya se trate del defecto de clasificación en una grava procesada o del contenido natural de arena en una muestra original. En cualquier caso, la fracción que pasa por la malla No 4 deberá ensayarse por separado aplicando el procedimiento establecido para la arena en este mismo Método de Prueba.

Cuando la grava manifieste en cinco ciclos una pérdida superior al límite máximo recomendado, se objetará su empleo en concreto cuyas condiciones de servicio impliquen contacto permanente con el agua, cambios extremos de humedad y temperatura, contacto con aguas o suelos agresivos, o exposición a cualquier tipo de acción erosiva.

En concretos expuestos a condiciones de servicio menos rígidas, podrá admitirse el uso de una grava que haya producido una pérdida superior al límite recomendado, siempre y cuando se cumpla con cualquiera de los siguientes requisitos:

1. Que se demuestre que la grava ha prestado servicio satisfactorio en concretos expuestos a condiciones de servicio comparables a las previstas.
2. Que se demuestre que la pérdida no es originada por la presencia de material alterado y que la grava permite obtener los requisitos especificados en el concreto, empleando un consumo de cementante del mismo orden del que se requiere con una grava semejante, de buena sanidad.
3. Que se demuestre, en el caso de gravas trituradas, que la pérdida en exceso es originada fundamentalmente por desgaste de las aristas, sin desintegración de partículas, y que la grava permite obtener los requisitos especificados en el concreto, empleando un consumo de cementante del mismo orden del que se requiere con una grava semejante, que satisface la prueba de sanidad.

#### V. Partículas ligeras

Si en una obra determinada no existen limitaciones particulares para el contenido de ligeros en la grava, es frecuente que se permita el uso de una grava, independientemente de su contenido de partículas ligeras, si satisface los requisitos generales de calidad y si permite obtener las características requeridas en el concreto en que se aplica.

Esto significa que las partículas ligeras, si se encuentran en exceso, deben probar los ensayos en que se determinan las partículas suaves y las desmenuzables.

#### V. Partículas ligeras

Deben considerarse como partículas ligeras en la grava todos aquellos fragmentos mayores que la malla No 4 (4.76 mm) cuyo peso específico saturado y superficialmente seco resulte sensiblemente menor que el peso específico medio de la grava en conjunto, en la misma condición.

La determinación del contenido de partículas ligeras en la grava deberá efectuarse por flotación en un medio pesado, de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 123. La densidad del medio pesado se establecerá en cada caso particular, considerando el peso específico mínimo deseable en el material.

Es recomendable que el contenido de partículas ligeras se determine independientemente para cada fracción de grava separada conforme a los intervalos que se

## VI. Peso volumétrico

El peso volumétrico de la grava no constituye un dato que en sí mismo permita juzgar de su calidad, excepto en el caso de ciertas gravas manufacturadas cuyo peso volumétrico puede ser un índice de la uniformidad lograda en su obtención. En este caso se encuentra la escoria de alto horno, enfrida al aire, en la cual generalmente se requiere un peso volumétrico compacto mínimo de  $1\ 120\ \text{kg/m}^3$ .

## VII. Abrasión

## 2. MATERIALES CEMENTANTES

### 2.1 Clasificación de materiales

#### 2.1.1 Cemento (portland, portland-puzolana, de escoria)

a) Cemento portland. El cemento Tipo I se emplea en obras de albañilería o concretos en los que no se requieren resistencias rápidas, ni resistencia especial al ataque de suelos y aguas sulfatadas. Llega a alcanzar altas resistencias mecánicas. Genera bastante calor durante su hidratación, por lo que no es recomendable para concretos en masa.

El cemento Tipo II, como genera poco calor al hidratarse y es moderadamente resistente al ataque de los sulfatos, se emplea extensamente en grandes masas de concreto, principalmente en obras hidráulicas. Es quizá el cemento que más uso tiene en la actualidad, ya que además de contar con las ventajas anteriores, es relativamente fácil de obtenerse.

apliquen en la obra, y que el contenido sobre el total de la grava se calcule de acuerdo con los porcentajes en que intervienen esas fracciones en la composición granulométrica del total de la grava.

## VI. Peso volumétrico

El peso volumétrico de la grava, como dato comparativo de laboratorio, se determinará con el material seco al ambiente, de acuerdo con el Método de Prueba ASTM C 29.

El peso volumétrico de la grava, como dato de utilidad en la obra para la conversión de pesos a volúmenes o viceversa, se determinará en la forma más representativa posible de las condiciones en que se maneje la grava en la obra.

## VII. Abrasión

La resistencia a la abrasión de la grava deberá determinarse preferentemente en la máquina Los Angeles, de acuerdo con los Métodos de Prueba ASTM C 131 y ASTM C 535. Alternativamente podrá usarse la máquina Deval y aplicarse el Método de Prueba ASTM D 289.

Cuando se aplique la máquina Los Angeles, la pérdida máxima permisible por abrasión deberá ser igual al 50 por ciento en peso, determinada sobre la granulometría más próxima posible a la que se vaya a emplear en el concreto.

La grava que produzca una pérdida por abrasión superior al límite permisible tendrá que ser rechazada en los casos en que esa propiedad de la grava pueda tener influencia definitiva sobre el comportamiento del concreto resultante.

En los casos en que las condiciones de servicio del concreto no representen condiciones críticas para su resistencia a la abrasión, podrá admitirse el uso de una grava que haya producido una pérdida por abrasión superior al límite permisible, siempre y cuando se demuestre que dicha grava permite obtener las características requeridas en el concreto, empleando un consumo de cementante del mismo orden del requerido con una grava semejante, que satisfaga la prueba de abrasión.

## 2. MATERIALES CEMENTANTES

### 2.1 Clasificación de materiales

#### 2.1.1 Cemento (portland, portland-puzolana, de escoria)

añ) Cemento portland. Debe considerarse como cemento portland el material que proviene de la pulverización fina del producto obtenido por calcinación a fusión incipiente de una mezcla íntima y debidamente proporcionada de materiales arcillosos y calizas (clinker), sin más adición posterior a la calcinación que yeso natural.

Para los efectos de estas recomendaciones, el cemento portland debe clasificarse en cinco tipos:

## 5. EVALUACION DE BANCOS DE AGREGADOS

Los factores básicos que regulan las investigaciones para conocer las características de un banco y establecer su factibilidad de explotación son : 1) Calidad, 2) Cantidad, y 3) Economía de Producción y Transporte. Para conocer estos factores, principalmente los dos primeros, es necesario realizar, en la mayoría de los casos una exploración geológica completa.

### 5.1. LA EXPLORACION GEOLOGICA.

Los objetivos de una exploración geológica son:

- Determinación de la naturaleza del depósito, incluyendo toda la información que sea dable obtener sobre la geología, historia de explotaciones previas, relaciones con escurrimientos de agua superficial, etc.
- Profundidad, espesor, extensión y composición de los estratos de suelo o roca que se pretendan explotar.
- Situación del agua subterránea, incluyendo posición y variaciones del nivel freático.
- Obtención de toda la información posible sobre las propiedades de los suelos y las rocas, los usos que de ellos se hayan hecho, etc.

Una investigación completa está formada por tres etapas:

- a) Reonocimiento preliminar, que debe incluir la opinión de un geólogo. En esta etapa debe considerarse esencial el contar con el estudio geológico de la zona por senci

llo que sea.

- b) La exploración preliminar, en la que por medio de procedimientos simples y expeditos, pueda obtenerse información sobre el espesor y composición del subsuelo, la profundidad del agua freática, y demás datos que permitan, en principio, definir si la zona es prometedora para la implantación de un banco de las características del que se busca y sí, por consiguiente, conviene continuar la investigación sobre ella.

Si las condiciones son adecuadas es aconsejable durante esta etapa llevar a cabo una serie de investigaciones conjuntas de campo y laboratorio sobre la calidad específica del agregado.

Un diagrama de estas actividades se muestra en la figura 5.1.

- c) La exploración definitiva, es la que por medio de sondeos y pruebas de laboratorio han de definirse detalladamente las características ingenieriles de los suelos y las rocas encontradas.

Las herramientas para llevar a cabo la exploración se muestran en la figura 5.2. y su empleo dependerá del tipo de banco, las características de los materiales, la profundidad de investigación, el área de estudio y del criterio del ingeniero geólogo.

FIGURA 5.1.

# INVESTIGACION PARA CANTERA

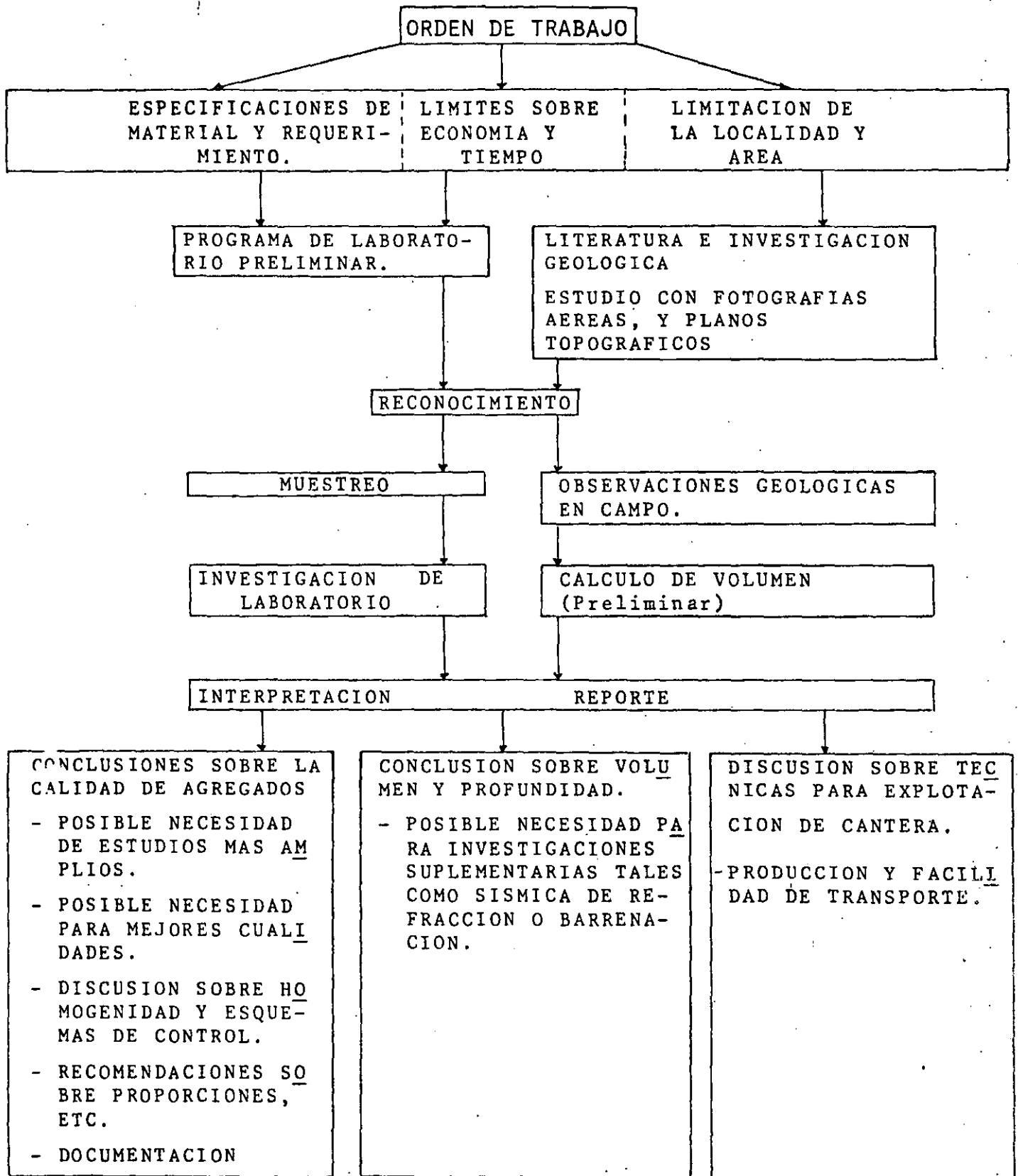
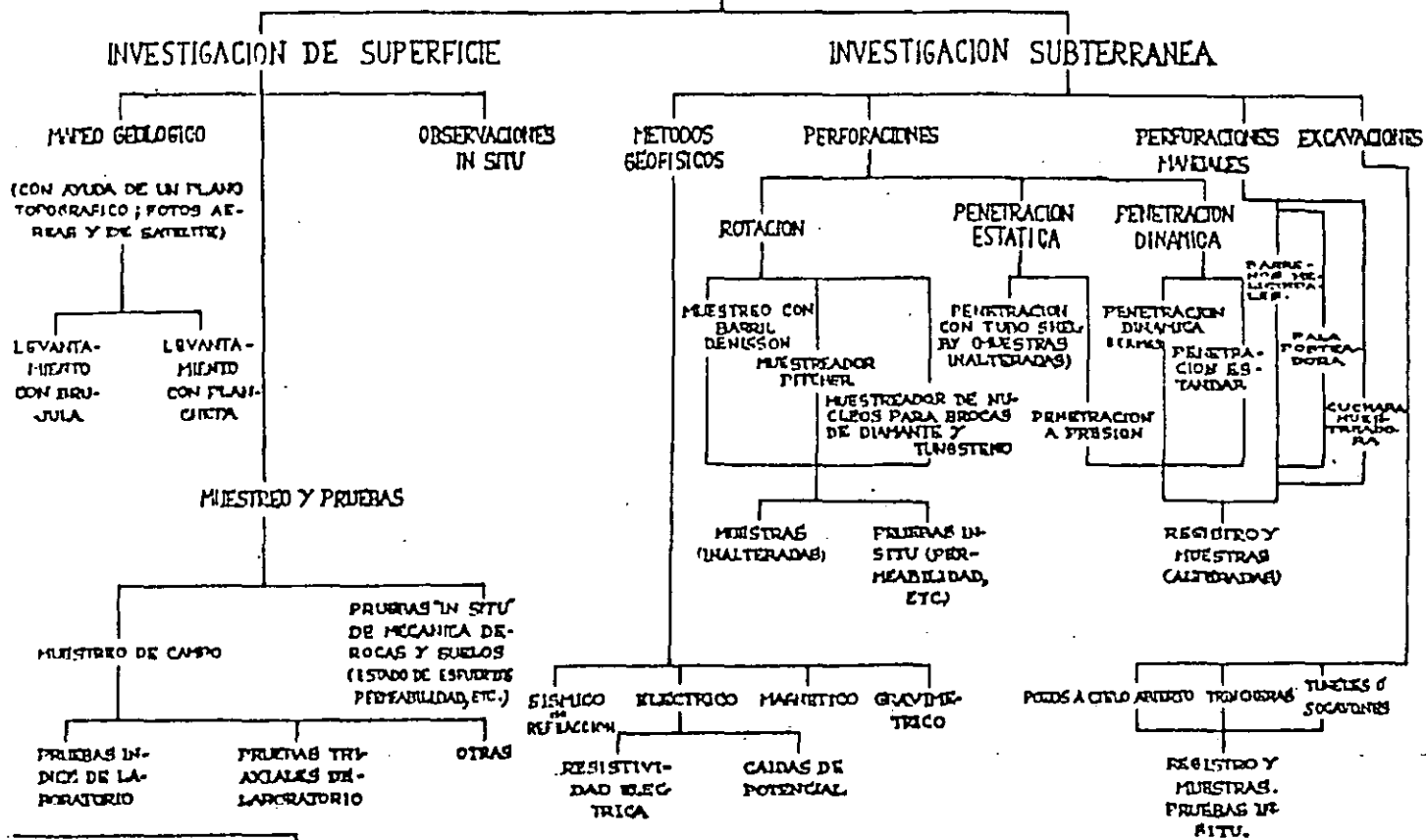


TABLA 5.2.

INVESTIGACION DETALLADA DEL SITIO



TOMADO DE: FORCES, 1967, CON MODIFICACIONES.

66

## 5.2. PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO DE AGREGADOS.

Los procedimientos y técnicas empleadas para muestrear los agregados para el concreto son de suma importancia, por lo que a continuación se presenta un anexo del capítulo 1.2. del manual de Diseño de Obras Civiles, de la Comisión Federal de Electricidad, relativas a las practicas recomendadas de muestreo.

## TOMADO DEL "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES" DE CFE

### COMENTARIOS

#### 1.2 Prácticas recomendadas de muestreo

El primer requisito que debe satisfacer una muestra de agregados es que sea razonablemente representativa de la porción de material cuyas características y propiedades se requiere verificar.

Tan importante como la obtención de las muestras es definir la frecuencia de muestreo, es decir, el número de muestras que se requieren en cada caso para representar el conjunto de material sujeto a verificación.

El tamaño de las muestras obtenidas en el campo se decide tomando en cuenta la facilidad de transporte y la cantidad de ensayos a que deban someterse, pero el número de muestras que conviene obtener se define de acuerdo con el volumen del conjunto que se quiere representar y por la heterogeneidad del material muestreado. Es, entonces, indispensable establecer también a qué fracción de material in situ pueden hacerse extensivas las características y propiedades exhibidas por cada muestra.

### RECOMENDACIONES

#### 1.2 Prácticas recomendadas de muestreo

Se considerará como muestreo el conjunto de operaciones necesarias para obtener una fracción reducida de material que conserve todas las características y propiedades del material original de que proviene.

Cuando se logren plenamente estos propósitos, se considerará que se ha obtenido una muestra representativa del material sujeto a muestreo. Todas las muestras representativas de agregados deberán ser obtenidas por el personal de la Comisión o bajo su supervisión, y remitirse correctamente empacadas al sitio designado por la propia Comisión para las pruebas a que deban someterse.

Todas estas muestras irán acompañadas de información amplia relativa a su lugar de procedencia y al material que representan. A continuación se incluye una relación de los datos que se requieren con mayor frecuencia:

- Obra o proyecto de procedencia
- Aplicaciones propuestas para el material muestreado
- Denominación del sitio explorado
- Localización del sitio explorado
- Distancia aproximada del sitio a las obras



Volumen aproximado de material disponible en el sitio  
Facilidades para acceso y explotación del sitio  
Número de muestreos efectuados en el sitio explorado  
Ubicación del punto de extracción de la muestra  
Número de muestras extraídas en el mismo punto  
Espesor superficial de material no utilizable  
Profundidad de extracción de la muestra  
Profundidad del nivel freático en el punto de extracción  
Fecha de obtención de la muestra  
Procedimiento de extracción de la muestra.

### 1.2.1 Procedimientos para obtención de muestras representativas

El muestreo de agregados en cualquiera de sus formas es un aspecto que requiere atención y cuidado para lograr muestras razonablemente representativas. Esto se debe a la variabilidad con que se dan tales materiales en la naturaleza, a la heterogeneidad que puede manifestar un material en una misma localización, y a la tendencia natural a segregarse que presentan los materiales granulares cuando se manejan.

Es, pues, indebido pretender establecer procedimientos únicos de muestreo para su aplicación en cualquier circunstancia. Las recomendaciones que se incluyen en este aspecto han resultado útiles para casos que se presentan en la práctica con alguna frecuencia, y deben considerarse como una guía general para los casos no previstos.

a) Roca para producción de agregados triturados. La calidad de una roca, bajo el aspecto de su aptitud para producir agregados triturados, frecuentemente se juzga por su peso específico, sanidad, resistencia a compresión, dureza, contenido de fisuras naturales, composición mineralógica y forma de fracturación. De ahí que en la exploración preliminar de una formación de roca sea necesario emplear procedimientos que permitan extraer muestras inalteradas a diferentes profundidades.

Para verificar esas propiedades y características de la roca, usualmente no se requieren más de 50 kg de material en cada muestra. Cuando la extracción se realiza por procedimientos distintos a la perforación de barrenos, generalmente se obtienen mayores cantidades de las necesarias para una simple verificación. Para integrar la muestra en estos casos, es necesario seleccionar fragmentos que sean representativos del material extraído. Aquí también conviene incluir algunos fragmentos de formas regulares que permitan obtener especímenes para ensayos de compresión.

### 1.2.1 Procedimientos para obtención de muestras representativas

Para la obtención de muestras representativas de polvos minerales que se utilicen como agregados de lechadas, morteros o concretos, será necesario seguir, en lo que sean aplicables, los procedimientos recomendados para el muestreo de materiales cementantes.

Los procedimientos para muestrear arenas, gravas y rocas para triturar, deberán ajustarse a la forma y condiciones en que se presenten estos materiales, ya sea en su estado natural o bien después de alguna explotación o tratamiento. A continuación se tratan los casos más usuales de muestreo de agregados.

a) Roca para producción de agregados triturados. Previamente a la explotación de una cantera propuesta con el fin de extraer roca para la producción de agregados triturados, deberán obtenerse muestras que representen la formación de roca en todo el frente de explotación previsto.

Para obtener información acerca de la calidad del material inalterado, del grado de posible alteración superficial y de la variabilidad del material en el sitio, deberán obtenerse muestras del material fresco, tal como se encuentra en el interior de la masa, y del material posiblemente alterado que se encuentra en la superficie.

Todas estas muestras deberán obtenerse preferentemente con equipo de perforación, empleando brocas del mayor diámetro posible. Por este medio se consigue extraer material inalterado y se facilita la identificación del material de acuerdo con su profundidad.

Cuando no se disponga de equipo de perforación, las muestras superficiales podrán obtenerse empleando herramienta de mano y las muestras profundas con el empleo de explosivos. En estos casos hay que evitar incluir en las muestras fragmentos de roca que hubieran resultado fisurados como consecuencia del procedimiento empleado para su extracción.

Cuando la muestra corresponda a material de perforación, habrá que conservar el material recuperado en cada barreno perforado. Su remisión al lugar de destino podrá efectuarse en cajas de madera construidas ex profeso, de acuerdo con las dimensiones de las muestras, colocando en ellas los tramos de barreno en el orden que fueron recuperados, indicando las profundidades que corresponden a

b) Depósitos naturales de arena y grava. Los depósitos o yacimientos de agregados naturales se presentan de muy variadas formas en la naturaleza. Usualmente se manifiestan como materiales depositados por el agua, aunque también existen depósitos de otros orígenes (eólicos, piroclásticos, etc.)

La disposición del depósito depende de aspectos tales como velocidad de arrastre, topografía del sitio, naturaleza del material, etc. Tanto como varían esos aspectos, así puede esperarse que varíen las características de los materiales en conjunto, de un depósito a otro y aun en el ámbito de un mismo depósito. Esta variabilidad con frecuencia hace necesario multiplicar el número de sondeos para obtener información confiable acerca de las características de los materiales disponibles.

### I. Perforación de barrenos

Procurar instalaciones que faciliten determinar la granulometría de las muestras directamente en el sitio de extracción tiene por objeto evitar su transporte, y obtener información inmediata de los sondeos exploratorios. Esto permite seleccionar simultáneamente las zonas mejor graduadas del depósito, para ampliar su muestreo aprovechando la presencia del equipo de perforación.

### II. Excavación de pozos

Para determinar la profundidad total que puede darse a un pozo, usualmente se toman en consideración factores tales como los medios de que se dispone para la excavación, las características del material excavado, el volumen de explotación previsto, el espesor superficial de material no aprovechable, la profundidad del nivel freático, la presencia de filtraciones a través de las paredes de excavación, etc.

La reducción en el tamaño de una muestra por el método de cuarteo debe hacerse evitando la segregación de partículas. Frecuentemente es necesario humedecer ligeramente el material para favorecer la adherencia entre las partículas menores.

cada tramo, e incluyendo toda la información necesaria para la identificación de sitio y la localización del barreno.

Cuando el material se hubiera obtenido por cualquier otro método de extracción, la muestra deberá integrarse con varios fragmentos de material y cada muestra se remitirá empacada por separado, usando preferentemente cajas de madera, indicando el procedimiento de extracción, e incluyendo toda la información que permita identificar el sitio explorado y ubicar la muestra dentro del sitio.

b) Depósitos naturales de arena y grava. Los procedimientos para la extracción de muestras representativas en depósitos naturales deberán definirse en función de las características de los materiales depositados, de las condiciones externas e internas del terreno, y del volumen que se requiera explotar.

### I. Perforación de barrenos

Deberá darse preferencia a la obtención de muestras de agregados naturales por medio de la perforación de barrenos con equipo adecuado para la recuperación del material perforado, a diferentes profundidades.

El equipo de perforación seleccionado deberá estar provisto de brocas con diámetro suficiente para no interferir con los fragmentos mayores que contenga el material. La presencia de fragmentos más grandes que el mayor diámetro de broca disponible constituye una limitación para la aplicación de este procedimiento.

Las muestras que se obtengan por este medio deberán constar de todo el material recuperado, el cual habrá de identificarse de acuerdo con la profundidad de extracción. Para su remisión deberán proveerse envases que eviten la pérdida de las partículas finas durante el transporte. Cuando los sondeos sean muy numerosos, será preferible instalar facilidades de campo para determinar la granulometría de las muestras directamente en el sitio de obtención.

### II. Excavación de pozos

Como procedimiento alternativo de la perforación de barrenos, se excavarán pozos a cielo abierto.

Estos pozos deberán ser de sección cuadrada o rectangular; su profundidad total queda a juicio del responsable del muestreo.

El criterio para obtener la porción de material que represente el material muestreado deberá ajustarse a las condiciones de la excavación. En pozos de poca profundidad que no requieran protección con ademe (generalmente hasta 1.5 m), no será necesaria la recuperación de todo el material excavado, si se efectúa el muestreo directamente sobre las paredes del pozo, las que serán suficientemente

accesibles. Esta operación se llevará a cabo practicando incisiones de sección rectangular a lo largo de cada una de las paredes, y recuperando en el fondo todo el material desprendido, por medio de una tela que le evite contaminarse con cuerpos extraños. Este material deberá producir una muestra razonablemente representativa de la capa de material excavado en el lugar del pozo.

En pozos de mayor profundidad, donde las paredes requieran ser adermadas para prevenir derrumbes, será impracticable la ranuración de las paredes, por lo que es conveniente hacer el muestreo recuperando todo el material extraído conforme avanza la excavación del pozo. En este caso es recomendable la clasificación del material recuperado por estratos consecutivos en que se aprecien cambios en el material, o bien por tramos de 1.5 m de profundidad si el material se conserva homogéneo.

Considerando que todo el material recuperado para un estrato o tramo de 1.5 m representa un volumen poco manejable, será útil reducir cada muestra a un tamaño conveniente por medio de cuarteo a mano o con separador.

Las muestras así reducidas han de considerarse representativas del material yacente en el espesor, profundidad y ubicación correspondientes, y se transportarán a su lugar de destino debidamente envasadas para evitar la pérdida de finos.

### III. Excavación de zanjas

Cuando se disponga de equipo mecánico de excavación y las condiciones topográficas lo permitan, se considerará la excavación de zanjas en vez de pozos, para el muestreo en depósitos de agregados naturales.

Puesto que estos procedimientos difieren solamente en cuanto a la forma de la excavación, es conveniente aplicar en ambos casos los mismos criterios para la selección y obtención de las muestras.

c) Almacenamientos de agregados. La necesidad de muestrear almacenamientos ocurre en los casos de agregados producidos por trituración o de agregados naturales después de haber sido extraídos de su depósito original.

En cualquier caso, el muestreo será sistemático y deberán obtenerse muestras tanto de los taludes como de la parte superior del almacenamiento, efectuando sondeos de la mayor profundidad posible. Aunque estos sondeos generalmente se efectúan por medio de pozos excavados a mano, podrá también utilizarse equipo mecánico para preparar los sitios de sondeo. Para los pozos en talud se podrá formar primero un escalón que permita crear un piso de trabajo y facilite la colocación del arteme desde el principio de la excavación del pozo. Para los pozos superiores deberán allanarse las planicies en el extremo superior de las pilas volteando el material excedente hacia los lados. En todos estos pozos es necesario que las muestras consten de todo el material extraído al excavar el pozo.

El muestreo de agregados en la línea de producción de un proceso de trituración o de clasificación por tamaños deberá efectuarse en un punto del sistema en que la corriente de agregados sea continua (como en la descarga de una tolva o en una banda transportadora). Durante la toma de la muestra habrá que intercalar totalmente la corriente de agregados durante el tiempo requerido para obtener la cantidad conveniente de material.

### III. Excavación de zanjas

c) Almacenamientos de agregados. Es frecuente que, durante el almacenamiento de agregados procesados, ya se trate de los clasificados por tamaños o de materiales integrales, ocurran segregaciones que dificulten la obtención posterior de muestras representativas del conjunto.

Si el almacenamiento se realiza conforme a las prácticas recomendadas en estos casos, cada capa almacenada debe constar de pequeñas pilas contiguas con los vértices aplanados, y las capas sucesivas deben irse reduciendo en extensión para formar taludes escalonados en el apilamiento total. De lo contrario, si desde el principio se trata de formar una pila única y el material se descarga desde un solo punto central superior (como en el extremo de una banda transportadora), deben esperarse fuertes segregaciones al rodar las partículas mayores hacia la base de la pila.

Considerando las dificultades que usualmente entraña el muestreo de almacenamientos, es conveniente prever la obtención de muestras en la etapa anterior al almacenamiento, esto es, en el yacimiento original para los agregados naturales integrales, y en la línea de producción para los agregados triturados o naturales sometidos a proceso de cribado.

### 1.2.2 Número y tamaño de las muestras representativas

El número de muestras de agregados o de roca para triturar que debe obtenerse puede diferir notablemente de un caso a otro. Comúnmente depende de factores tan variables como la heterogeneidad del material, el volumen de agregados requerido, la extensión del sitio muestreado o el uso a que se destina el material extraído. En consecuencia, no es posible anticipar datos precisos al respecto, y las recomendaciones generales que se incluyen deben adaptarse en cada caso a las condiciones particulares que prevalezcan.

El tamaño de la muestra usualmente depende del procedimiento de extracción, de las facilidades de transporte y de los ensayos a que debe someterse. Como estos factores se apegan frecuentemente a casos mejor definidos, es posible dar recomendaciones más precisas en cuanto al tamaño de las muestras.

#### a) Rocas para triturar

b) Agregados naturales integrales. Las muestras integrales normalmente son representativas de agregados en su estado natural, es decir, antes de ser sometidos a procesos o tratamientos que modifiquen cualquiera de sus características originales. En consecuencia, estas muestras deben obtenerse directamente en los lugares de origen en que yacen los materiales.

Los materiales disponibles en yacimientos naturales frecuentemente manifiestan variaciones extremas en sus características granulométricas. Esto limita considerablemente el volumen de material yacente a que pueden hacerse extensivas las características del material obtenido en un sondeo.

Conviene hacer la localización de los sondeos con regularidad geométrica, trazando en el terreno una gran cuadrícula con intervalos de unos 50 metros, que

### 1.2.2 Número y tamaño de las muestras representativas

a) Rocas para triturar. La frecuencia de muestreo de una formación de roca sujeta a exploración deberá ser inicialmente conforme a las dimensiones aparentes de la formación y a las variaciones que se aprecien en el aspecto del material.

En trabajos de exploración preliminar selectiva bastará con obtener muestras a diferentes profundidades de la zona en que la formación se manifieste mejor definida. Para una verificación más completa habrá que repetir este muestreo tantas veces como sea necesario para obtener información suficiente de todo el material explotable. Una vez iniciada la explotación de una formación de roca deberán obtenerse muestras periódicas para comprobar la continuidad en la calidad del material obtenido.

El tamaño de una muestra de roca propuesta para producir agregados triturados deberá quedar definido en primer término por el procedimiento de extracción empleado. Cuando el muestreo se realiza perforando barrenos, puede considerarse como muestra todo el material recuperado, independientemente de su tamaño. Cuando el muestreo se realiza por métodos que implican la obtención de una gran cantidad de material, deben seleccionarse fragmentos de roca que se estimen representativos del material existente en la zona muestreada. Se escogerán fragmentos de formas aproximadamente regulares y que no hayan resultado fisurados durante la extracción. Es necesario que cada muestra de esta naturaleza conste de unos 50 kg de material y que se transporten todas empacadas en cajas de madera que les proporcionen protección adecuada contra golpes.

b) Agregados naturales integrales. El número de sondeos que se realicen en un yacimiento natural deberá depender en primer lugar del volumen de material que se requiera explotar y de la amplitud aparente del yacimiento. En segundo término, dicho número se ampliará de acuerdo con las variaciones que se aprecien en las características de las muestras obtenidas en los primeros sondeos con objeto de definir con mayor aproximación las zonas del yacimiento que presenten características semejantes.

El tamaño de las muestras que se obtengan de cada sondeo deberá quedar definido en principio por el procedimiento de extracción. En los sondeos realizados con equipo de perforación, las muestras habrán de constar de todo el material recuperado. En cada una de estas muestras es indispensable incluir la profundidad de recuperación.

marque toda la extensión de la zona que se requiera explorar. Los primeros sondeos conviene efectuarlos en intersecciones distantes que representen toda la extensión explorada. Conforme se vayan determinando las características de estas primeras muestras, se irán seleccionando las áreas mejor dotadas en las que el muestreo podrá hacerse más frecuente realizando sondeos más próximos.

Cuando además de verificar la calidad del material se requiere ensayar su aplicación al proporcionamiento de mezclas de concreto, conviene ampliar el tamaño de las muestras de modo que después de separarlas por el tamiz No 4 pueda disponerse de un mínimo de 50 kg de arena y 100 kg de grava, por cada material de procedencia distinta y para cada proporcionamiento requerido.

c) Agregados procesados. Los agregados procesados pueden consistir en agregados obtenidos de trituración de roca o en agregados naturales que se someten a un tratamiento previo a su utilización. Es posible, entonces, obtener las muestras correspondientes durante la operación del proceso o en el almacenamiento final.

El correcto muestreo de almacenamientos de agregados procesados usualmente presenta serias dificultades por la segregación de partículas, aun cuando se trate de agregados clasificados por tamaños. Esto hace preferible realizar el muestreo durante la operación del proceso, como parte del control de calidad del producto. De este modo pueden corregirse las deficiencias que se observen, conforme ensayen las muestras.

En muestras obtenidas por excavación de pozos o de zanjas, siempre se conserva el criterio de separar el material por tramos de 1.5 metros de profundidad del pozo o por estratos de materiales con características diferentes. Cada muestra y parada, después del cuarteo correspondiente, deberá constar de unos 50 kg de material integral envasado de tal modo que en su transporte no haya pérdida de las partículas más finas.

c) Agregados procesados. Para verificar las características de agregados procesados, será suficiente obtener una muestra de cada tipo y tamaño de agregado producido en cada turno de trabajo. Asimismo, será prudente tomar muestra del producto cada vez que se efectúe un ajuste o modificación en el procedimiento de operación o cuando se aprecie un cambio aparente en las características del material con que se alimenta el proceso.

Las muestras que se requieran para verificar las características de cualquier tipo o tamaño de agregado procesado deben constar de un mínimo de 25 kg de material. Las muestras requeridas para ensayos de diseño de mezclas de concreto deben consistir en unos 50 kg de arena y en unos 100 kg de grava, si esta se suministra en un solo tamaño. Cuando la grava se clasifique en varios tamaños, las muestras para diseño de mezclas consistirán en unos 50 kg de grava para cada fracción clasificada.

Para los ensayos de verificación de características de las muestras de agregados procesados, habrán de proveerse las facilidades necesarias para su ejecución en la proximidad al lugar de trabajo.

# TEMA V

## EXPLOTACION DE CANTERAS

### PRESENTACION

#### 1. EXPLOTACION CON EXPLOSIVOS

##### 1.1. LOS EXPLOSIVOS

###### 1.1.1. TIPOS DE EXPLOSIVOS

##### 1.2. DISEÑO DE VOLADURAS

###### 1.2.1. INTRODUCCION

###### 1.2.2. DISEÑO DE UN BARRENO AISLADO

###### 1.2.3. CALCULO DE UN CONJUNTO DE BARRENOS

##### 1.3. EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO

###### 1.3.1. EMPLEO DE EXPLOSIVOS

###### 1.3.1.1. MECANISMO DE FRACTURACION EN LOS BANCOS

###### 1.3.1.2. CARGA ESPECIFICA

###### 1.3.1.3. PROYECCION Y LANZAMIENTO

###### 1.3.1.4. EXPANSION DURANTE LA VOLADURA

###### 1.3.1.5. FRAGMENTACION DEL PRODUCTO DE LA VOLADURA

###### 1.3.1.6. FRAGMENTACION

###### 1.3.1.7. CALCULO DE LA CARGA

###### 1.3.1.8. CONCENTRACIONES DE CARGA, ESPACIAMIENTOS Y BORDOS.

###### 1.3.1.9. DISPOSICION DE BARRENOS

#### 2. EXPLOTACION CON MAQUINARIA

## TEMA V .

### PRESENTACION

El tema V relativo a la explotación de canteras, se ha dividido en dos capítulos principales, en base a los procedimientos de explotación a utilizar. El capítulo primero se refiere al uso de explosivos, enfocado principalmente al diseño de voladuras para excavaciones a cielo abierto; el material escrito que se utilizo corresponde a una selección de los capítulos de mayor interes del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Sección B, Tema 3, Capítulo 7.

El segundo capítulo trata sobre los métodos mecánicos de explotación, para ilustrar este tema se presentan unas breves notas del libro del Ing. Alfonso Rico (Ingeniería de Suelos en las vías terrestres, capítulo 12) relativas a los equipos para la explotación de bancos y transporte de materiales.

## BIBLIOGRAFIA

- BELL, F.G. (1980). "Engineering Geology and Geotechnics"  
Ed. Newnes-Butterworths.
- BENITEZ, E.L. (1975). "Técnicas de Producción Moderna de Agregados" Apuntes de Construcción. Facultad de Ingeniería. U.N.A.M.
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD ( ). Manual de diseño de Obras Civiles.
- COMITE ACI 621 (1961).. "Selección y Empleo de Agregados de Concreto". Edición en español de I.M.C.Y.C.
- DANIELSEN, S. (1983). "Evaluation of Aggregates for Offshore Concrete Platforms". Proceedings of Fifth Congress of the International Society of Rock Mechanics, Melbourne.
- KRYNINE, D.P. y JUDD, W.R. (1980) "Principios de Geología y Geotécnica para Ingenieros". Ed. Omega.
- RICO, A y DEL CASTILLO, H. (1978). "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres" Ed. Limusa.
- ROSAS, J.L. y PRIETO R. (1978). "Exploraciones Geológicas para Obras de Ingeniería Civil" Tesis Profesional U.N.A.M.



## BIBLIOGRAFIA

- BELL, F.G. (1980). "Engineering Geology and Geotechnics"  
Ed. Newnes-Butterworths.
- BENITEZ, E.L. (1975). "Técnicas de Producción Moderna de Agregados" Apuntes de Construcción. Facultad de Ingeniería. U.N.A.M.
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD ( ). Manual de diseño de Obras Civiles.
- COMITE ACI 621 (1961). "Selección y Empleo de Agregados de Concreto". Edición en español de I.M.C.Y.C.
- DANIELSEN, S. (1983). "Evaluation of Aggregates for Offshore Concrete Platforms". Proceedings of the Fifth Congress of the International Society of Rock Mechanics, Melbourne.
- KRYNINE, D.P. y JUDD, W.R. (1980) "Principios de Geología y Geotécnica para Ingenieros". Ed. Omega.
- RICO, A. y DEL CASTILLO, H. (1978). "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres" Ed. Limusa.
- ROSAS, J.L. y PRIETO R. (1978). "Exploraciones Geológicas para Obras de Ingeniería Civil" Tesis Profesional U.N.A.M.
- FOOKES, P.G. (1980) "An introduction to the influence of natural aggregates on the performance and durability of concrete". Q.J. Eng. Geol, Vol. 13 pp 207-229, London.
- (1981) "Some preliminary considerations on the selection and durability of rocks and concrete materials for breakwaters and costal protection works". Q.J. Eng. Geol, Vol. 14, pp 97-128 London.



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

GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

GEOHIDROLOGIA PARA PLANTAS TERMoeLECTRICAS

ING. JOEL CARRILLO

NOVIEMBRE, 1985

## INDICE

<b>INTRODUCCION</b>	1
<b>LINEAMIENTOS GENERALES</b>	5
1. OBJETIVOS	5
2. EVALUACION DEL AGUA SUBTERRANEA	5
3. ESTUDIOS SOBRE FENOMENOS METEOROLOGICOS	6
4. GEOLOGIA	6
5. HIDROLOGIA	7
6. EXPLORACIONES	8
7. CARACTERISTICAS FISICOQUIMICAS DEL AGUA SUBTERRANEA	9
8. HIDRAULICA DE ACUIFEROS SUBTERRANEOS	9
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	12
<b>VILLA DE REYES</b>	13
RESUMEN	13
1. DESCRIPCION DE LA ZONA	13
2. CARACTERISTICAS GEOLOGICAS GENERALES	14
3. EXPLORACIONES	16
4. EXTRACCIONES DE AGUA SUBTERRANEA	18
5. PIEZOMETRIA	19
6. HIDROLOGIA SUPERFICIAL	20
7. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL ACUIFERO	20
8. CARACTERISTICAS FISICOQUIMICAS DEL AGUA	23
9. CONCLUSIONES	24
TABLAS, GRAFICAS Y FIGURAS	25
REFERENCIAS	49
APENDICE	52

## Introducción

---

Como en México las plantas termoeléctricas se construyen casi siempre en zonas áridas, el agua necesaria para su funcionamiento se extrae por lo general de mantos subterráneos.

El propósito de este trabajo es exponer la metodología que se usa actualmente en la búsqueda, localización y cuantificación del agua subterránea, así como organizar la presentación de los resultados.

Las plantas termoeléctricas tienen la finalidad de convertir la energía química de combustibles como gas natural, carbón, combustóleo, etc., en energía eléctrica. Puesto que esta transformación no es directa, se hace necesario recurrir a una serie de procesos.

Una planta termoeléctrica convencional tiene como único objetivo generar energía eléctrica por medio de vapor de agua. Funciona con base en el ciclo termodinámico llamado Rankine, con el agregado de algunas modificaciones que mejoran su rendimiento.

Las partes principales de una planta termoeléctrica convencional son:

1. La *caldera*, que trasfiere la energía calorífica, producto de la energía química de combustión a un fluido, generalmente agua desmineralizada. En la caldera, el fluido cambia de estado convirtiéndose de líquido en vapor, con lo que gana energía específica útil.
2. La *turbina de vapor*, cuya función es convertir la energía útil del fluido en trabajo mecánico, o sea la potencia en el eje de la turbina.

3. El *condensador*, que transforma el vapor húmedo que sale de la turbina en líquido para poder bombearlo nuevamente a la caldera.
4. La *bomba*, mediante la cual se eleva la presión del fluido que sale del condensador para hacerlo entrar en la caldera.

El tipo de combustible que se emplee determina la manera de transportarlo al hogar de la caldera. Mediante una combustión controlada se extrae la energía química del combustible, la cual generalmente se expresa en función del poder calorífico multiplicado por el flujo másico; una parte de dicha energía se trasfiere al fluido y la otra se disipa a la atmósfera a través de una chimenea.

La energía que absorbe el fluido hace cambiar su estado físico de líquido a vapor, aumentando por lo consiguiente su energía específica (llamada calor latente de vaporización), la que a su vez eleva en forma considerable las condiciones de presión y temperatura a la salida de la caldera.

En la turbina de vapor, el fluido de trabajo se expande en las toberas y álabes móviles, proporcionando trabajo mecánico en el eje de la turbina como producto de su energía útil y del flujo másico.

La potencia del eje se transmite directamente al generador, donde la superposición de un campo eléctrico y un campo magnético provocado por la rotación induce una potencia eléctrica (voltaje x corriente).

Una vez que el vapor se ha expandido en la turbina y que su energía específica útil ha cedido, éste se extrae y condensa para poder manejarlo como líquido y así bombearlo nuevamente a la caldera. El condensador es un dispositivo diseñado para pasar calor de un fluido a otro sin que exista contacto entre ellos. Este nuevo fluido es generalmente agua de mala calidad o de desecho.

Cuando el fluido de refrigeración ha absorbido el calor del vapor, pasa a los sistemas de enfriamiento para bajar su temperatura. Durante el proceso, parte del agua que llega al sistema se pierde y es necesario reponerla.

De lo anterior se hace evidente que para transformar energía se usan dos clases de fluidos: a) el agua tratada o fluido de trabajo, que al pasar por las plantas desmineralizadoras adquiere las condiciones necesarias para funcionar en la caldera-turbina-condensador, y b) el agua de enfriamiento del condensador. Si bien la reposición de agua del primer tipo es relativamente pequeña, la del segundo es considerable.

Es por ello que para fines de enfriamiento, y cuando las condiciones lo permiten, conviene utilizar agua corriente de algún río o de un depósito que no necesite refrigeración por medio de una torre. Desde luego, si la planta se instala en zonas áridas o semidesérticas se emplea agua subterránea cuya extracción debe cuantificarse y controlarse.

El volumen de agua que las plantas termoeléctricas utilizan se distribuye aproximadamente en los siguientes porcentajes:

1.	Enfriamiento	94.45
2.	Calderas	0.06
3.	Circulación	4.17
4.	Servicios generales	0.04
5.	Lavado	0.01
6.	Consumo humano	0.16
7.	Desmineralización	1.11

En nuestro país se usan normalmente tres diferentes formas de enfriamiento.

## **Estanques**

En este sistema el agua rechaza el calor por medio de la evaporación en superficie y, en menor escala, por radiación. El efecto de enfriamiento de un estanque está en función de la longitud del trayecto del flujo, de la profundidad del canal de flujo, la velocidad del viento, la humedad relativa del aire y la evaporación potencial. El agua se consume principalmente por evaporación. En teoría, es posible operar un estanque durante un cierto tiempo sin consumir agua debido al gran volumen que se almacena en el mismo. Aunque la calidad del agua no representa un problema, sí lo es la gran extensión que requiere su construcción y la necesidad de que el suelo donde se construya el emplazamiento sea impermeable.

## **Torres**

Utilizan agua para disipar el calor no deseado del condensador y la caldera. El calor adquirido por ésta se extrae induciendo aire a las gotículas que se forman mediante la caída de agua en las torres.

Las torres se clasifican según la forma en que se acciona el aire que fluye a través de ellas. Las hay de tipo mecánico y natural: la primera usa abanicos para removerlo y la segunda tiene una estructura alta que actúa como chimenea para ocasionar el flujo del aire; este evapora el agua de cada gota causando su enfriamiento. La evaporación produce entre un 75 y un 80 por ciento del enfriamiento, el resto se logra por conducción. El consumo de agua de estos sistemas dependerá de la velocidad del viento, la diferencia de temperaturas entre el bulbo húmedo y el seco, o sea, la humedad relativa, la salinidad original del agua, el diseño mecánico de los equipos y la manufactura de la torre. Para fines comparativos, el caudal requerido en litros por segundo es aproximadamente del 100 por ciento de los megawatts de capacidad instalada de la planta de que se trate.

## **Rociado**

Aunque muy similar a la torre de enfriamiento, su diferencia estriba en que las gotas de agua se lanzan hacia arriba para activar la evaporación. Si bien estos sistemas pueden emplearse para enfriar la totalidad del agua circulante, en ocasiones se usan para apoyar el funcionamiento de las torres de enfriamiento en el caso de temperaturas extremas y a veces para abatir la temperatura del agua a niveles que puedan descargarse al medio ambiente.

De los tres sistemas mencionados, el primero sólo requiere agua no potable o de desecho, mientras que los restantes necesitan agua subterránea de salobre a baja salinidad.

## **Lineamientos generales**

---

### **1. OBJETIVOS**

El propósito principal de este trabajo es describir brevemente las investigaciones que es necesario efectuar para evaluar los recursos hídricos existentes, accesibles a las centrales; además, intenta fijar los lineamientos para la investigación de esos recursos y la organización y presentación de los resultados. Los métodos descritos son de uso común.

A título de ejemplo tanto de la investigación como de la forma de presentación se da un informe ilustrativo y, en un apéndice, la manera de calcular el agua necesaria para una central termoeléctrica.

### **2. EVALUACION DEL AGUA SUBTERRANEA**

Para determinar los volúmenes de agua subterránea disponibles se ha establecido una serie de estudios básicos que normalmente comienzan con la localización geográfica y política de la zona; cubren puntos fundamentales como la determinación del clima y sus efectos y las características geológicas generales del área, lo que implica considerar la hidrología superficial y su conexión con el sistema de agua subterránea en la cuenca. El sistema acuífero puede definirse a partir del conocimiento de las características de los aprovechamientos hidráulicos ya existentes. Esto aportará información sobre sus propiedades hidráulicas y sobre la potenciometría en los planos vertical y horizontal. La información tanto directa como indirecta de las exploraciones debe concordar con el marco geológico. Las exploraciones directas (perforaciones) indicarán los volúmenes de agua que pueden ser explotados y sus características físico-químicas. Finalmente, deberán evaluarse todos estos datos para conocer el flujo subterráneo que escurre en la cuenca dentro del modelo conceptual del sistema acuífero. Las conclusiones incluyen políticas de explotación, así como consideraciones con respecto al mejor uso del sistema hídrico.

Las técnicas utilizadas en las investigaciones de agua subterránea tienen como objetivos fundamentales definir: 1) el tamaño y forma del recipiente geológico que contiene las aguas 2) la velocidad y dirección del movimiento del agua subterránea 3) la calidad fisicoquímica del agua subterránea 4) la mejor forma de explotarla por medio de obras generalmente artificiales, y 5) el mantenimiento de la explotación en un nivel económicamente óptimo.

### 3. ESTUDIOS SOBRE FENOMENOS METEOROLOGICOS

Si bien la localización geográfica y política de la zona de estudios no está directamente relacionada con el agua subterránea, sí son puntos que hay que especificar, así como la superficie aproximada en kilómetros cuadrados. Además, se tratarán las condiciones climatológicas generales y su influencia en la geohidrología del lugar, ya que sirven de apoyo para conocer las características de aridez, distribución de la precipitación, valor de la evaporación potencial, etc. La lluvia anual media puede calcularse a partir de los polígonos de Thiessen o por el método de isoyetas (World Meteorological Organization, 1974), que permite conocer su distribución y determinar en forma estadística los meses más y menos lluviosos. La temperatura recibe un trato similar, mientras que la evapotranspiración potencial sólo se reporta en términos de su valor anual (Penman, 1948). Dependiendo de la información disponible, tipo de estudio y zona de trabajo, la evapotranspiración real se puede estimar con estos métodos: Thornthwaite y Holzman, Hostead, Blaney, Thornthwaite y Penman (Ward, 1967). En ocasiones el único recurso es usar la fórmula empírica de L'Turk (Flores, 1978).

Los cálculos así realizados sólo indicarán un modelo preliminar de las condiciones climáticas, de donde se podrán desprender algunas conclusiones sobre la influencia probable de las lluvias en la cuenca.

### 4. GEOLOGIA

Es muy importante establecer el marco geológico de la zona de estudio, al que se puede indicar en la forma convencional de los informes geológicos.

La fisiografía incluye la descripción de las actividades de la naturaleza sobre los terrenos, la provincia fisiográfica (Raisz, 1964) y las sierras y valles con sus reflejos y consecuencias topográficas. Es también conveniente determinar las repercusiones geológicas de los rasgos fisiográficos, hacer una breve reseña histórica de los fenómenos que dieron a la zona sus características exteriores y, sobre todo, investigar las estructuras internas que proporcionan el marco particular a la geología subterránea.

En general, los estudios de agua subterránea se dirigen a conocer dos características fundamentales de los materiales geológicos que las contengan: su capacidad para transmitir y almacenar el agua. Dentro de la zona se determina la presencia y distribución de las formaciones permeables e impermeables, lo que es muy importante para precisar las barreras al flujo del agua, las zonas de recarga y descarga y sus repercusiones en la perforación de pozos, la forma de la recarga y descarga, los volúmenes almacenados, el número de acuíferos, etc.

Habrá que indicar los lugares de afloramiento de las formaciones permeables y almacenadoras de agua, sus áreas respectivas en kilómetros cuadrados, los espesores medios, litología, granulometría, extensión, composición, tipo de permeabilidad, fracturamiento, cavidades de disolución y demás propiedades relevantes.

Los afloramientos de las formaciones geológicas pueden señalarse en planos base de DETENAL (geológicos y topográficos), una vez que se haya realizado la correspondiente fotointerpretación y comprobación de campo. Usualmente se emplean a escala 1:50,000 o 1:100,000. La distribución vertical de las forma-



ciones se hace de manera común, o sea en secciones que integren información de geología superficial, barrenos (o pozos) y estudios geofísicos. De preferencia se usará la misma escala del plano de geología superficial, indicando el efecto de las condiciones geológicas en la producción de agua subterránea.

## 5. HIDROLOGIA

### 5.1 Hidrología superficial

Por lo general no se trata este tema en relación con el agua subterránea, debido a que las zonas en estudio normalmente no poseen corrientes superficiales perennes. Sin embargo, cuando las haya, es menester saber a qué cuenca hidrográfica pertenecen y presentar en un plano a escala similar a la del geológico, el desarrollo del avenamiento, su forma, orientación y relación con la estructura geológica, así como alguna dirección preferente producida por fracturamiento, diaclasas, etc. La densidad del avenamiento y otros estudios sobre el número de arroyos y sus tributarios (Horton, 1945) pueden ofrecer un conocimiento cualitativo con apoyo cuantitativo de los caracteres implícitos en los cauces, por la geología, vegetación, suelo, clima, etc. El análisis de esta información es básico para conocer las condiciones regionales que gobiernan al sistema acuífero.

Los datos sobre caudales escurridos en las estaciones de aforo permiten entender tanto el funcionamiento del sistema acuífero en conexión con el río aforado como la reacción de la corriente a las lluvias. El análisis se realiza con registros diarios que establezcan el valor de las constantes de recesión de las corrientes y los diversos componentes de los hidrogramas (Ineson y Downing, 1965). Se estudiará detalladamente el efecto parcial de cada unidad geológica del sistema acuífero en los volúmenes escurridos.

En el caso de haber manantiales en el área de estudio, conviene realizar un análisis de su potencialidad (Tolman, 1937) e investigar la relación de esta potencialidad con la precipitación y otros fenómenos, así como su origen (Meinzer, 1960) y funcionamiento.

Por último, en el caso de distritos de riego, y/o cuando los volúmenes de los escurrimientos son captados o importados de otras cuencas, derivados y redistribuidos en la zona, se establece un balance de aguas superficiales para conocer su esquema de funcionamiento, el cual complementará al del agua subterránea.

### 5.2 Hidrología subterránea

#### 5.2.1 Aprovechamientos

Es muy importante investigar las extracciones de agua subterránea que se llevan a cabo de los diferentes aprovechamientos, conocer las características constructivas de pozos, norias, galerías filtrantes, manantiales, etc., para poder determinar entre otros aspectos el acuífero explotado y los volúmenes extraídos. Esto se logra mediante un censo de todas las obras que incluya para qué se usa, la litología atravesada, la profundidad, diámetro de descargas, bomba y tipo, temperatura del agua, registros eléctricos, etc., señalando su localización en un plano junto con los conceptos expresados en el punto 4.

### 5.3 Potenciometría

Habrá que clasificar la información concerniente a los niveles estáticos de norias, pozos, galerías filtrantes, etc., con el fin de establecer la superficie potenciométrica representativa de cada unidad geológica que actúe como acuífero, previa nivelación de cada una de las obras. Conviene hacer dos análisis de los datos de potenciometría, uno horizontal y otro vertical. Para ambos se construyen planos y secciones de valores en un tiempo determinado, preferiblemente cada 30 días.

Mediante el análisis horizontal de distribución de las curvas del agua subterránea en el acuífero se conoce el sentido general del flujo en ese plano. La distribución del gradiente hidráulico indica las zonas con mayor o menor permeabilidad relativa (Todd, 1959). Análogamente, en el análisis vertical se examinan todas las captaciones que existan en el acuífero a diferente profundidad (Freeze y Witherspoon, 1968).

Con base en la profundidad al nivel estático se deducen los volúmenes perdidos por evaporación (potencial) cuando el nivel del agua se encuentra a menos de tres metros de profundidad, y se evalúan los manantiales.

Es útil hacer un estudio comparativo de niveles potenciométricos a diferentes intervalos de tiempo, porque puede indicar el comportamiento del sistema acuífero ante los diversos estímulos naturales y/o artificiales a que está sujeto. Su examen, basado en el funcionamiento integral del sistema, ayuda a evaluar su explotación presente y futura.

## 6. EXPLORACIONES

### 6.1 Geofísica

Las investigaciones de este tipo requieren gran atención tanto en su desarrollo como en su interpretación, puntos estos cuya descripción sobrepasa el propósito del presente trabajo. No obstante, se puede decir que los métodos más comunes son los sondeos geoeléctricos verticales y los registros eléctricos de resistividad y potencial espontáneo.

En estudios regionales, los sondeos geoeléctricos se utilizan para obtener información sobre la composición y estructura geológica subterránea. Esa información se ratifica más tarde por medio de los barrenos y pozos, con los datos de litología, registros eléctricos de penetración, *gamma*, temperatura, neutrón, etc., así como con análisis de muestras de rocas y agua (Kelly, 1962). Generalmente, los sondeos eléctricos se practican a partir de afloramientos de composición conocida y se continúan hasta cubrir la zona cuya localización se quiere investigar.

Aunque dependiente de las condiciones físicas del área, la profundidad teórica de penetración de los sondeos normalmente se diseña para llegar hasta la roca basal regional. El análisis de la primera integración de esta información sirve de apoyo para decidir la ubicación de las perforaciones cuya finalidad es explorar la litología y las estructuras definidas en la integración. En cuanto se tienen los resultados de las perforaciones de exploración, se reinterpretan los sondeos para establecer así un panorama más real de las condiciones del subsuelo en zonas adyacentes a los sitios de exploración directa (McDonald y Wantland, 1961).

Los registros eléctricos son un instrumento eficaz para delimitar los diferentes cuerpos litológicos, así como las calidades del agua que contengan. El estudio de esta información, además de la obtenida durante la perforación, proporciona un excelente indicador de las condiciones del subsuelo (Shlumberger, 1972). La calidad del agua del acuífero puede inferirse a partir de los registros de resistividad y potencial espontáneo (Patten y Bennet, 1963).

### 6.2 Perforaciones

Este tipo de exploración directa es muy importante para determinar las condiciones litológicas subterráneas y diferenciar los horizontes productores de los impermeables; para ello hay que llevar un control estricto de todas las fases de la perforación. Como usualmente se utilizan máquinas rotarias, se compilarán datos sobre la velocidad de penetración, viscosidad y densidad del fluido de perforación, número de revoluciones por minuto de la mesa rotaria, peso sobre la barrena, litología atravesada, zonas de pérdidas de fluido de perforación y cantidad perdida. En la literatura se dan recomendaciones sobre el fluido que se debe usar (Johnsons Division, 1975).

## 7. CARACTERISTICAS FISICOQUIMICAS DEL AGUA SUBTERRANEA

Para abastecer de agua subterránea a una planta termoeléctrica debe conocerse la calidad de la misma, ya que es un factor limitante en el diseño y construcción de las partes vitales de toda central. Generalmente se necesitan aguas que tengan menos de 1,000 mg/l de sólidos totales disueltos (STD) para los ciclos internos; las aguas con mayor contenido de sales, pero con menos de 2,500 mg/l, sirven para usos generales, reposición de calderas, enfriamiento de compresores, etc. Los estudios sobre el tema no han profundizado demasiado en lo que concretamente se podría llamar hidrogeoquímica o evolución química del agua subterránea, lo cual implicaría definir los cambios químicos que sufre el agua durante su recorrido en el subsuelo (Freeze y Cherry, 1979). Sin embargo, aquí sólo se indica la calidad del agua y su relación con la geología regional, se presta atención a ciertos constituyentes fisicoquímicos y al uso futuro del agua y se establecen las variaciones en las concentraciones de los diferentes elementos y su posible interacción dentro del marco geológico regional o local.

Es indispensable que los programas de muestreo de aguas permitan conocer la calidad fisicoquímica del agua subterránea dentro del sistema acuífero estudiado, especialmente las variaciones de la calidad en el plano horizontal. Si el funcionamiento del acuífero es complejo y tiene un movimiento importante en el plano vertical, éste deberá estudiarse a fin de determinar las variaciones en ese plano.

Los procedimientos de muestreo y análisis de aguas están más allá del objetivo de este trabajo, pero existen publicaciones más especializadas que los consideran en forma precisa (Hem, 1959; Rankama y Sahama, 1950).

El contenido de constituyentes químicos en el agua subterránea no es muy amplio, pero las características del medio por el cual el agua circula determinan los cambios en el contenido. El medio puede ser mineral u orgánico, y otorga características diferentes a la constitución original. Las principales determinaciones que se efectúan en las aguas naturales son:  $\text{SiO}_2$ , Al, Fe, Mn, Ca, Mg, Na, K, Li,  $\text{NH}_4$ ,  $\text{HCO}_3$ ,  $\text{CO}_3$ , OH,  $\text{SO}_4$ , Cl, Br, I,  $\text{NO}_3$ ,  $\text{PO}_4$ , B, STD, conductividad eléctrica, pH y temperatura.

La interpretación apropiada de los constituyentes del agua se funda en el funcionamiento hidrológico dentro del marco geológico. Un apoyo importante es el estudio de los isótopos naturales, radiactivos y estables que se encuentran en las aguas. El muestreo debe programarse adecuadamente a fin de obtener los parámetros deseados del espectro de isótopos ambientales y químicos (Clark, 1980). En lo concerniente al análisis de las muestras existe un amplio campo de referencias (Fritz y Fontes, 1980), con técnicas ampliamente reconocidas para  $^{18}\text{O}$ ,  $^{13}\text{C}$ ,  $^{14}\text{C}$ ,  $^2\text{H}$ ,  $^3\text{H}$ ,  $^{15}\text{N}$  y sulfuro, así como para los estándares de la reproducción de los valores encontrados.

Si bien es cierto que la interpretación de la información obtenida con isótopos puede resolver una serie de problemas diversos, ésta deberá considerar los aspectos hidrológicos y geológicos para que sus conclusiones tengan un sentido realista.

Los análisis químicos o isotópicos se presentan en planos que establezcan para cada concepto su variación horizontal, en secciones que muestren su distribución, o en gráficas que representen el concepto requerido y cualquier variable relacionada con el caso (Davies y De Wiest, 1966).

## 8. HIDRAULICA DE ACUIFEROS SUBTERRANEOS

Dos de los factores de mayor importancia en la evaluación hidrológica de una cuenca son la determinación cuantitativa de la permeabilidad (conductividad hidráulica) y de su capacidad (coeficiente) de almacenamiento. Los datos deben cubrir la superficie geográfica más amplia posible y sus valores deben corresponder a las condiciones geológicas imperantes.

## 8.1 Determinación de la conductividad hidráulica y del coeficiente de almacenamiento

Hay tres métodos básicos para determinar la conductividad hidráulica y tres para el coeficiente de almacenamiento; cuál de ellos se utilice dependerá de la información disponible y del problema que se vaya a resolver.

La conductividad hidráulica puede determinarse mediante pruebas de bombeo, de laboratorio y gasto específico; el coeficiente de almacenamiento por pruebas de bombeo, de laboratorio y por el procesamiento de la información sobre los niveles estáticos.

### 8.1.1 Métodos directos

Estos parámetros se determinan correctamente mediante la interpretación de pruebas de bombeo en pozos de tipo convencional que tengan una duración de 24 a 96 horas. La interpretación de los datos debe cumplir con las seis condiciones de validez de las ecuaciones que resuelven el problema

1. El acuífero es homogéneo e isotrópico
2. El pozo penetra y recibe agua de todo el espesor del acuífero
3. El acuífero es de extensión infinita
4. La conductividad hidráulica por el espesor es constante en el tiempo y el espacio
5. El agua proviene del almacenamiento y se descarga instantáneamente con la caída de la carga hidrostática
6. El pozo es de diámetro infinitamente pequeño

La solución que se basa en los datos de las pruebas de bombeo se aplica según el caso concreto indicado por la geología, la construcción del pozo y el conocimiento conceptual del comportamiento hidrológico del área, mientras que la determinación del coeficiente de almacenamiento requiere de un pozo de observación.

Cada condición hidrogeológica ha sido ya evaluada matemáticamente y las soluciones también fueron definidas en la literatura. Las condiciones hidrogeológicas se dividen principalmente en confinadas (Jacob, 1940), confinadas con alimentación vertical (Hantush, 1960), no confinadas (Boulton, 1954), y no confinadas en un acuífero anisotrópico (Boulton, 1970).

Algunos autores han simplificado estos métodos (Cooper y Jacob, 1946; Bentall, 1963), y ahora se pueden aplicar sin complicadas elaboraciones matemáticas. Otros han encontrado la forma de hacer correcciones (Jacob, 1963; Papadopoulos, 1963; Theis, 1963) a los datos compilados en el campo para adaptarlos a métodos que se conformen a las seis condiciones mencionadas, cuando por diversas causas los pozos y la geología no se ajusten a ellas. Aunque existen trabajos específicos (Ferris *et al.*, 1962; Kruseman y De Ridder, 1970; Walton, 1962; Hazel, 1973), también se puede consultar cualquier texto conocido (Davies *op. cit.*). Los valores de la conductividad hidráulica se pueden obtener además por medio de pruebas Lefrank y Lugeon, las cuales proporcionan la distribución de ese concepto a profundidad, aunque con ciertas limitaciones (Taylor, 1948).

### 8.1.2 Métodos indirectos

La conductividad hidráulica y el coeficiente de almacenamiento (porosidad) pueden determinarse en el laboratorio por métodos comunes a la mecánica de suelos y a la ingeniería petrolera (Pirson, 1958; Todd *op. cit.*). Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el coeficiente de almacenamiento así obtenido se aplica sólo a los acuíferos en condiciones no confinadas. Su limitación es el tamaño de la muestra, comparada con la de las pruebas de bombeo que son del tamaño del cono de abatimiento.

La conductividad hidráulica se infiere también de la respuesta barométrica de un acuífero confinado al estar ésta relacionada con la porosidad, densidad del agua, aceleración de la gravedad, espesor del acuífero y con el módulo de elasticidad del agua. Análogamente se ha encontrado que el coeficiente de almacenamiento se relaciona con la amplitud de fluctuación del nivel del agua subterránea en un acuífero costero confinado, del cual se conocen la distancia del punto de observación, la conductividad hidráulica, el espesor del acuífero y el periodo de mareas.

También se puede calcular la conductividad hidráulica en forma indirecta relacionando los datos conocidos: gasto específico (gasto/abatimiento), el tiempo de bombeo y el radio del pozo de bombeo, y despejando las incógnitas: conductividad hidráulica y coeficiente de almacenamiento. Esta técnica fue perfeccionada por varios autores (Brown, 1963; Hurr, 1966; Meyer, 1963) y es muy efectiva si se conoce el espesor saturado y se infiere un valor del coeficiente de almacenamiento.

Hay otros métodos para calcular estos parámetros, como el análisis numérico (Stallman, 1956), que implica el conocimiento de la variación de niveles estáticos en un periodo determinado y el factor de difusividad hidráulica (conductividad hidráulica por el espesor sobre el coeficiente de almacenamiento). Esto se resuelve a través de un sistema de ecuaciones planteadas para el acuífero en estudio; la conductividad hidráulica se obtiene al estimar el coeficiente de almacenamiento de registros Neutrón, ensayos de laboratorio o determinaciones empíricas.

Una alternativa más es a partir del análisis del flujo regional (Bennet, 1962). Con una representación gráfica del flujo de agua subterránea, se determina cuantitativamente la distribución de la conductividad hidráulica que, sin embargo, necesita un valor de comparación.

Es posible estimar el coeficiente de almacenamiento para acuíferos confinados (Hazel *op. cit.*), con base en el parámetro *coeficiente de almacenamiento/espesor del acuífero* al valor de  $3 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$ . Aunque los valores no son absolutamente correctos, ya que no se hacen ajustes por porosidad y compresibilidad del acuífero, se los considera confiables.

Por su parte, Sahni y Seth (1979) calculan el coeficiente de almacenamiento de tipo regional, comparando los niveles estáticos de varios pozos, en lapsos de más de 30 días.

También se puede usar para cualquier acuífero una serie de ecuaciones de balance hidrológico que se resuelven por un sistema de ecuaciones simultáneas, donde la incógnita es el coeficiente de almacenamiento.

## 8.2 Presentación de la información y cálculo del flujo subterráneo

Los resultados obtenidos con los procedimientos arriba expuestos se presentan en forma regional para conocer la distribución de las características hidráulicas del acuífero. Posteriormente se pueden comparar con los gastos de los pozos y, finalmente, se utilizan para determinar las zonas de mejor producción, interferencia entre pozos de bombeo y cálculo de los volúmenes de agua que puedan extraerse del acuífero. Además, estos datos son muy valiosos para determinar el flujo subterráneo.

El cálculo del flujo subterráneo en esta etapa del estudio es virtualmente la aplicación de la ecuación de Darcy a los datos ya computados: el gradiente calculado en el punto 5.3, el frente del flujo subterráneo de acuerdo con la definición del Capítulo 4 y la conductividad hidráulica establecida en el Capítulo 8. Aquí se conocen los volúmenes de agua que entran y salen del sistema acuífero, incluyendo los caudales en el plano horizontal y en el vertical.

En este capítulo se calcula el volumen de agua almacenado y disponible con base en los resultados de los capítulos 4 y 8. Esto significa, en otras palabras, que es necesario conocer los volúmenes de agua que se recargan y descargan en el acuífero en forma natural y artificial en un tiempo dado, así como el volumen de agua que esté presente en el sistema acuífero en ese lapso.

## **9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Al dar los resultados del estudio debe señalarse el modelo conceptual geológico e hidrológico del área estudiada, con los valores asignados a cada concepto. También habrá que analizar el posible efecto que tendrán los pozos propuestos sobre el sistema existente.

El estudio concluirá con las recomendaciones sobre el tratamiento que deba darse al área, en especial en lo concerniente a los diversos estudios de apoyo que habrá que realizar.

## Villa de Reyes

---

### RESUMEN

La zona de Villa de Reyes puede producir 700 l/s de agua por medio de pozos con abatimientos moderados. La determinación de ese caudal se basó en el funcionamiento hidráulico de la zona, el cual pudo definirse mediante la identificación de sus características potenciométricas y fisicoquímicas, en perforaciones exploratorias y pruebas de bombeo, así como en estudios geofísicos del acuífero. A partir de toda esta información, se precisó un volumen almacenado suficiente para 30 años de extracción adicional por parte de Comisión Federal de Electricidad, siempre y cuando las condiciones que rigen el sistema hidrológico de Villa de Reyes se mantengan constantes y exista un retorno de 350 l/s de desecho de las torres de enfriamiento.

### 1. DESCRIPCION DE LA ZONA

#### 1.1 Localización y vías de comunicación

La zona de Villa de Reyes se encuentra en la porción suroeste del Estado de San Luis Potosí (Figura 1), y queda comprendida entre los paralelos 21°43' y 21°58' de latitud norte y los meridianos 101°03' y 100°50' de longitud oeste.

La zona de estudio se comunica con la ciudad de San Luis Potosí, capital del estado del mismo nombre, por la desviación de la Carretera Federal No. 57 México-Laredo que, a la altura del km 25 del tramo San Luis Potosí-Querétaro, pasa por el poblado de Villa de Reyes, situado en la porción central de la zona de estudio. Otro acceso se realiza por la carretera que une las ciudades de Dolores Hidalgo, Gto., y Aguascalientes, Ags., tomando la desviación que sale del poblado de San Felipe. También se puede llegar por ferrocarril, vía México-Laredo.

## 1.2 Climatología

Las estaciones climatológicas que se localizan en la cuenca de Villa de Reyes cuentan con información de pluviometría, evaporación potencial y temperatura. Los datos de pluviometría fueron analizados en periodos mensuales, mientras que la temperatura y la evaporación en periodos anuales.

Los datos pluviométricos corresponden a las estaciones localizadas en la Figura 2 y se estudiaron, en general, para un periodo de 10 años (1968-1978). La precipitación calculada para la zona de estudio con base en el método de Thiessen, es de aproximadamente 420 mm y su distribución promedio es la de la Figura 2.

El clima es de tipo semiárido, con una temperatura media anual que oscila entre 17° y 20°C con máximas de 38°C y mínimas de -5°C. La precipitación se presenta durante los meses de junio, julio y agosto, registrándose la menor en los meses de enero, febrero y marzo. La evaporación potencial anual es del orden de 1,930 mm.

## 2. CARACTERISTICAS GEOLOGICAS GENERALES

### 2.1 Fisiografía

El valle de Villa de Reyes queda comprendido dentro de la provincia fisiográfica denominada Mesa Central; tiene una longitud de 50 km y una elevación media de 1,850 msnm.

En la parte noroccidental del valle se encuentra la Sierra de San Miguelito; está formada por tobas riolíticas y conglomerados del Terciario, y alcanza en la zona elevaciones hasta de 2,600 msnm.

El Río Santa María nace en la cuenca del valle de Villa de Reyes; aguas abajo pasa a formar parte del Río Pánuco, que desemboca en el Golfo de México. Los arroyos que se forman en el valle son de tipo intermitente, y en ocasiones son captados por presas y bordos almacenadores.

### 2.2 Rocas aflorantes

Las partes altas del valle de Villa de Reyes están formadas por un complejo volcánico del Terciario, con pequeños y escasos afloramientos de roca basáltica del Cuaternario. En las partes topográficamente más bajas afloran conglomerados y areniscas del Terciario, generalmente cementados por carbonato de calcio y cubiertos por depósitos de aluvión del Cuaternario. La Figura 2 muestra su distribución regional, mientras que la Figura 4 es una interpretación de la distribución vertical de las formaciones.

En el presente estudio, se considera como Material de Relleno no Diferenciado a los clásticos y piroclásticos que más adelante se definen como tobas riolíticas unidades I y II, junto con los conglomerados, las areniscas y el aluvión.

### 2.3 Estratigrafía

*Toba riolítica, Unidad III (Tvr-III).* Aflora en una franja de unos 30 km de ancho y atraviesa la zona de estudio en dirección NW-SE. Se encuentra afectada sobre todo en la porción noroccidental por un sistema de fracturas con dirección NW-SE. Es café rojiza, de textura piroclástica y estructura masiva; está formada por cristales de cuarzo y sanidina, fragmentos de pómez y pequeños nódulos de óxido de hierro, que le son característicos. Todo se encuentra incluido en una matriz dura, constituida por los mismos materiales triturados y vidrio. Según los sondeos geoelectrónicos verticales, su espesor mínimo en la parte central del valle es de aproximadamente 900 m.



**Toba riolítica, Unidad II (Tvr-II).** Descansa en forma discordante sobre la Unidad III, de la que se diferencia por estar pseudoestratificada; sus principales afloramientos se localizan en la porción nor-oriental, formando elevaciones topográficas principales.

La constituyen capas de tobas híbridas de color crema y blanco verdoso; contiene arenas de grano medio de cuarzo, feldespato, pómez y riolita de varios colores, todos incluidos en una matriz de toba riolítica semidura.

Se encuentra en capas intercaladas de tobas riolíticas compactas con bajo contenido de arena y de tobas híbridas (como la descrita). En éstas el contenido clástico y volcánico se presenta en porcentajes iguales, con capas de arena y algo de toba riolítica en la matriz.

**Toba riolítica, Unidad I (Tvr-I).** Es la más joven de las unidades riolíticas; aflora solamente en la porción suroccidental del área, en las cercanías de Melchor donde descansa en forma discordante sobre la Unidad II, con la que tiene semejanza litológica. Se depositó en un medio lacustre. Está constituida por estratos de tobas riolíticas y de tobas híbridas formadas por gravas y arenas en matriz tobácea riolítica y por capas de arena y grava.

Esta unidad no fue afectada por tectonismo debido a que las capas que la constituyen se presentan en forma horizontal; y es ésta la principal diferencia que existe con la Unidad II subyacente, ya que litológicamente son semejantes.

Una sección en el extremo sur de la Meseta de las Jaras mostró de la cima a la base, la siguiente secuencia: ignimbrita vesicular café rojizo de 50 m de espesor, formada por cristales de cuarzo y feldespatos, en una matriz de grano fino constituida por los mismos minerales triturados y vidrio; en todo este cuerpo se observan vesículas de forma lenticular de 1 a 2 cm de altura por unos 3 a 5 cm de diámetro. Hacia abajo, hay un cuerpo tabular de toba híbrida riolítica-conglomerática, de color rojizo y de 35 m de espesor, formada por fragmentos redondeados de rocas riolíticas y de lutitas y areniscas hasta de 2 cm de diámetro, en una matriz de toba riolítica; este material es poco compacto y se erosiona con facilidad; hacia la base, el tamaño del grano va disminuyendo y la matriz se presenta silicificada.

Subyaciendo al cuerpo descrito, se encuentra otro también de forma tabular y composición híbrida de color verdoso, formado por arena de grano grueso en matriz de toba riolítica; aflora con un espesor de 150 m, aunque la base no aflora ya que está cubierta por conglomerados.

**Conglomerado (Teg).** Sobreyace en forma discordante sobre el Complejo Volcánico del Terciario y aflora en ambos flancos del valle de Villa de Reyes. Lo forman fragmentos redondeados de rocas riolíticas de varios tipos (andesita y basalto), con diámetros que varían entre 2 mm y 50 cm, empacados en una matriz arenarcillosa de color rojizo; en algunos sitios la matriz está compuesta por toba riolítica de color rosa, cementada con carbonato de calcio.

Aflora con un espesor de 150 m medidos desde la parte baja del valle, a una elevación de 1,800 msnm, hasta una elevación de 1,950 msnm. Sin embargo, en varios pozos se han cortado hasta 200 m de espesor.

**Basalto.** Forma pequeños afloramientos aislados que, al suroeste, descansan sobre el Complejo Volcánico Riolítico del Terciario, mientras que en Melchor, al sur, lo hace sobre conglomerados. Es de color gris, con cristales de olivino en una matriz compacta y sana de grano muy fino.

**Aluvión.** Aflora en la porción occidental del valle; es de poco espesor y descansa sobre el Conglomerado del Terciario con el que es fácil confundirlo, dado que se deriva principalmente de la degradación de los mismos conglomerados. Los afloramientos de aluvión consisten principalmente en material arcilloso y arenoso intercalado en forma irregular.

## 2.4 Historia geológica

Los grandes movimientos tectónicos de fines del Cretácico que provocaron la emersión de los fondos marinos y posteriormente la formación de la Sierra Madre Oriental, en la que se encuentra incluida el área de estudio, se sucedieron a lo largo de lo que ahora es la Costa del Golfo de México. Estos movimientos se prolongaron durante el Terciario Inferior acompañados del gran vulcanismo que dio lugar a las rocas presentes.

Durante el Terciario Inferior (Eoceno-Oligoceno) se depositaron sedimentos de tipo *molasse* continental y conglomerados intercalados con las rocas volcánicas.

En el Terciario Superior (Mioceno-Plioceno), el vulcanismo continuó con sedimentación aluvio-lacustre en condiciones similares a las actuales.

En el área, el Cuaternario se caracteriza más por la erosión que por el depósito, por lo que las rocas de este periodo sólo están representadas por un pequeño espesor de aluvión.

## 2.5 Hidrogeología

En el valle de Villa de Reyes afloran seis unidades litológicas diferentes, de las cuales cuatro son permeables y dos semipermeables.

Tomando en cuenta la posición estratigráfica y topográfica, las unidades permeables pueden actuar como acuíferos y zonas de recarga; y las unidades semipermeables como acuíferos de baja producción, semiconfinantes o como zonas de recarga (Figura 3).

**Toba riolítica, Unidad III: permeable.** Está constituida por toba riolítica dura, muy fracturada. Actúa como zona de recarga en las partes altas y como acuífero de gran producción a profundidad.

**Toba riolítica, Unidad II: semipermeable.** Descansa discordantemente sobre la Unidad III, que es de gran permeabilidad, y actúa localmente como unidad semiconfinante.

**Toba riolítica, Unidad I: semipermeable.** Descansa en forma discordante sobre las unidades II y III, y es muy semejante a la Unidad II, de la cual se diferencia por un contenido de clásticos ligeramente mayor que le confiere un pequeño incremento en la permeabilidad. En las partes altas actúa como zona de recarga, y en forma subterránea como un acuífero de baja producción.

**Conglomerado: permeable.** Forma un acuífero de mediana producción. Los principales afloramientos se encuentran sobre ambos flancos, a lo largo del valle de Villa de Reyes. Rellenan el valle con un espesor medio de 200 m.

**Basalto: permeable.** Tiene pequeños afloramientos en el valle que actúan como zonas de recarga de poca importancia y como acuífero a profundidad.

**Aluvión: permeable.** Forma un acuífero y una zona de recarga; aflora en la parte baja del mismo valle.

## 3. EXPLORACIONES

### 3.1 Perforaciones

Se realizaron tres perforaciones de exploración (Figura 3) con el fin de determinar la litología y su grado de fracturamiento, la conductividad hidráulica del acuífero, los cuerpos de arcilla de extensión re-

gional, la productividad y sus correspondientes gastos y abatimientos, así como los fenómenos de termalismo. Tanto las características que se encontraron durante la perforación, como los registros corridos y terminaciones de los pozos se dan en forma resumida en las Figuras 5 a 7, donde también aparecen datos sobre la litología a diferentes profundidades, velocidad de perforación en metros por minuto, viscosidad del fluido de perforación, número de sacos de bentonita usados, revoluciones por minuto de la mesa rotaria, zonas de pérdida de fluido de perforación, temperatura y conductividad eléctrica del agua a diferente profundidad en el pozo, corrida del registro de potencial espontáneo, resistividad, rayos *gamma* y terminación del pozo. En la última columna se ven los diferentes diámetros de perforación y las características de la tubería y del filtro de grava utilizados.

**Pozo VR1.** Esta perforación atravesó material de relleno de 0 a 250 m de profundidad; el resto fue material riolítico con diversos grados de fracturación y alteración; su profundidad total es de 550 m. La velocidad de perforación sólo fue significativa en dos tramos: de 0 a 300 m, y de 300 a 550 m, por haberse usado dos máquinas diferentes en cada uno; los tiempos mayores de perforación correspondieron a la riolita, cuanto más compacta fue la roca, mayor fue el tiempo de penetración. Aunque se trató de mantener la viscosidad del fluido de perforación en 36 s/l, en ocasiones llegó a 39 s/l. El empleo de sacos de bentonita a diferentes profundidades indica zonas de pérdida de circulación y/o lugares donde el fluido de perforación se adelgaza, como sucedió en los tramos 140-166 m y 234-370 m. Las revoluciones de la mesa rotaria fluctuaron entre 70 y 90 rpm.

Al perforar a 350 m de profundidad, se manifestó la presencia de gas, al que no fue posible muestrear ya que ocurrió a las 3 a.m. La conductividad eléctrica del fluido de perforación sólo pudo medirse desde los 505 hasta los 550 m de profundidad, por falta de un instrumento adecuado para medir la conductividad del agua y la temperatura. La conductividad en este tramo fue de 1 ohms-m, mientras que la temperatura fluctuó alrededor de los 27°C. Cabe mencionar que se practicaron inyecciones de arcilla a los 170, 240 y 325 m de profundidad para obturar esos tramos y recuperar las muestras litológicas. Luego se reanudó la circulación.

**Pozo VR2.** Desde su inicio hasta los 230 m de profundidad, atravesó material de relleno, y posteriormente riolita con diferentes grados de fracturamiento. La velocidad de perforación varió de 35 min/m para los materiales de relleno a 250 min/m para la riolita compacta; cuando ésta se encontraba fracturada, el promedio fue de 70 min/m. Aunque se trató de mantener la viscosidad del fluido de perforación en 36 s/l, en ocasiones llegó a 39 s/l. Se agregó una gran cantidad de sacos de bentonita a los 20 y 170 m, y en los tramos 215-300 m, 340-375 m y 420-550 m de profundidad. La máxima velocidad de la mesa rotaria fue de 80 a 60 rpm. Se tuvieron zonas con importantes pérdidas de fluido de perforación a los 352, 378 y 446 m. La temperatura del mismo fluctuó entre 22 y 30°C y la conductividad entre 2 y 3 ohms-m.

**Pozo VR3.** Desde el inicio hasta los 135 m penetró en material de relleno y luego en riolita con diferentes grados de fracturamiento. La viscosidad del fluido de perforación de entrada y salida al pozo se mantuvo alrededor de los 36 s/l, y hubo importantes aportes de bentonita en los tramos de 0-20 m, 150-180 m y 220-200 m de profundidad.

La mesa rotaria llegó como máximo a 80 rpm y como mínimo a 40 rpm. En general no se tuvieron pérdidas importantes de fluido de perforación, excepto a los 568 m donde fue total. La temperatura de dicho fluido osciló alrededor de 29°C y la conductividad varió de 3 a 1.50 ohms-m.

### 3.1.1 Construcción de los pozos

Todos los pozos fueron construidos con tubería ranurada tipo canastilla de 2 mm y con filtro de grava según la granulometría de las arenas acuíferas sujetas a explotación (Figuras 5 a 7); el tamaño de la grava varió entre 3 y 10 mm de diámetro.

## 3.2 Geofísica

### 3.2.1 Sondeos geoeléctricos verticales

Se elaboraron 41 sondeos geoeléctricos con una profundidad teórica de penetración de 700 m y seis de 1,500 m. Su localización aparece en la Figura 3, junto a la de 51 sondeos de resistividad que fueron efectuados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Al correlacionar los datos proporcionados por estos estudios con los cortes litológicos de los pozos, se obtuvo información sobre el espesor del material de relleno que sobreyace a la Toba riolítica Unidad III, y también la elevación en metros sobre el nivel del mar de la cima de la unidad. En la Figura 8a, que es una interpretación de los sondeos que tuvieron una profundidad teórica de penetración de 1,500 m, se observa que la Toba riolítica Unidad III tiene un espesor de por lo menos 950 m (S-5). También de acuerdo con los sondeos, debajo de la riolita hay material clástico saturado.

### 3.2.2 Registros gamma y eléctricos

Se efectuaron registros eléctricos de potencial espontáneo, de resistividad y de rayos *gamma* a los pozos de exploración (Figuras 5 a 7).

Pozo VR1. La curva de potencial espontáneo no tiene un desarrollo importante debido a la ausencia de capas de arcilla en su vecindad. El registro de resistividad muestra valores que oscilan entre 50 y 100 ohms-m, lo que indica la presencia de material fracturado con agua de buena calidad en los tramos 40-240 m y 390-550 m. Esas fracturas se reducen en gran medida en el tramo 248-390 m, donde las resistividades representan un medio muy denso de roca compacta.

Según el registro de rayos *gamma* hay un incremento en la actividad radiactiva entre los 110 y los 215 m de profundidad y un pico de emanación a los 250 m que indican arcillosidad en esos tramos. Esto influye directamente en la producción esperada del pozo, ya que significa una reducción de la conductividad hidráulica.

Pozo VR2. Tiene un mayor número de tramos con un registro de potencial espontáneo más significativo. La línea de las arcillas es más definida y muestra que las rocas atravesadas poseen grados de alteración que se reflejan como arcillosidad. También hay indicios de material más permeable entre los 300 y 400 m de profundidad. La curva de resistividad varía entre los 20 y 40 ohms-m, lo que confirma las características descritas para el potencial espontáneo de las formaciones arcillosas saturadas con agua de buena calidad. El registro de rayos *gamma* muestra además un desplazamiento decidido a los 100 m, revelando que desde esta profundidad hacia abajo el material es más arcilloso.

Pozo VR3. En la primera corrida de registros, de los 9 a los 190 m, el potencial espontáneo se hace más negativo a profundidad indicando menor arcillosidad. El registro de resistividad muestra desplazamiento de la curva inversa a valores mayores que los de la normal, lo cual implica la existencia de material permeable saturado de 100 a 190 m.

## 4. EXTRACCIONES DE AGUA SUBTERRANEA

Según la información proporcionada por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en el valle de Villa de Reyes hay obras de explotación de agua subterránea que tienen una capacidad instalada del orden de 1.4 m<sup>3</sup>/s. La extracción se hace por medio de aproximadamente 300 pozos profundos y 100 norías. Los pozos más productores se encuentran en la zona denominada El Jardín, donde cada uno obtiene caudales de aproximadamente 100 l/s para uso agrícola. De acuerdo con los estudios desarrollados por dicha Secretaría en 1972, las extracciones netas de agua subterránea eran de 30 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>/año, lo que representa un caudal continuo de extracción de 950 l/s. Con el agua subterránea se riegan actualmente 5,112 ha para diferentes cultivos (Tabla 1). Considerando que la lámina anual de riego otorgada

por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos es de 0.60 m, la extracción anual es de unos 972 l/s de gasto continuo. Esto significa que no ha habido un desarrollo agrícola importante en los últimos diez años.

## 5. PIEZOMETRIA

La información disponible sobre potenciometría fue interpretada por algunos autores como representativa de un sistema de acuíferos estratificados con diferentes valores de piezometría en función de la profundidad. En este trabajo, y debido a la evidencia geológica, se establece la existencia de un acuífero libre, no isotrópico, que posee diferentes valores de piezometría en sección vertical. Esto implica que las zonas de recarga y descarga indicadas por dicha piezometría se deben considerar en tres dimensiones.

Según los trabajos anteriores y las mediciones realizadas durante este estudio, la carga hidráulica varía con la profundidad en un mismo punto.

### 5.1 Análisis vertical

En las secciones de la Figura 8b, las norias y pozos a diferentes profundidades se consideran como piezómetros; así, en la sección I-I' (Figura 8b), hay una zona de recarga hacia la zona de las Lomas-San José, donde el flujo de agua subterránea va de arriba hacia abajo. Sobre la misma sección, hacia Las Rusias, se distingue un flujo de abajo hacia arriba con cierta componente horizontal. Aquí la dirección del flujo es inducida por las extracciones de los pozos de la zona; el mismo efecto se detectó en la sección I-II' y en la VI-VI'. En la sección III-III', en la región del poblado Las Lomas, hay un flujo de arriba hacia abajo que indica que se trata de un área de recarga local; esto se debe al exceso de riego y/o filtraciones del canal Moctezuma, el cual porta aguas de la presa El Refugio. La sección III'-IV' muestra un flujo de arriba hacia abajo, que indica que el acuífero se recarga localmente. En la sección III'-IV', se observa el mismo efecto de recarga a la Toba Riolítica Unidad III.

Según la sección V-V' existe una recarga de la presa La Providencia, con un flujo que tiene un componente vertical hacia la zona de Las Rusias. Debido al gradiente hidráulico establecido, no hay influencia de la presa El Refugio hacia la línea de sección. De la sección VII-VII' se deduce que existen infiltraciones de los canales de riego, y/o exceso de riego, que provocan un flujo de arriba hacia abajo. Lo anterior se distingue en el área del canal Agua Azul que cruza esta región.

### 5.2 Análisis horizontal

Del análisis de la distribución de la potenciometría (Figura 9) se deduce la dirección general del flujo en el plano horizontal. Fue elaborado para pozos profundos, justamente al finalizar la época de riego y antes de la de lluvias (junio 1972). En general, el movimiento del agua subterránea en la zona de Villa de Reyes se realiza de SW a NE a lo largo del valle: comienza su curso en los materiales de relleno en el Estado de Guanajuato, al suroeste de la presa San Bartolo, prosigue a lo largo del valle hacia Villa de Reyes y continúa hasta la región de El Pardo. La Figura 9 indica también extracciones y adiciones de volúmenes de agua por diferentes conceptos. Las primeras se deben principalmente al bombeo para riego de los diferentes núcleos de los pozos que existen al sur, en la zona de El Jardín, y hacia la región de El Socorro, dentro del Estado de Guanajuato. En el Estado de San Luis Potosí no se definen conos de abatimiento que sean representativos de importantes extracciones de agua subterránea.

Hay zonas de recarga superficial como la que va desde el sur de la presa La Providencia hacia la de Ojo Caliente y la que va desde la presa El Refugio hacia el norte de ésta (Figura 10).

Durante el censo de pozos efectuado en la zona de Villa de Reyes en marzo de 1979, no se descubrieron efectos importantes de extracciones por bombeo (Figuras 9 y 10).

Otro concepto que reduce los volúmenes de agua disponibles es la pérdida por evaporación que se produce cuando el nivel estático se encuentra próximo a la superficie del terreno. Esto se dio sólo en una zona al suroeste de la presa San Bartolo, en el Estado de Guanajuato, al norte de El Pardo y de Villa de Reyes y en el Estado de San Luis Potosí, donde la profundidad del nivel estático es de menos de 3 m.

También se determinaron las regiones de descarga en el plano horizontal, con base en la distribución de las líneas potenciométricas tanto de los pozos profundos como de las norias (Figuras 9 y 10). De estas líneas se define la recarga a la parte somera del acuífero de las presas San Bartolo, San Francisco, Los Dolores, San Isidro, La Providencia y Ojo Caliente. Hay una zona de recarga superficial al oeste de Villa de Reyes, producida por filtraciones del canal Moctezuma (Figuras 9 y 10).

### 5.3 Evolución de los niveles estáticos

Comparando las líneas del nivel estático de la Figura 9, se puede conocer la variación de dicho nivel en los pozos profundos entre 1972 y 1979. De su sobreposición se construyó la Figura 10, que muestra las regiones de abatimiento y recuperación de 1972 a 1979. También se distingue una región con recuperación hasta de 25 m. La misma condición existe al norte de la presa El Refugio con recuperaciones hasta de 10 m, y al noreste de Villa de Reyes donde las evoluciones positivas son hasta de 5 m.

Las regiones que han mostrado abatimientos se localizan al sur y al oeste de El Pardo con evoluciones negativas hasta de 15 m; la región inmediatamente al oeste de la presa El Refugio con abatimiento de 20 m; y la región de Las Rusias con abatimiento de 10 m. De la Figura 10 se deduce que los abatimientos de Las Rusias y al este de la presa El Refugio inducen una recarga de agua subterránea de la región de Guanajuato.

## 6. HIDROLOGIA SUPERFICIAL

La lluvia que se precipita sobre el parteaguas que enmarca el valle de Villa de Reyes escurre por un sistema de arroyos intermitentes. Este avenamiento comienza su recorrido en las partes altas y desciende con fuertes pendientes hasta llegar a lugares planos, donde los cauces se pierden en terrenos permeables. Como el grueso de las lluvias es de corta duración y de tipo torrencial, sólo un bajo porcentaje se infiltra a los rellenos aluviales y a través de las fracturas de la riolita aflorante. Al mismo tiempo, una cantidad de agua se pierde por evaporación y en cubrir la deficiencia de humedad del suelo.

Los principales escurrimientos a la cuenca de estudio —que tiene una extensión de 1,755 km<sup>2</sup>— son colectados por el Río Altamira-Santa María. Los afluentes a este río son controlados en varias ocasiones por las presas y bordos (Tabla 2).

Entre estos vasos destacan los de San Bartolo, El Refugio y el de Ojo Caliente, los cuales funcionan como almacenadores y reguladores de los escurrimientos torrenciales (Figura 2), con un área total de embalse de  $5.5 \times 10^6$  m<sup>2</sup>. Sin embargo, al sur de Villa de Reyes son frecuentes las inundaciones provocadas por escurrimientos torrenciales. Esta cuenca se encuentra artificialmente cerrada por la presa Ojo Caliente en la región del ejido El Pardo.

## 7. CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS DEL ACUIFERO

Las características hidráulicas del acuífero se definieron según la bibliografía disponible y con base en los trabajos de campo. Estos consistieron en pruebas de bombeo y en aforos a los pozos ya existentes y a los perforados por Comisión Federal de Electricidad. Del procesamiento de la información sobre abatimientos-tiempo a gastos hidráulicos determinados, se obtuvieron la transmisividad, el coeficiente de almacenamiento del acuífero y los gastos específicos de los pozos.

## 7.1 Aforos

Durante los aforos realizados a los pozos perforados por Comisión Federal de Electricidad, se midió la profundidad al nivel dinámico y la temperatura y conductividad eléctrica del agua para los diferentes gastos (Gráficas 1 a 4).

Pozo VR1. Fue bombeado (100 a 550 m) a diferentes rpm, durante periodos de seis horas; se obtuvieron gastos de 23 a 26 l/s, con niveles dinámicos del orden de 110 m de profundidad. Sólo durante la etapa final se midió la temperatura que descendió, con el gasto obtenido, de 27 a 26°C y aumentó hacia la fase final a 27°C. En el mismo lapso la conductividad fluctuó de 0.33 a 0.44 ohms-m.

Se utilizaron los datos del aforo para calcular las pérdidas en el pozo por bloqueo al acuífero B y mala construcción del pozo C. B acusó un valor de 1.94 y C de 0.26. C menor que uno, indica que el pozo está bien desarrollado dentro de su radio efectivo y que su construcción y diseño es el adecuado ya que el pozo en sí no produce abatimientos de importancia. Pero B mayor que uno, señala que el abatimiento en el pozo y lo pequeño del gasto se deben a las fracturas obturadas durante la fase de perforación.

Pozo VR2. En este pozo se obtuvo un caudal máximo de 90 l/s con un abatimiento de 23 m. Aunque la relación entre la temperatura y los gastos es poco correlacionable, varía entre 25 y 26°C. La variación de la conductividad eléctrica tampoco tuvo relación con los gastos obtenidos: ésta fluctuó entre 0.39 y 0.49 ohms-m. La temperatura y la conductividad presentan cierta correlación puesto que ambas aumentan en forma similar: la primera aumentó de 25.3 a 26°C durante las primeras 10 h de bombeo; a las 24 h descendió a 24.8°C y luego aumentó a 25.7°C, para posteriormente bajar a 24.8°C.

Pozo VR3. Se efectuaron dos aforos, el primero del tramo 118-260 m de profundidad y el segundo del 118-568 m.

Tramo 118-260 m. El máximo caudal obtenido fue de 91.6 l/s con un abatimiento de 21 m; se observó que el tramo de la riolita, probada a pozo abierto, aporta buena cantidad de agua con abatimientos moderados. La conductividad aumentó sensiblemente de 0.39 a 0.49 ohms-m en las primeras 20 h de bombeo (Figura 3), para establecerse a las 21 h en 0.40 ohms-m. La temperatura tuvo variaciones inversas al gasto, fluctuando al principio de la prueba entre los 26 y 28°C; en las etapas con mayor gasto la temperatura descendió a valores del orden de 17°C y, posteriormente, cuando los gastos fueron menores, aumentó a 24°C.

Tramo 118-568 m. Durante esta prueba a pozo abierto, se obtuvo un gasto máximo de 90.7 l/s con 36 m de abatimiento, y la temperatura y la conductividad eléctrica variaron en forma análoga a la de la prueba inicial (tramo 118-260 m).

Comparando estos resultados de aforos se deduce que el acuífero fue obturado durante la perforación y durante las ampliaciones realizadas después del primer aforo y que la limpieza del pozo no fue efectiva.

## 7.2 Pruebas de bombeo

Mediante nueve pruebas de bombeo a caudal constante se registraron el abatimiento y la recuperación de los pozos y se trataron de obtener los valores de las características hidráulicas del acuífero y la productividad de los pozos, medida como gasto específico.

## 7.3 Trasmisividad

A partir de los registros de abatimiento y recuperación, se calculó la trasmisividad del acuífero mediante el método de Jacob Modificado. Los resultados se corrigieron para todo el espesor del acuífero y la

misma corrección se realizó para las pruebas de bombeo disponibles en la zona de estudio. Los resultados se presentan en la Tabla 3, donde se distinguen valores que van de  $0.6 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $29 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ ; perteneciendo estos últimos a un acuífero de buena productividad. De la distribución espacial de la transmisividad (Figura 11) se infieren áreas con mayores índices de transmisividad al sur de Villa de Reyes; los valores altos se deben en parte a los espesores de alrededor de 400 m que existen en esa área.

#### 7.4 Coeficiente de almacenamiento (s)

Como a las pruebas de bombeo en las que se contaba con pozo de observación se las consideró poco confiables, se calculó el coeficiente de almacenamiento en un volumen acuífero mucho mayor que con las pruebas de bombeo comunes. Para esto se tomaron las mediciones del nivel estático de septiembre y octubre de 1972 (Gráfica 5) de los pozos de los cuales ya se tenían los datos adecuados. Con base en dicho cálculo, se obtuvo un valor promedio de S de 0.012, al que, de acuerdo con las características geológicas, se consideró en forma conservadora como representativo de las condiciones de la zona. Del volumen total de material de relleno calculado en  $153,698 \times 10^6 \text{ m}^3$  se obtiene un almacenamiento de  $1.844 \times 10^6 \text{ m}^3$  de agua disponible, asumiendo que no existe recarga alguna. Con este mismo parámetro se elaboró la Tabla 4, en la que se expresan los cálculos del abatimiento regional, suponiendo que, a) no existe recarga al acuífero; b) no se toma en cuenta la Toba Riolítica Unidad III en sus partes fracturadas (que también almacenan agua); y c) no se retomarán 350 l/s provenientes de las torres de enfriamiento.

Con lo anterior se tiene que, después de tres años de bombear continuamente  $1,650 \text{ m}^3/\text{s}$ , el nivel estático estará regionalmente a 25.7 m; después de cinco años, a 39.6 m; después de 20 años, a 144.7 m y a los 30 años, el nivel estático estará a una profundidad teórica de 214.6 m.

#### 7.5 Gasto específico

En general, los gastos específicos varían entre menos de 1 a 24 l/s por metro de abatimiento. De la Figura 11 se deduce que las zonas más productivas son las que están al sur y al norte de la presa El Refugio, en la región de los pozos perforados por Comisión Federal de Electricidad y al oeste de Villa de Reyes. Las zonas de bajos gastos específicos se encuentran normalmente hacia los afloramientos de la Toba Riolítica Unidad III.

#### 7.6 Permeabilidad vertical

A partir del análisis de la información existente, se trató de obtener un valor de orden de la magnitud de la permeabilidad vertical ( $k_v$ ), a fin de determinar la posible recarga mínima vertical en la zona. Según los cálculos (Tabla 5),  $k_v$  es aproximadamente de  $1.25 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ ; valor que se considera razonable en comparación con los valores de conductividad hidráulica horizontal.

Aplicando este valor de permeabilidad vertical, se ha realizado un cálculo conservador de la cantidad de agua que se infiltraría. Por ejemplo, si sólo las áreas de embalse de las presas y bordos de la zona que suman  $5.5 \text{ km}^2$ , almacenaran agua por 90 días/año, darían el volumen necesario para satisfacer las demandas anuales de la planta termoeléctrica ahí propuesta y las necesidades de riego del lugar.

#### 7.7 Flujo subterráneo

Según el movimiento general del agua (punto 5), las entradas calculadas para la sección de la Figura 9 son del orden de  $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$ , considerando  $T = 0.0054 \text{ m}^2/\text{s}$  y un gradiente hidráulico promedio de 0.00473. Con base en las líneas equipotenciales de la Figura 9, una conductividad hidráulica de  $0.44 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ , un gradiente hidráulico de 0.00333, y un espesor promedio de 300 m, se calculó un



gasto de salida de agua subterránea de  $0.088 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esto significa que buena parte del agua que entra en la región entre Villa de Reyes y la laguna de San Vicente, se pierde por infiltración y/o es extraída por bombeo.

## 8. CARACTERISTICAS FISICOQUIMICAS DEL AGUA

Durante la fase inicial de este trabajo se seleccionaron los pozos y norias para ser muestreados. A las muestras de agua se les practicó el correspondiente análisis fisicoquímico, para determinar el contenido de calcio, magnesio, sodio, cloro, bicarbonatos, sulfatos, carbonatos, litio, boro, sílice, manganeso y fierro, así como la temperatura y el pH de campo y laboratorio. En esta fase se estudiaron los componentes de interés para tratar de conocer el comportamiento hidrológico de la zona de estudio.

### 8.1 Sólidos totales disueltos

La suma de cationes y aniones en mg/l de la Tabla 6 representa los STD. Las concentraciones fluctúan en general entre 300 y 700 mg/l y los valores máximos son de 1,160 mg/l al noreste de Villa de Reyes. Según la configuración de los isovalores (Figura 12), en la región norte y noreste de la presa Ojo Caliente hay recarga superficial de agua más dulce. Esto confirma el sistema de flujo (Figuras 8b y 9) de norte a sur y de oeste a este hacia El Pardo. Desde este poblado el agua continúa su paso horizontal hacia la presa Ojo Caliente, lo que explica el aumento de 300 a 400 mg/l de STD en esa dirección.

Hacia el oeste y suroeste de Villa de Reyes los valores disminuyen de 500 a 350 mg/l de STD, por la recarga de agua de mejor calidad que entra al sistema de abajo hacia arriba.

### 8.2 Sílice

Debido a la naturaleza riolítica de las rocas de la zona, uno de sus componentes principales es el sílice en forma de cuarzo. Aunque este mineral es poco soluble, cierta concentración ha entrado a formar parte de los STD del agua subterránea. Los valores de  $\text{SiO}_2$  en la zona varían desde 5 hasta más de 24 mg/l (Figura 12), encontrándose mayores concentraciones hacia el sur y suroeste de Villa de Reyes. No se correlacionaron los valores del orden de 60 mg/l, porque se estimó que hubo un error en el análisis del laboratorio.

En general, las concentraciones de sílice tienden a disminuir hacia las zonas de recarga superficial, como por ejemplo, hacia el oeste, norte y sur de Villa de Reyes, donde los valores van aumentando progresivamente de 5 a más de 15 mg/l. Parece ser que las zonas con mayores concentraciones corresponden a zonas donde hubo reuso de agua subterránea.

### 8.3 Relación entre bicarbonatos y sulfatos

Al aplicar la relación entre la distancia recorrida por el agua, el tiempo de permanencia en el acuífero y sus concentraciones de  $\text{HCO}_3^-$ ,  $\text{SO}_4$  y Cl, se observa que en general la concentración relativa de todos esos aniones aumenta en ese orden, en proporción al tiempo que ha permanecido el agua en el acuífero. De aquí que en el agua de reciente infiltración predominan los bicarbonatos a sulfatos y que un agua antigua tiene más cloruros que sulfatos. Según la Tabla 6 no existe una variación importante entre los sulfatos y los cloruros, de donde la relación bicarbonato-sulfato es indicativa de fuentes de recarga. Así, de la Figura 12 se infiere una fuente de recarga de Jaral de Berrio y se comprueba el movimiento del agua subterránea de la Figura 9; la recarga de la zona de la laguna San Vicente se establece del movimiento del agua subterránea (Figura 10). Por lo común, el agua más antigua se encuentra circundando el poblado de Villa de Reyes, que comprendería aproximadamente la zona delimitada por la curva de valor 5.

#### 8.4 Familias de aguas

Los componentes químicos en disolución en las aguas subterráneas indican que éstas son de tipo sodio-bicarbonatado (Gráficas 6 a 8). La excepción es el pozo 2,106, que es del tipo sodio-sulfatado. Esto significa que las aguas tienen un origen común, que los materiales por los que fluyen tienen una composición similar y que, en general, han estado sujetas al mismo tipo de fenómenos.

### 9. CONCLUSIONES

La extracción que se pretende para la Planta Termoeléctrica San Luis Potosí es de 700 l/s. El retorno de 350 l/s de agua de buena calidad de dicha extracción implicaría un incremento en el bombeo actual de sólo un 35 por ciento.

Las lluvias sobre la zona son de alrededor de 420 mm/año, que se precipitan en pocos días; esto propicia una infiltración moderada en las rocas riolíticas de la región, lo que implica una recarga al acuífero, tanto en la parte montañosa como en la planicie. Las presas y bordos que controlan los escurrimientos pueden aportar infiltraciones suficientes al acuífero, asumiendo una permeabilidad vertical de  $1.3 \times 10^{-6}$  m/s.

Tomando en cuenta estas cifras, más un coeficiente de almacenamiento de 0.012, se calcula que existe un volumen de agua disponible de  $1,844 \times 10^6$  m<sup>3</sup> y que se puede extraer un gasto de 1,650 l/s durante 30 años con un nivel estático teórico de 214.6 m.

Aunque en términos prácticos el volumen del acuífero sería el comprendido por la Toba Riolítica Unidad III y el material de relleno, para los cálculos efectuados sobre el agua subterránea disponible, se consideró sólo el volumen del material de relleno ( $153,698 \times 10^6$  m<sup>3</sup>); esto significa un factor de seguridad de por lo menos 100 por ciento. Además, en los cálculos no se consideró el retorno al acuífero de 350 l/s de aguas residuales provenientes de las torres de enfriamiento, ni las entradas por filtra-

ciones de canales, lluvias, y por el exceso de riego, ni la recarga lateral horizontal de 400 l/s, ni la vertical de abajo hacia arriba, proveniente de las fracturas en la Toba Riolítica Unidad III. Por estas vías se aporta un flujo considerable que se puede tomar como factor de seguridad.

En la zona existe un bombeo establecido que ha provocado abatimientos regionales y también hay áreas en las cuales los niveles son más elevados que hace diez años. Todo esto implica que el bombeo no es excesivo y que puede incrementarse.

El acuífero constituido por material de relleno posee una transmisividad moderada de  $15 \times 10^{-3}$  m<sup>2</sup>/s, que puede aportar gastos importantes si los pozos se perforan adecuadamente, cuidando de no obturar las fracturas por las que atraviesen.

En general, la calidad del agua es buena, con STD en concentraciones menores que 600 mg/l y contenidos máximos de sílice del orden de 50 mg/l. La temperatura oscila en 20°C, excepto en las zonas termales localizadas. Con base en lo anterior, se recomienda extraer el volumen requerido dentro de la región definida por la Figura 9.

Mediante un estudio de optimación, se determinará la localización definitiva de los puntos de perforación y gastos que van a bombearse.

TABLA 1. HECTAREAS DE RIEGO PARA CULTIVO

CULTIVO	HECTAREAS
Maíz	1,405
Frijol	1,285
Intercalación maíz-frijol	587
Jitomate	61
Chile	312
Hortalizas en general	21
Pepinos	7
Cilantro	8
Col	3
Camote	41
Cacahuete	3
Sorgo	18
Alfalfa	1,052
Pasto	39
Frutales	206
Nogal	64
<b>Total sembrado a la fecha</b>	<b>5,112</b>
<b>Hectáreas sembradas</b>	<b>5,112</b>
<b>Hectáreas disponibles</b>	<b>7,966</b>

TABLA 2. AREAS DE PRESAS

NOMBRE DE PRESA O BORDO	(EMBALSE) AREA, m <sup>2</sup>
Presa El Refugio	450,000
Presa San Isidro	260,000
Presa Jesús	141,000
Presa Los Izquierdo	40,000
Presa La Providencia	22,000
Presa San Bartolo	2,570,000
Presa San Francisco	200,000
Presa Guadalupe	120,000
Presa San Juan	70,000
Presa Los Dolores	390,000
Presa Santa Ana	340,000
Laguna San Vicente	337,000
Laguna El Monte de Enmedio	110,000
Bordo Santa Catarina	175,000
Bordo de Pasajeros	75,000
Bordo de Tejones	22,000
Bordo de San Andrés	22,000
Bordo El Barco	24,000
Bordo Los Coyotes	15,000
Bordo La Camisa	50,000
<b>Area total</b>	<b>5,433,500</b>

TABLA 3. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL ACUIFERO

No. del pozo	Profundidad total del pozo m	Profundidad del nivel estático, m	Profundidad del nivel dinámico, m	Caudal l/s	Caudal específico l/s/m	Trasmisividad parcial $m^2/s \times 10^{-3}$	Coefficiente de almacenamiento	Coefficiente de permeabilidad $m/s \times 10^{-5}$	Espesor del acuífero m	Trasmisividad total $m^2/s \times 10^{-3}$
2037	110	38.46	39.96	10.20	6.80	1.86		2.32	285	6.61
2227	200	44.82	65.82	29.30	1.40	0.73		0.43	285	1.22
2228	180	38.85	59.85	23.30	1.11	0.76		0.51	295	1.50
2237	200	39.50	48.00	29.30	3.45	1.93		1.13	295	3.33
2255	400	28.42	51.42	29.30	1.27	0.74		0.21	265	0.60
2300	150	29.12	47.42	27.00	1.48	0.24		0.20	390	0.78
2303	137	44.93	51.93	6.50	0.93	0.20		0.20	360	0.72
2306	122	40.79	64.79	35.00	1.46	0.71		0.77	360	2.77
2308	137	52.28	58.78	25.50	3.92	3.92		3.66	345	12.63
2311	200	56.00	79.50	24.20	1.04	0.42		0.24	310	0.74
2319	200	25.90	58.90	30.60	0.93	0.35		0.21	370	0.78
2342	100	24.09	35.29	26.20	2.34	1.70		1.70	330	5.61
2353	102	30.43	33.43	---	---	3.08		4.28	360	15.40
2391	110	11.53	18.53	37.90	5.41	2.78		3.47	385	13.36
2396	150	36.62	56.12	26.20	1.34	1.50		1.25	240	3.00
2397	74	36.62	40.12	26.20	7.49	2.52	$1.83 \times 10^{-3}$	4.66	240	11.20
2399	100	30.83	54.83	24.80	1.18	0.49		0.71	350	2.48
2410	75	17.61	21.11	23.60	6.74	2.82		5.10	380	19.38
2417	180	25.78	26.78	---	---	2.34	$1.66 \times 10^{-3}$	1.56	200	3.12
2382	450	20.31	20.41	---	---	36.23	$0.692 \times 10^{-3}$	9.05	320	29.00
2448	450	53.02	82.20	42.90	1.47	2.60		0.89	290	1.27
2039	192	49.15	55.90	40.40	5.99	4.50		3.17	100	3.17
2107	185	41.95	49.97	12.83	1.60	4.55		3.37	160	5.40
2070	400	13.19	17.40	38.00	9.03	8.20		2.34	410	9.60
2436	411	25.71	92.04	95.00	1.43	1.56		0.43	340	1.47
2381	400	12.36	18.09	15.20	2.65	0.72		2.05	340	0.70
2422	175	43.62	72.21	48.00	1.68	2.35		1.90	240	4.56
VR-1	550	41.80	98.90	21.00	0.37	---		---	240	---
VR-2	548	46.10	63.90	60.00	3.37	5.00		1.11	245	3.01
VR-3	568	37.77	75.80	94.50	2.48	42.00		9.33	125	11.66

TABLA 4. DISMINUCION DEL ALMACENAMIENTO

Años de extracción sin recarga	Area de la cuenca $m^2 \times 10^6$	Extracción* $m^3/s$	Extracción anual acumulada, $m^3 \times 10^6$	Extracción, $m^3/m^2$	Coefficiente de almacenamiento	Disminución del nivel estático m	Profundidad al nivel estático m
0	627.5	1.672	0	0	.012	0	4.60
1	627.5	1.672	52.7282	0.08403	.012	7.00	11.60
2	627.5	1.672	105.4564	0.16806	.012	14.00	18.60
3	627.5	1.672	158.8184	0.25310	.012	21.09	25.69
5	627.5	1.672	263.6409	0.42014	.012	35.01	39.61
10	627.5	1.672	527.2819	0.84029	.012	70.02	74.62
15	627.5	1.672	790.9229	1.26043	.012	105.03	109.63
20	627.5	1.672	1054.5638	1.68058	.012	140.05	144.65
25	627.5	1.672	1318.2048	2.10072	.012	175.06	179.66
30	627.5	1.672	1581.8457	2.52087	.012	210.07	214.67

27

\* Extracciones: CFE =  $0.700 m^3/s$   
 Riego =  $0.972 m^3/s$

TABLA 5. CALCULO DE LA PERMEABILIDAD VERTICAL m/s

No. del pozo	UA	Ur	Abatimiento a, en m	Tiempo t, en min	$W(U^r/B)$	r/B	Distancia al pozo de bombeo r, en m	$B = \frac{r}{r/B}$	Esesor saturado del acuífero b, en m	$ba = \frac{b}{3}$	Trasmisividad T, en $m^2/s \times 10^{-3}$	Permeabilidad vertical $K_v = (1 ba/B^2)$
2353	0.1	100	1.65	365	1	0.60	327	545	360	120.0	3	$1.21 \times 10^{-6}$
2397	1	1000	1.85	450	1	0.318	250	791	240	80.0	10	$1.28 \times 10^{-6}$
2417	1	1000	1.30	750	1	1.00	400	400	200	66.7	3	$1.25 \times 10^{-6}$

TABLA 6. ANALISIS FISICOQUIMICO DEL AGUA SUBTERRANEA (mg/l)

Pozo	SO <sub>4</sub>	Cl	NO <sub>3</sub>	CO <sub>3</sub>	HCO <sub>3</sub>	Na	K	Li	Ca	Mg	Fe	Mn	B	SiO <sub>2</sub>	STD	pH		Temp. °C
																Campo	Laboratorio	
1084	27.97	17.01	9.73	6.15	159.42	77.50	5.00	0.040	10.38	---	0.15	0.015	0.089	4.2	319.4	6.8	8.0	31.5
2000	8.23	15.12	10.17	8.26	190.39	35.00	32.00	0.005	30.42	9.82	0.40	0.015	0.080	7.3	340.0	6.8	7.60	---
2028	23.04	18.90	22.12	3.07	175.24	45.00	11.00	0.005	35.10	13.33	0.30	0.015	0.110	9.0	347.1	6.8	7.8	30.0
2031	14.81	18.90	11.94	4.21	183.80	61.25	10.00	0.030	37.40	4.21	0.35	0.010	0.050	6.3	347.0	6.8	7.8	19.0
2035	13.16	20.80	2.65	3.24	191.05	32.50	10.00	0.010	56.16	4.21	0.38	0.015	0.068	6.5	334.2	6.8	7.7	---
2036	12.34	9.45	5.49	1.53	179.19	57.50	7.00	0.060	35.50	1.41	0.30	0.010	0.138	3.0	312.80	6.8	7.6	25.0
2037	11.52	30.24	21.68	3.72	142.95	41.25	13.50	0.010	25.74	18.25	2.10	0.010	0.075	7.5	311.00	6.8	7.8	22.0
2038	18.92	18.90	19.77	1.62	135.05	38.75	17.50	0.005	18.72	7.02	1.00	0.010	0.082	3.0	272.3	6.8	7.7	22.0
2039	41.96	24.57	14.33	5.50	234.53	65.00	19.00	0.050	39.78	7.72	0.50	0.010	0.120	5.2	453.0	6.8	7.5	24.0
2040	24.68	42.52	19.91	2.91	198.95	81.25	15.50	0.090	81.90	7.02	0.20	0.010	0.114	9.6	475.0	6.8	7.3	---
2041	55.95	53.86	49.73	1.94	186.44	90.00	17.50	0.070	60.84	21.06	0.25	0.010	0.131	4.4	537.7	6.8	7.3	20.0
2044	38.67	17.95	10.79	---	270.10	61.25	9.50	0.050	32.76	19.75	0.22	0.030	0.113	68.3	461.1	6.8	7.5	---
2054	34.55	14.17	15.48	4.86	276.69	75.00	17.50	0.040	46.80	8.42	0.70	0.030	0.174	68.2	494.2	6.8	7.1	24.0
2057	30.44	16.06	12.54	2.91	212.13	65.00	21.00	0.060	30.42	8.42	1.00	0.030	0.078	55.0	400.1	6.8	7.5	---
2063	39.49	25.51	10.62	4.69	188.41	67.50	10.50	0.045	37.44	18.25	0.20	0.010	0.062	60.0	402.7	6.8	7.7	---
2070	35.38	20.79	2.65	5.99	275.37	102.50	9.00	0.045	30.42	---	0.28	0.020	0.079	40.2	482.5	6.8	8.0	27.0
2075	23.86	17.95	5.66	2.02	199.61	47.50	8.00	0.050	35.10	9.82	0.30	0.010	0.137	10.3	350.0	6.8	7.3	24.0
2076	23.04	34.86	9.73	4.05	125.17	45.00	5.00	0.050	28.08	8.42	0.30	0.010	0.090	8.2	284.0	6.8	7.5	24.0
2077	32.07	17.95	8.40	3.07	224.65	62.50	6.50	0.095	39.78	11.23	0.30	0.020	0.100	12.5	406.6	6.8	7.5	---
2079	34.55	16.06	8.58	---	174.60	36.25	15.00	0.005	32.76	14.04	0.20	0.010	0.027	12.3	332.1	6.8	7.4	24.0
2080	31.26	17.01	6.18	---	199.80	45.00	9.00	0.060	32.76	7.02	0.38	0.010	0.111	10.6	348.5	6.8	7.0	24.0
2081	15.63	14.17	6.18	3.51	139.15	38.75	7.00	0.100	23.40	4.21	0.50	0.020	0.063	9.3	252.6	6.8	7.0	21.0
2088	16.45	17.95	18.58	2.28	194.10	32.50	15.50	0.005	37.44	16.14	1.10	0.230	0.046	15.5	352.3	6.8	7.5	20.0
2091	23.04	19.84	20.79	---	174.85	27.50	10.00	0.060	56.16	11.93	0.60	0.010	0.015	16.7	345.0	6.8	7.5	---
2092	32.91	17.95	15.93	6.14	167.69	27.50	9.50	0.010	60.84	2.10	0.30	0.010	0.031	14.3	341.0	6.8	7.5	25.0
2093	61.71	29.29	16.37	3.33	336.10	90.00	34.00	0.010	58.50	13.33	0.35	0.020	0.118	11.0	643.0	6.8	7.0	20.0
2094	36.20	25.51	23.01	3.16	219.07	62.50	21.00	0.060	42.12	7.02	0.40	0.010	0.109	11.2	440.1	6.8	7.7	20.0
2095	58.40	25.51	28.76	---	264.03	50.00	15.50	0.005	75.24	11.23	0.20	0.015	0.051	9.0	529.0	6.8	7.3	21.0
2096	42.78	29.29	35.04	4.03	251.18	81.25	13.00	0.070	46.80	8.42	0.30	0.015	0.049	13.5	512.2	6.8	7.4	29.0
2101	40.31	17.85	22.56	---	196.24	65.00	5.00	0.070	21.06	2.80	0.40	0.015	0.108	13.5	371.5	6.8	7.5	---
2102	37.03	17.95	18.31	4.86	151.52	62.50	4.50	0.045	23.40	1.41	0.50	0.030	0.084	10.5	322.1	6.8	7.9	41.0
2104	56.77	17.95	19.02	2.91	238.48	70.00	13.00	0.050	46.80	7.02	0.35	0.020	0.074	15.5	472.4	6.8	7.0	21.5
2105	152.21	44.41	14.60	7.61	295.14	112.50	19.50	0.075	51.48	18.25	0.80	0.020	0.047	12.3	714.6	6.8	7.0	20.0

TABLA 6. (Continuación)

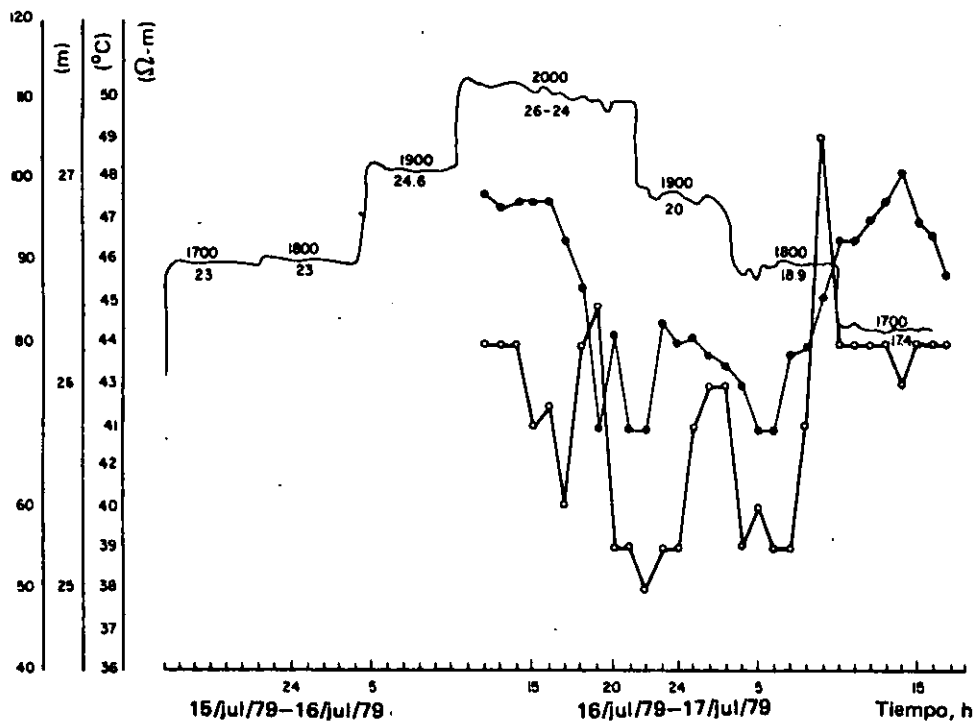
Pozo	SO <sub>4</sub>	Cl	NO <sub>3</sub>	CO <sub>3</sub>	HCO <sub>3</sub>	Na	K	Li	Ca	Mg	Fe	Mn	B	SiO <sub>2</sub>	STD	pH		Temp. °C
																Campo	Laboratorio	
2374	18.10	16.06	4.42	5.34	156.13	62.50	4.00	0.040	25.74	---	1.00	0.140	0.107	14.9	293.5	6.8	7.3	---
2381	90.51	17.95	14.61	9.07	140.98	62.50	3.00	0.070	23.40	---	1.00	0.025	0.076	9.3	363.2	6.8	8.0	40.0
2395	75.69	16.06	5.92	---	260.20	86.25	4.70	0.240	37.44	8.42	1.10	0.030	0.244	8.8	496.1	6.8	7.4	---
2396	21.39	28.35	14.61	---	233.99	45.00	6.50	0.060	43.29	11.93	1.10	0.040	0.081	11.5	406.3	6.8	7.3	24.0
2417	46.07	12.28	99.11	---	230.58	65.00	11.00	0.075	33.93	7.72	0.70	0.020	0.076	11.8	456.5	6.8	7.6	25.0
2418	37.02	27.40	6.63	5.34	172.60	73.75	3.00	0.075	30.42	1.41	0.25	0.010	0.129	12.1	358.0	6.8	7.6	42.0
2421	41.14	16.06	30.97	3.07	224.65	36.25	24.50	0.005	64.35	13.33	0.50	0.190	0.074	11.5	455.1	6.8	7.3	---
2427	40.31	17.95	7.08	11.58	149.14	65.00	3.50	0.080	25.74	1.41	0.20	0.300	0.039	12.3	323.3	6.8	7.0	40.5
2429	27.97	17.95	8.85	6.31	156.27	47.50	7.50	0.060	35.10	4.21	4.21	0.120	0.085	12.0	313.0	6.8	7.0	24.5
2431	188.77	14.17	9.29	8.59	189.81	52.50	9.00	0.070	49.14	5.61	1.40	0.240	0.143	13.1	526.6	6.8	7.0	26.0
2432	97.91	19.48	10.17	10.35	211.22	67.50	6.50	0.095	51.48	5.61	0.25	0.020	0.128	15.2	480.6	6.8	7.4	23.0
2436	29.62	14.17	7.08	10.88	137.72	65.00	1.00	0.005	21.06	2.80	0.65	0.020	0.114	12.5	290.1	6.8	7.7	39.0
2438	146.45	17.95	7.52	8.59	154.13	65.00	1.00	0.035	25.74	---	0.40	0.015	0.061	11.6	427.0	6.8	7.7	39.0
2440	20.57	42.52	34.07	8.95	254.12	57.50	14.00	0.010	63.18	15.44	0.50	0.020	0.038	13.8	513.0	6.8	7.9	20.0
2441	38.67	16.06	19.47	9.47	179.11	32.50	17.50	0.060	46.80	14.04	0.58	0.030	0.037	12.5	374.3	6.8	7.9	21.5
2444	44.43	25.51	22.12	8.07	224.07	61.25	10.00	0.050	44.46	5.61	0.30	0.010	0.073	13.1	446.0	6.8	7.9	25.0
2445	21.39	14.17	4.86	10.00	159.13	32.50	10.00	0.005	53.82	1.41	0.20	0.025	0.021	10.8	307.5	6.8	7.7	24.0
2020	73.22	19.84	16.81	---	146.30	37.50	10.00	---	35.10	---	0.25	0.010	0.053	15.6	354.7	6.8	7.3	---
2027	88.86	12.28	7.08	---	142.72	37.50	9.20	0.005	16.38	4.91	0.15	0.002	0.045	17.7	336.8	6.8	7.2	25.0
2050	102.85	21.73	15.05	2.63	135.58	77.50	7.00	0.070	35.10	6.31	0.15	0.150	0.152	9.53	413.8	6.8	7.5	---
2056	36.20	21.73	23.01	4.38	224.78	40.00	14.80	0.110	23.40	6.31	0.15	0.020	0.165	12.7	407.7	6.8	7.4	25.0
2072	44.43	21.73	22.12	---	239.05	32.50	14.80	0.120	28.08	16.14	0.10	0.010	0.147	13.8	433.0	6.8	7.5	24.0
2073	59.24	25.51	14.16	19.83	129.87	71.25	26.80	0.035	39.78	6.31	0.52	0.020	0.132	22.1	415.5	6.8	7.5	24.0
2074	31.26	17.95	13.76	14.21	202.66	65.00	11.50	0.050	42.80	16.14	0.40	0.020	0.116	19.4	435.3	6.8	7.6	25.0
2098	61.71	17.95	18.18	10.00	155.56	55.00	22.50	0.020	30.42	18.95	0.28	0.010	0.099	18.9	409.6	6.8	7.7	---
2099	32.08	14.17	11.50	8.59	161.27	57.50	22.50	0.010	28.08	11.93	0.08	0.002	0.120	21.4	369.2	6.8	7.7	25.0
2100	37.02	25.51	8.76	8.24	176.91	57.50	9.20	0.070	28.08	16.14	0.18	0.020	0.074	20.7	388.5	6.8	7.7	26.0
2106	463.20	95.44	22.12	8.95	184.82	150.00	26.80	0.120	180.18	11.93	0.25	0.010	0.106	17.7	1161.6	6.8	7.4	23.0
2107	112.95	45.36	9.29	11.23	243.33	113.80	12.80	0.075	18.72	6.31	0.35	0.010	0.126	11.4	593.7	6.8	7.6	22.0
2108	93.79	33.07	8.40	12.63	273.30	105.00	12.80	0.050	21.06	7.72	0.30	0.010	0.145	7.49	575.8	6.8	7.9	22.0
2331	45.25	22.68	32.30	7.37	173.40	62.50	8.80	0.050	32.76	4.91	0.010	0.005	0.080	7.71	397.8	6.8	7.8	28.0
2332	81.45	17.95	9.73	7.37	159.13	90.00	2.50	0.045	7.02	6.31	0.20	0.010	0.109	3.53	385.3	6.8	7.7	---
2381	90.50	20.79	10.62	4.38	185.53	80.00	2.50	0.060	32.76	1.40	0.20	0.010	0.131	5.56	434.4	6.8	7.2	40.0

TABLA 6. (Continuación)

Pozo	SO <sub>4</sub>	Cl	NO <sub>3</sub>	CO <sub>3</sub>	HCO <sub>3</sub>	Na	K	Li	Ca	Mg	Fe	Mn	B	SiO <sub>2</sub>	STD	pH		Temp. °C
																Campo	Laboratorio	
2428	52.65	21.73	15.93	6.14	174.83	60.00	10.00	0.035	37.44	14.74	0.40	0.005	0.112	10.95	404.9	6.8	7.4	25.0
2600	67.46	19.84	8.85	9.12	150.86	97.50	4.20	0.070	14.04	3.51	0.15	0.015	0.127	8.78	384.5	6.8	7.7	24.0
2300	106.96	24.57	24.78	10.17	149.87	40.00	11.50	0.070	30.42	2.80	0.40	0.005	0.115	11.24	412.9	6.8	7.8	25.0
2334	46.52	85.99	22.12	12.63	162.72	42.50	11.50	0.070	26.80	2.10	0.15	—	0.127	10.87	424.1	6.8	7.1	26.0
2043	32.08	17.95	13.27	8.24	157.51	95.00	10.00	0.060	30.42	11.93	0.35	0.020	0.072	12.74	389.6	6.8	7.6	—
2045	69.93	34.96	12.83	77.57	567.55	255.00	44.00	0.980	18.72	27.30	0.32	0.020	0.532	12.95	1122.6	6.8	6.6	25.0
2047	39.49	14.17	11.50	14.39	165.68	95.00	12.00	0.100	23.40	9.12	0.25	0.015	0.168	10.81	396.0	6.8	7.5	—
2048	23.85	34.96	2.65	28.43	579.41	355.00	47.50	0.980	11.70	64.58	0.22	0.045	0.664	12.20	1162.1	6.8	6.7	25.0
2052	65.00	19.84	20.35	13.86	167.66	102.50	12.00	0.120	32.76	2.10	0.22	0.010	0.076	2.57	439.0	6.8	7.9	24.0
2053	78.16	17.95	15.93	13.86	230.25	97.50	12.00	0.100	46.80	6.31	0.90	0.020	0.105	12.70	532.6	6.8	7.6	24.0
2054	37.84	16.06	14.16	12.10	214.76	90.00	20.00	0.170	23.40	7.72	0.15	0.005	0.220	7.17	443.7	6.8	7.0	—
2061	18.10	16.06	7.52	9.30	186.44	82.50	9.00	0.120	23.40	4.91	0.12	0.002	0.146	9.10	366.7	6.8	7.4	25.0
2097	27.15	19.84	37.17	10.00	226.29	40.00	13.20	0.075	39.78	0.70	0.22	0.010	0.160	7.38	422.0	6.8	8.0	26.0
2383	47.59	14.17	7.08	8.29	170.95	71.25	4.00	0.075	30.42	—	0.15	0.005	0.130	1.07	355.1	6.8	7.8	23.0
2422	44.05	17.01	15.04	17.55	149.54	80.00	15.50	0.080	21.06	6.31	0.18	0.015	0.106	7.49	373.9	6.8	7.8	22.0
2424	31.26	16.06	12.83	11.40	154.81	42.50	16.00	0.060	25.74	7.72	0.20	0.010	0.103	5.67	324.3	6.8	7.7	22.0
2434	41.14	14.17	7.08	10.00	147.24	65.00	3.50	0.070	25.74	1.90	0.15	0.010	0.114	6.64	322.2	6.8	7.7	28.0
2435	74.87	13.23	5.75	10.00	143.94	82.50	3.00	0.060	25.74	5.61	0.20	0.010	0.146	8.78	373.8	6.8	7.7	—
2448	32.08	11.34	6.19	9.39	93.54	21.25	17.50	—	25.74	11.93	0.13	0.010	0.060	8.03	237.1	6.8	7.5	40.0



NE = 42 m

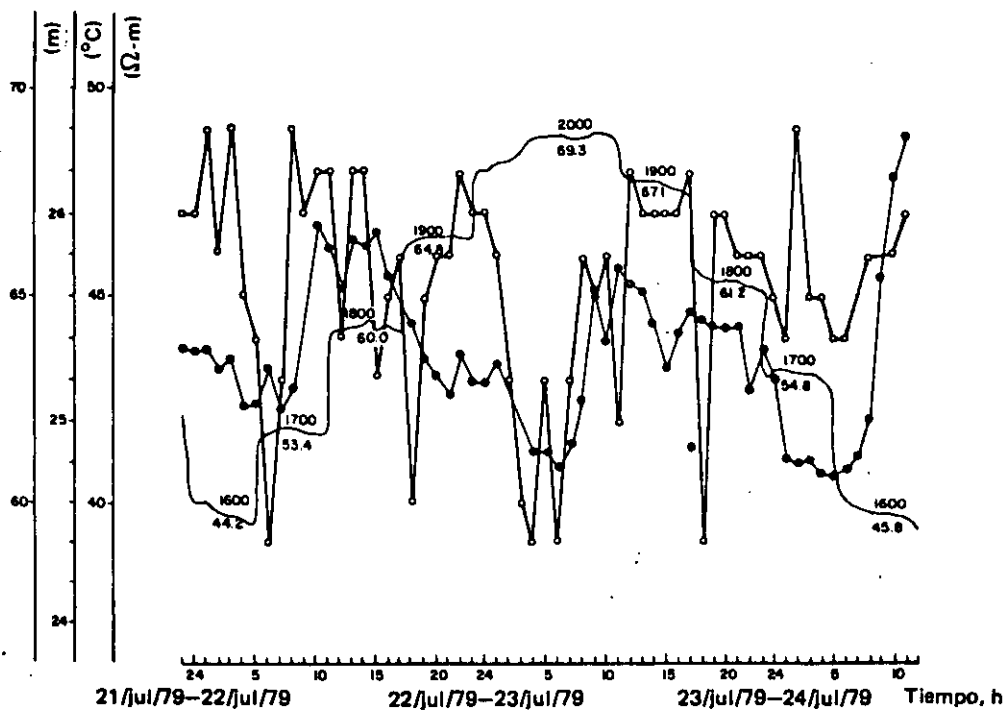


TRAMO 100-650 m

- Prof. nivel dinámico, m
  - Temperatura agua, °C
  - Conduct.eléc.agua, Ω-m
- 1800 rpm  
23 l/s

Gráfica 1. Pozo VR1

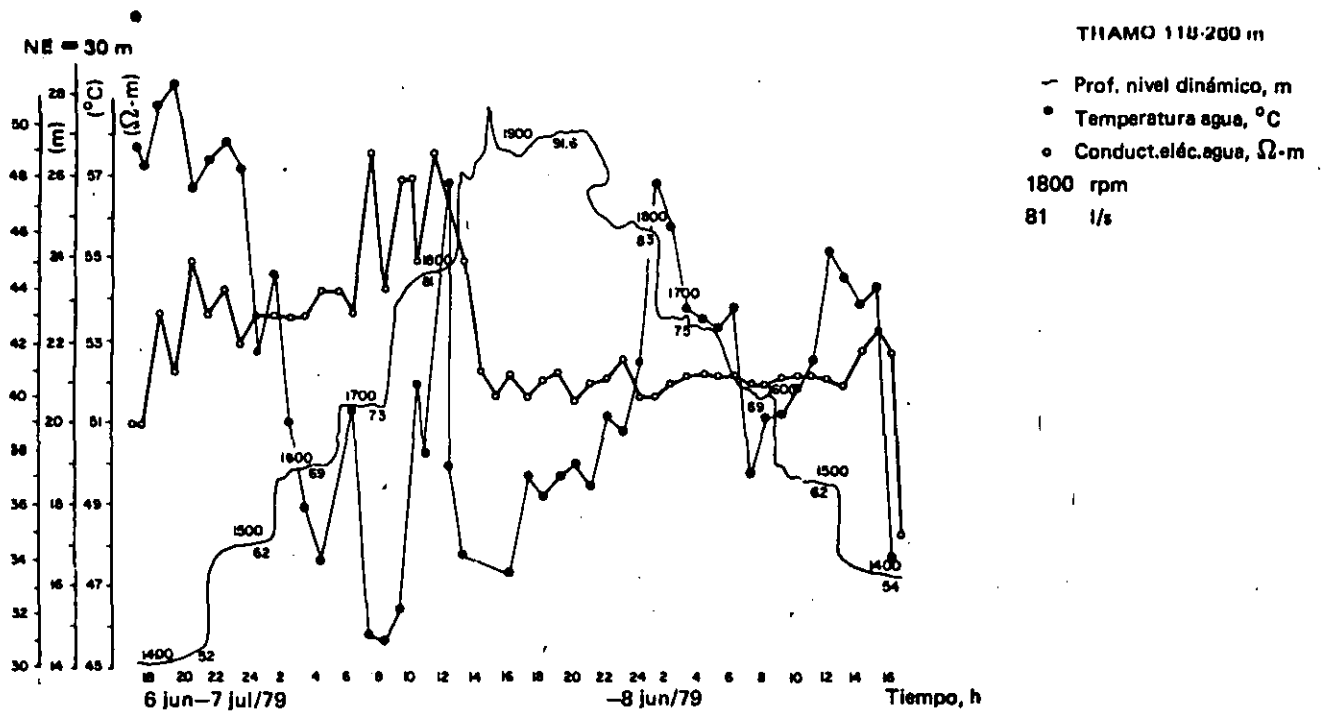
NE = 39.6 m



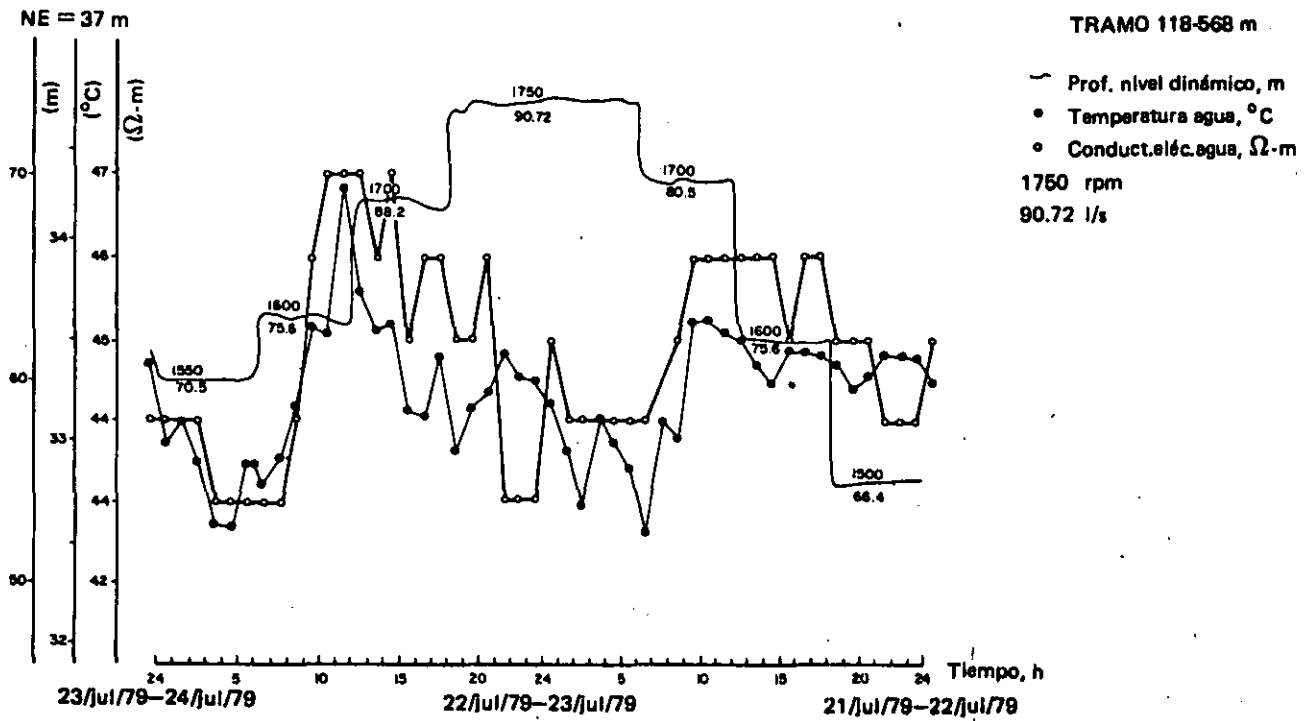
TRAMO 100-548 m

- Prof. nivel dinámico, m
  - Temperatura agua, °C
  - Conduct.eléc.agua, Ω-m
- 1800 rpm  
60.0 l/s

Gráfica 2. Pozo VR2



Gráfica 3. Pozo VR3

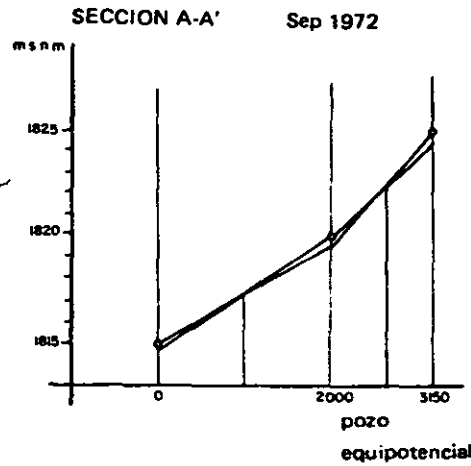
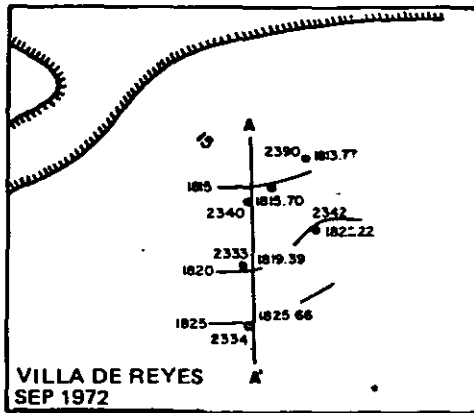


Gráfica 4. Pozo VR3

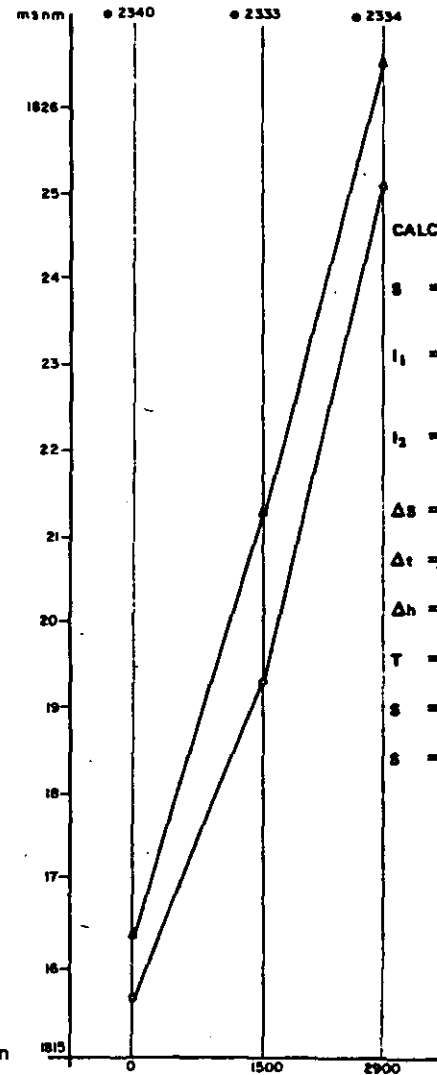
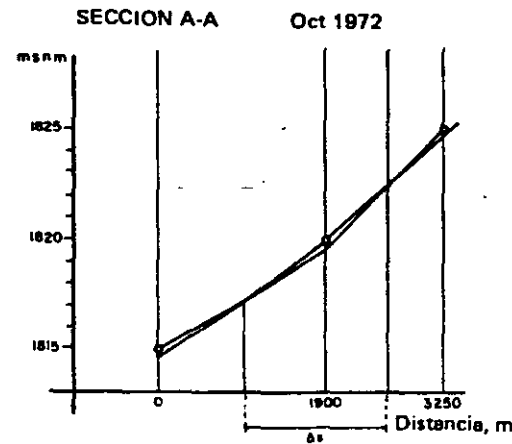
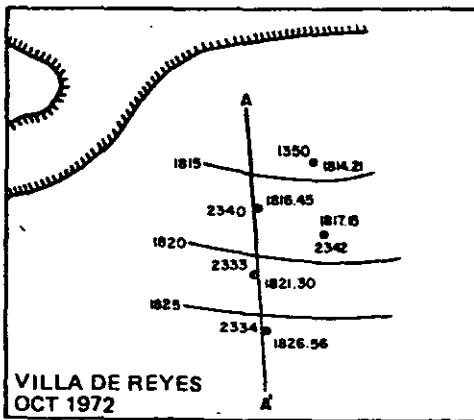
ELEVACION DEL NIVEL ESTATICO

Pozo	Sep. ○	Oct. △	Δt
2340	1815.70	1816.45	0.75
2333	1819.29	1821.30	2.01
2334	1825.06	1826.56	1.5

Δt prom = 1.42 m



LOCALIZACION EN FIGURA 3  
○ 2333  
— 1820



CALCULO DE S

$$s = T \frac{l_2 - l_1}{\Delta s} / \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

$$l_1 = \frac{dh}{ds} = \frac{1819.70 - 1814.70}{2000} = 0.00250$$

$$l_2 = \frac{dh}{ds} = \frac{1824.5 - 1819.80}{1150} = 0.00426$$

Δs = 1625 m

Δt = 30 días

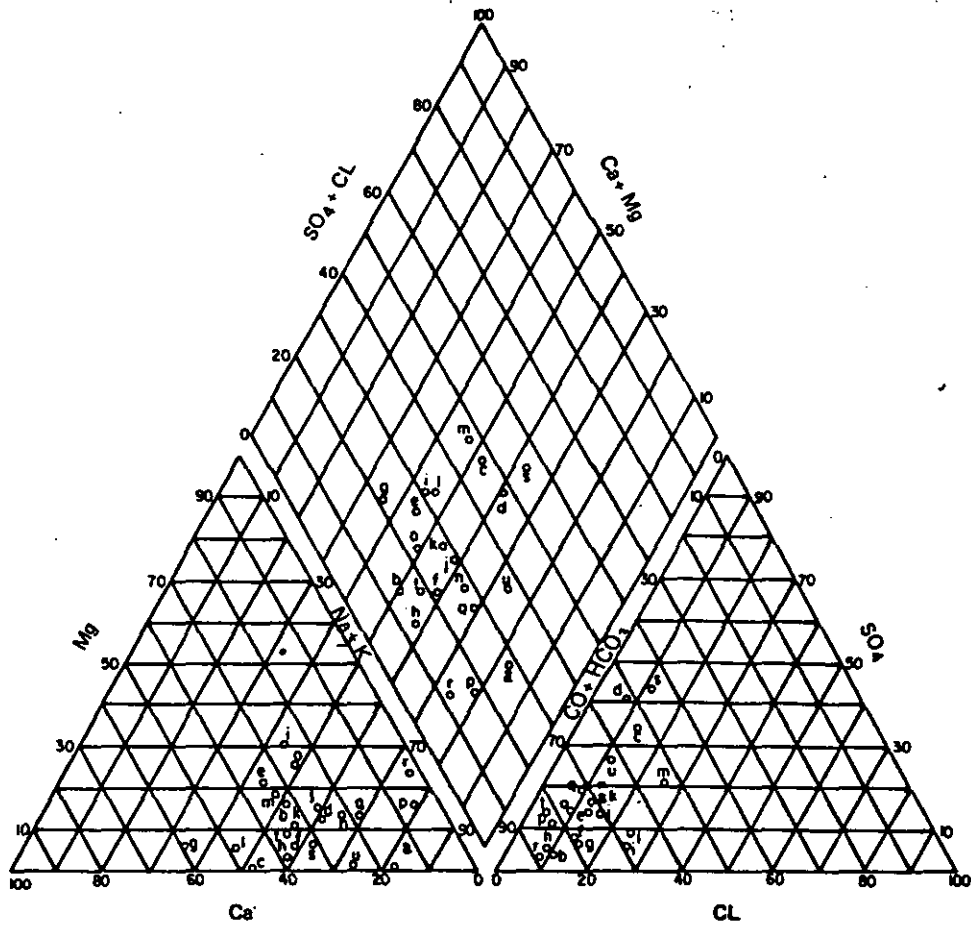
Δh = 1.42 m

T = 6 × 10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>/d = 618.4 m<sup>3</sup>/día

$$s = 618.4 \frac{0.0176}{1625} / \frac{1.42}{30}$$

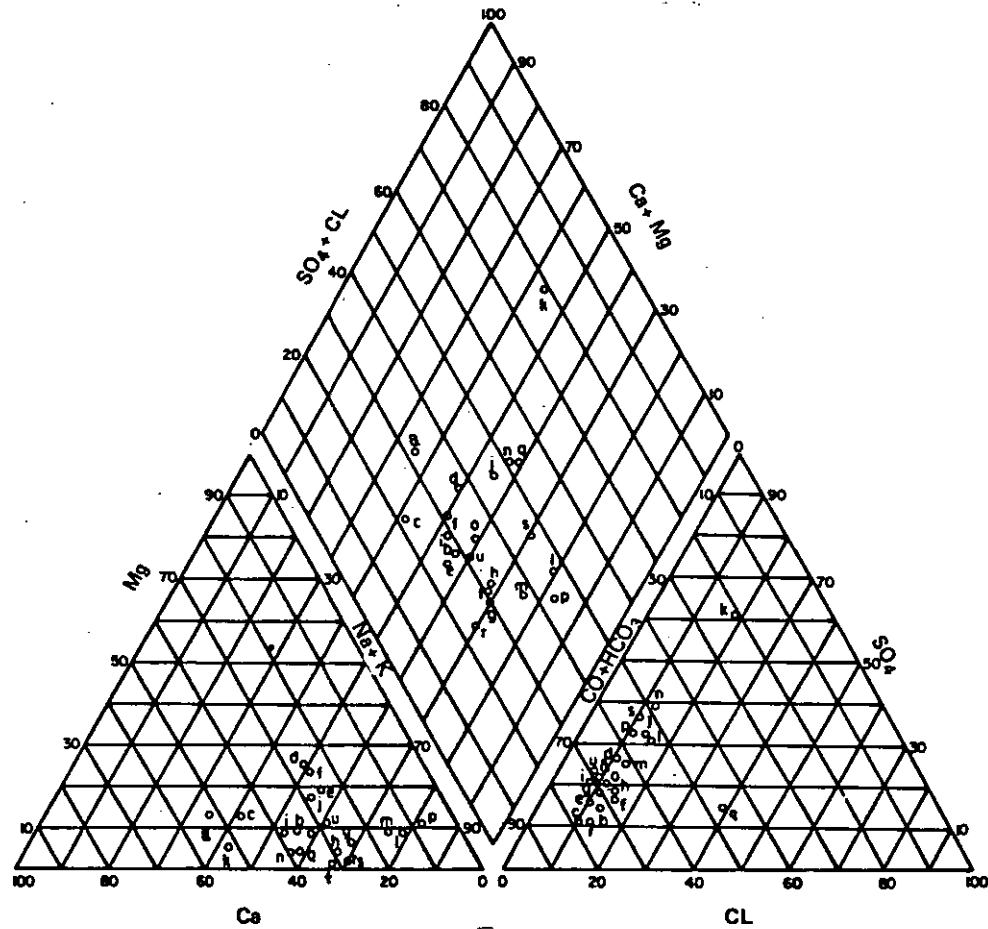
s = 0.0119

Gráfica 5. Cálculo del coeficiente de almacenamiento del Material Granular de Relleno



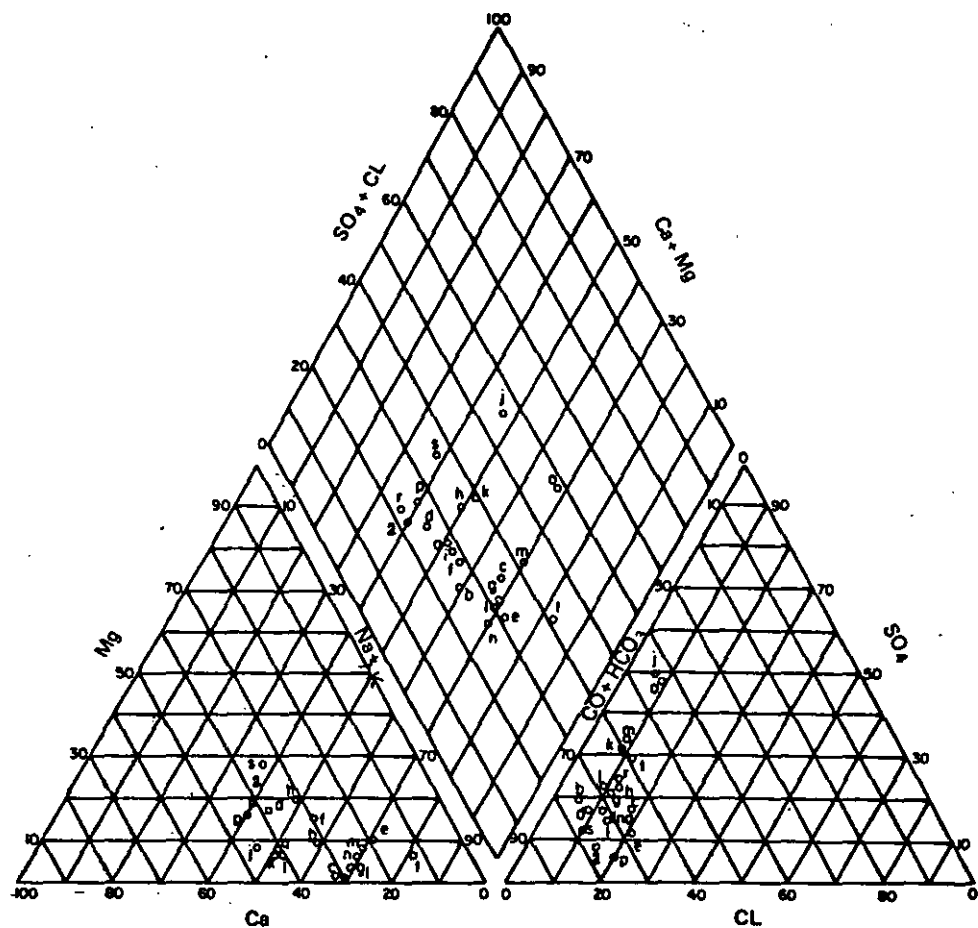
No. de pozo	Representación
1084	a
2000	b
2020	c
2027	d
2028	e
2031	f
2035	g
2036	h
2037	i
2038	j
2039	k
2040	l
2041	m
2043	n
2044	o
2045	p
2047	q
2048	r
2050	s
2051	t
2052	u

Gráfica 6. Iones dominantes en aguas subterráneas



No. de pozo	Representación
2095	a
2096	b
2097	c
2098	d
2099	e
2100	f
2101	g
2102	h
2104	i
2105	j
2106	k
2107	l
2108	m
2300	n
2331	o
2332	p
2334	q
2374	r
2381	s
2383	t
2395	u

Gráfica 7. Iones dominantes en aguas subterráneas



No. de pozo	Representación
2396	a
2417	b
2418	c
2421	d
2422	e
2424	f
2427	g
2428	h
2429	i
2431	j
2432	k
2434	l
2435	m
2436	n
2438	o
2440	p
2444	q
2445	r
2448	s
2600	t

Gráfica 8. Iones dominantes en aguas subterráneas

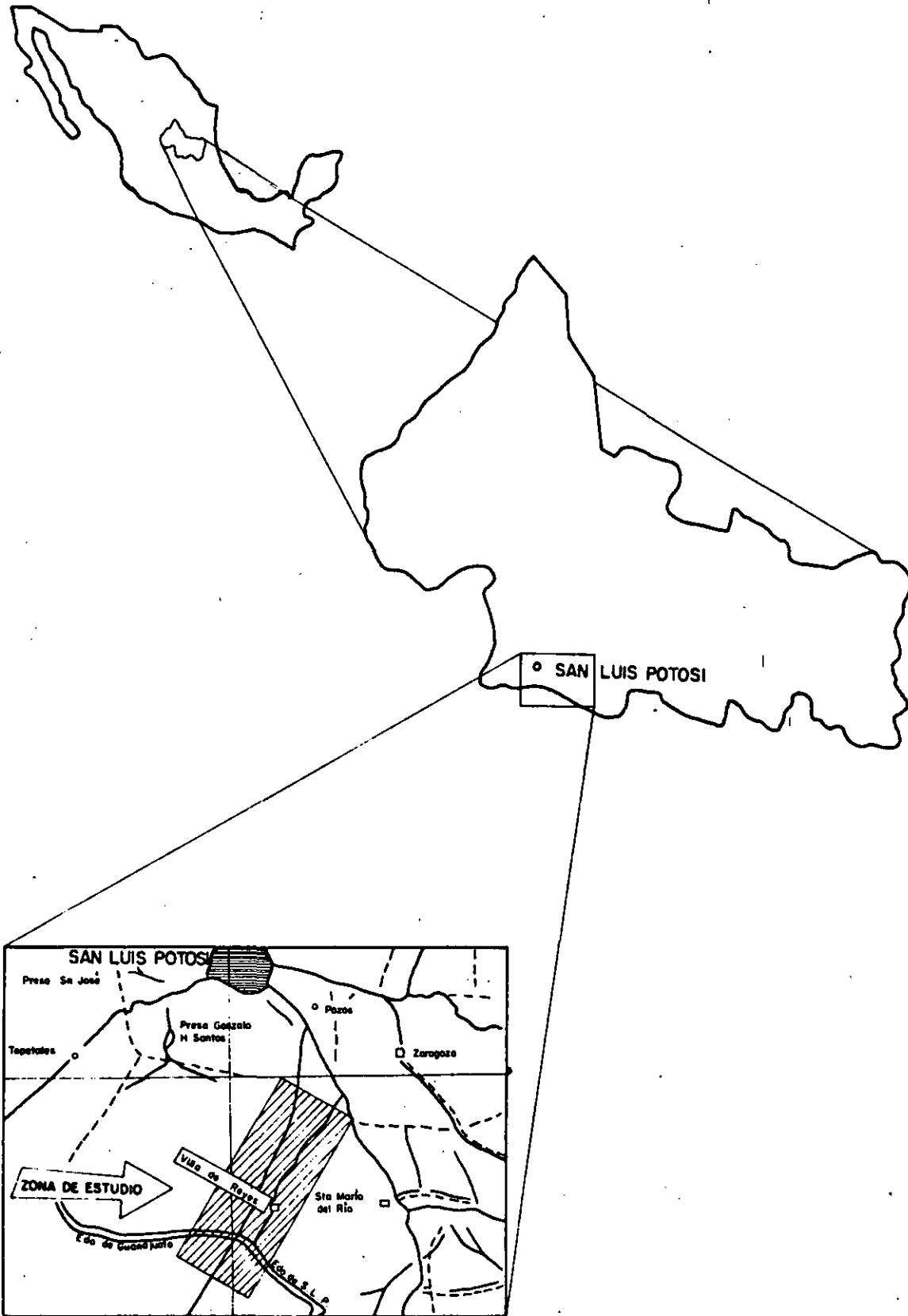
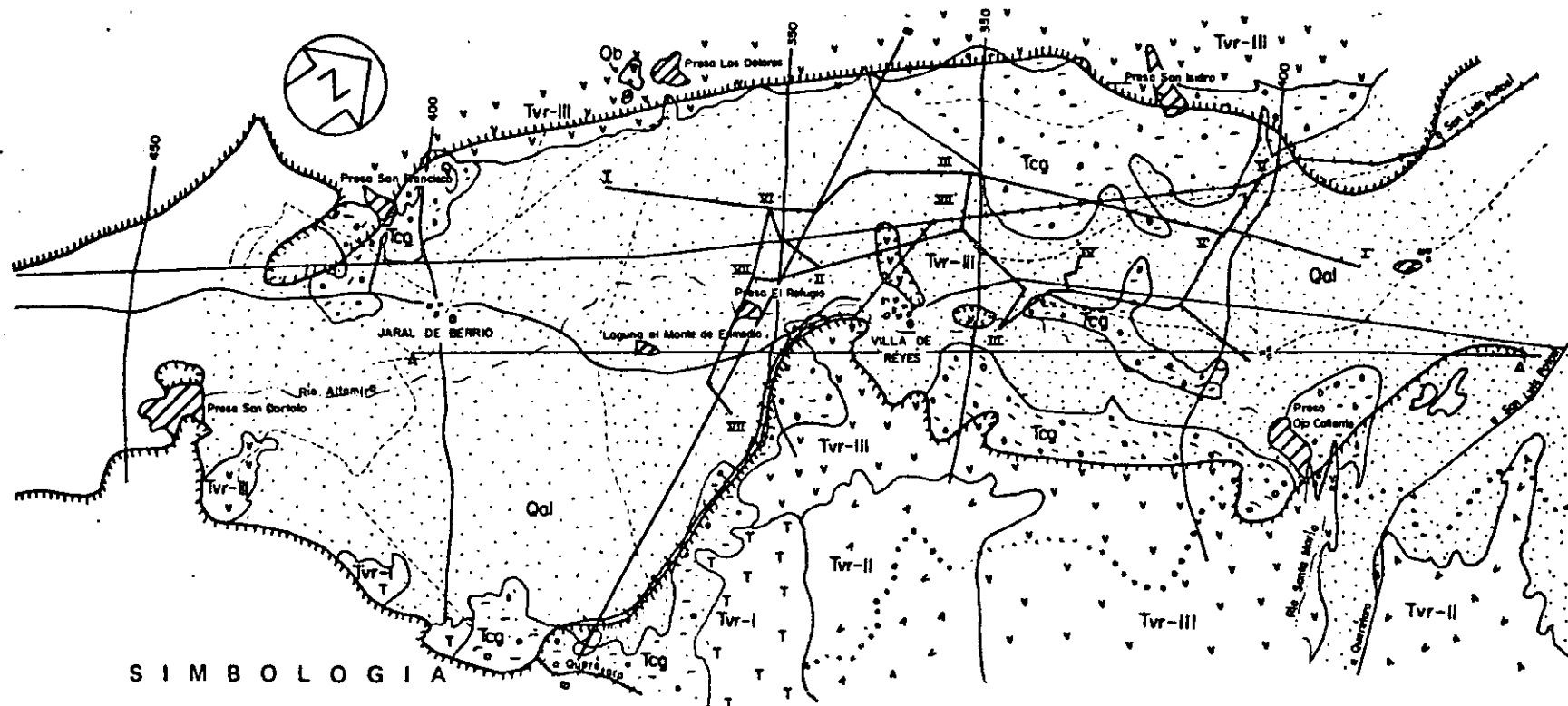


Figura 1. Localización de la zona de estudio



SIMBOLOGIA

- Brecha
- ==== Ferrocarril
- Carretera
- ..... Parteaguas
- ▄▄▄▄ Barrera
- Río
- A—A Sección hidrogeológica
- I—I Sección piezométrica

- Estación climatológica
- 350 — Precipitación media anual en mm (promedio de 10 años)

- ▄▄▄▄ Qal Aluvión\*
- ▽▽▽ Ob Basalto\*
- ▄▄▄▄ Tcg Conglomerado y arenisca\*
- ▽▽▽ Tvr-I Toba riolítica, Unidad I\*\*
- ▽▽▽ Tvr-II Toba riolítica, Unidad II\*\*
- ▽▽▽ Tvr-III Toba riolítica, Unidad III\*

- \* Permeable
- \*\* Semipermeable

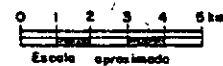
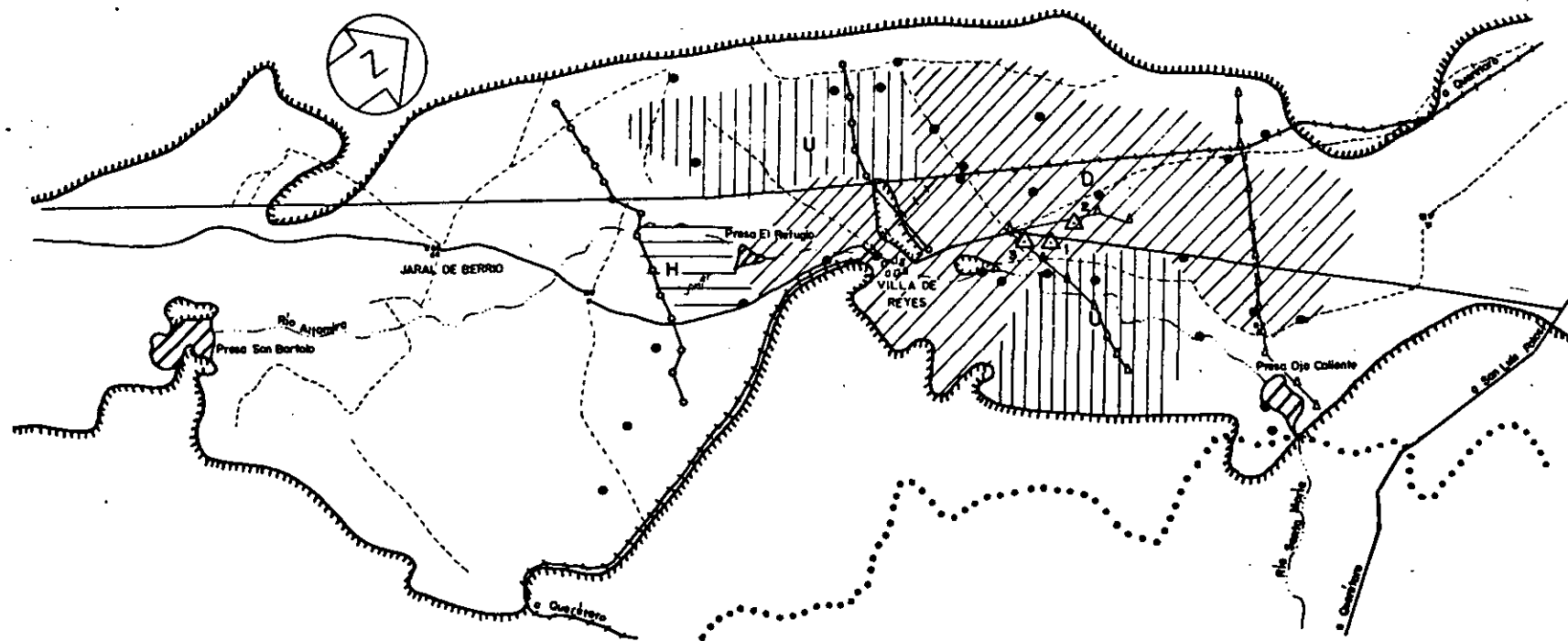


Figura 2. Geología superficial e isoyetas (1968-1978)

NOTA:  
El plano base es una reducción fotográfica de los planos topográficos de DETENAL a escala 1:50 000



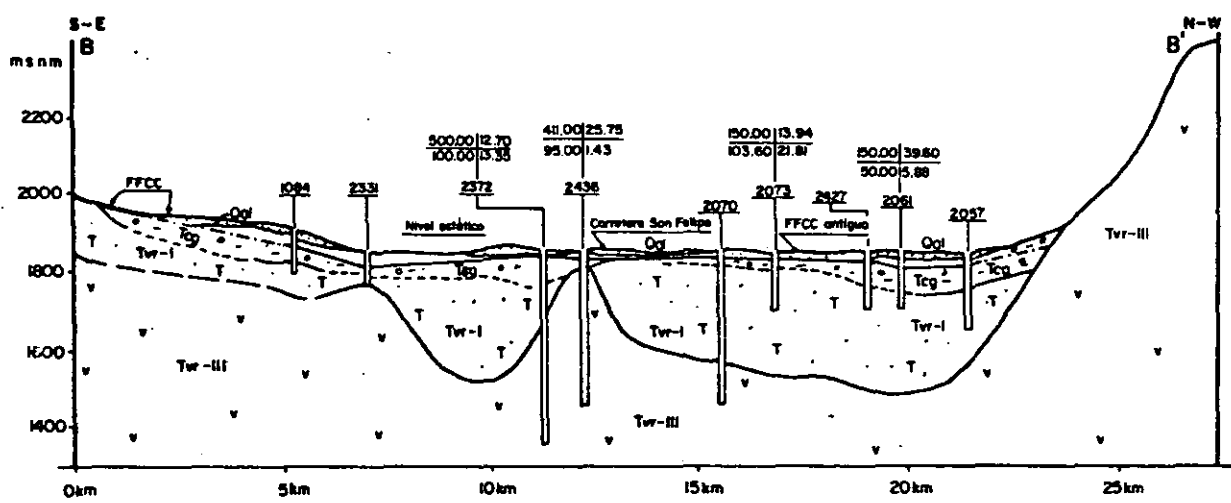
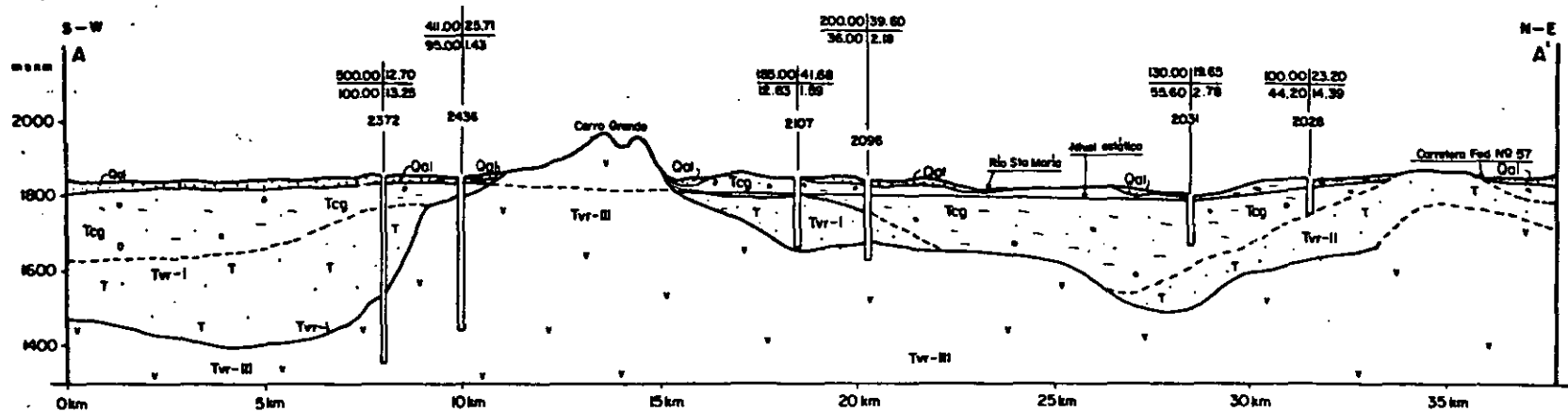


S I M B O L O G I A

- |  |                            |  |  |
|--|----------------------------|--|--|
|  | Sondeos geoelectricos CFE  |  | Río  |
|  | Sondeos geoelectricos SARH |  | Pozo de exploración CFE                      |
|  | Brecha                     |  | Pozo con muestra de agua                     |
|  | Ferrocarril                |  | Movimiento preferencial del agua subterránea |
|  | Carretera                  |  | D aguas abajo                                |
|  | Parteaguas                 |  | U aguas arriba                               |
|  | Barrera                    |  | H horizontal                                 |



Figura 3. Localización de sondeos G.V. y zonificación del movimiento del agua subterránea



**SIMBOLOGIA**

- Material Granular de Relleno
- Qal Aluvión
  - Tcg Conglomerado y arenisca
  - Tvr-I Toba riolítica, Unidad I
  - Tvr-II Toba riolítica, Unidad II
  - Tvr-III Toba riolítica, Unidad III

150.00	18.25
73.30	5.31

Prof, m	Nivel estático, m
Gasto, l/s	Gasto específico l/s/m

NOTA:  
Las secciones se encuentran localizadas en la Figura 2.

- Nivel estático (inferido)
- Contacto geológico (inferido)

Figura 4. Secciones hidrogeológicas

Litología  
NE@ Prof.  
(m)

Velocidad de perforación

Viscosidad s/l  
fluido de perf.

No. de sacos de  
bentonita

Revoluciones  
por min (MR)

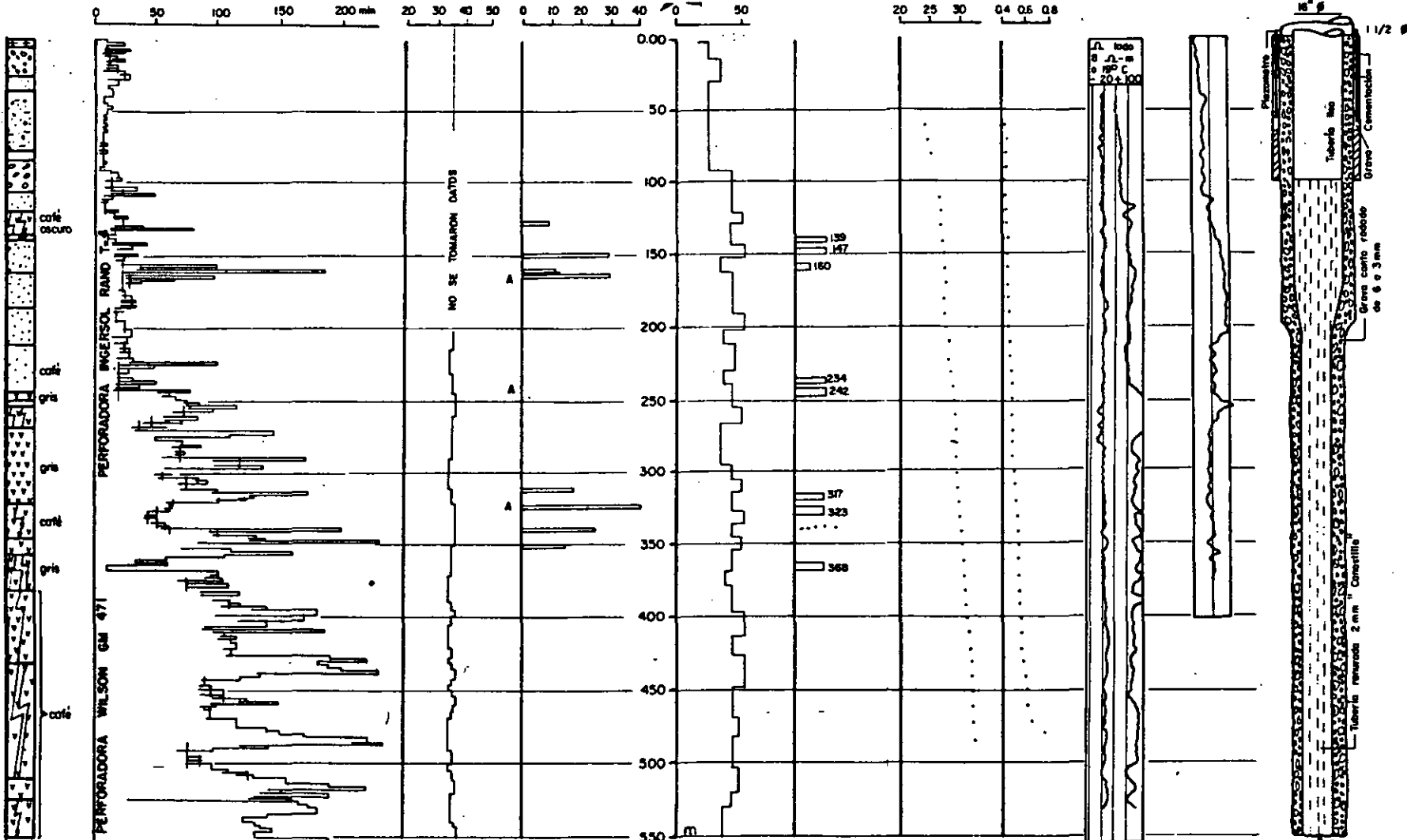
Zona de pérd.  
de fluido de  
perforación

Temperatura °C  
Conductividad Ω-m

Registro  
eléctrico

Registro  
de rayos  
gamma

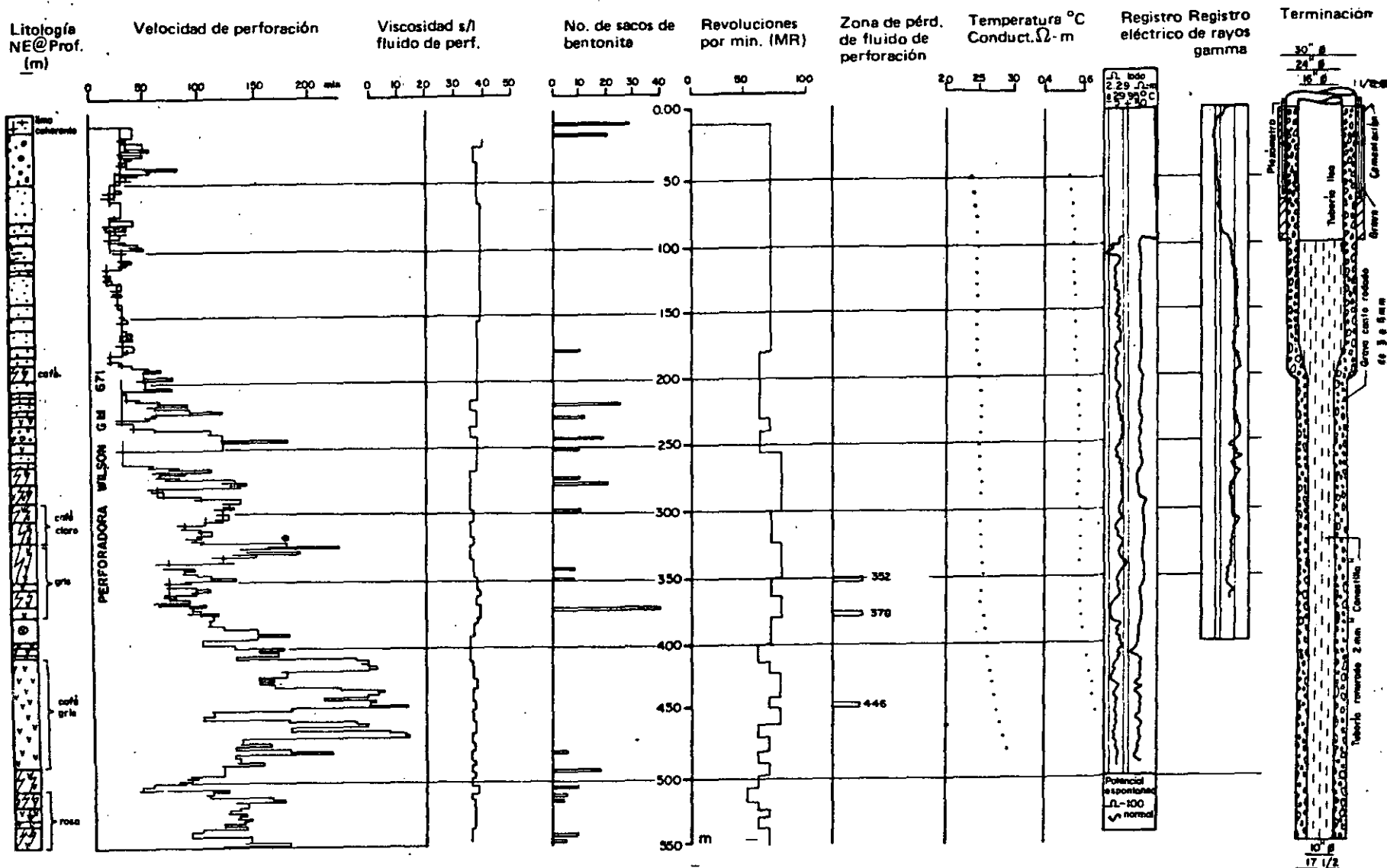
Terminación  
30" ø  
24" ø  
18" ø



**SIMBOLOGIA**

- |                           |                         |                                  |                        |
|---------------------------|-------------------------|----------------------------------|------------------------|
| Limo coherente            | Grava cuarzosa          | Riolita fracturada               |                        |
| Arena muy fina (> 1/2 mm) | Grava riolítica         | Riolita poco fracturada alterada | A Inyección de arcilla |
| Arena fina (1-3 mm)       | Riolita                 | Riolita fracturada alterada      | NE 42.0 m              |
| Arena gruesa (< 3 mm)     | Riolita alterada        | Riolita muy fracturada alterada  | ND 110.0 m             |
| Arcilla arenosa           | Riolita poco fracturada | Gas                              | Q 26.0 l/s             |

Figura 5. Pozo VR1

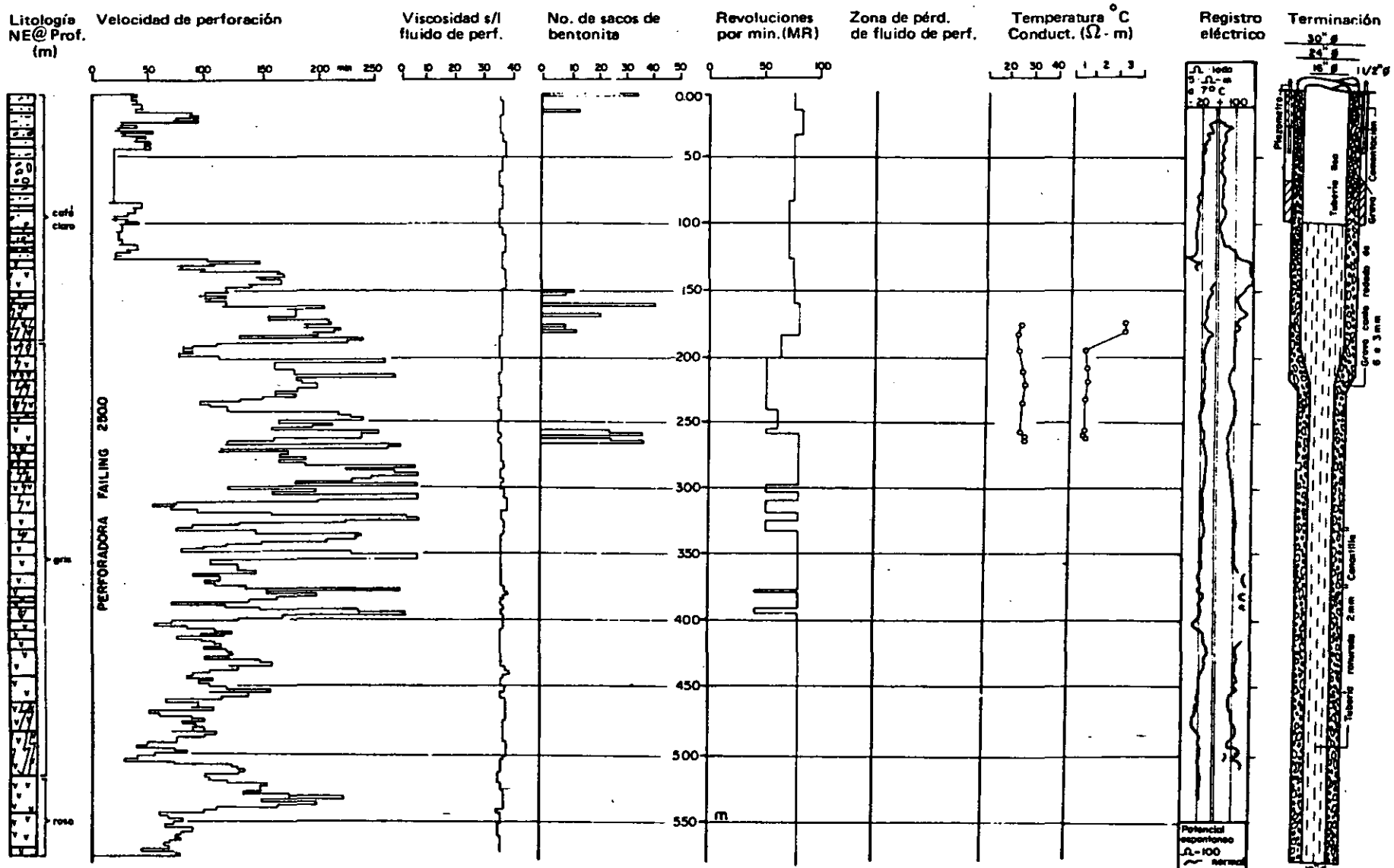


### SIMBOLOGIA

- |                                 |                        |  |
|---------------------------------|------------------------|--|
| ⊕ ⊕ ⊕ Limo coherente            | ⊕ ⊕ ⊕ Grava cuarzosa   | ⊕ ⊕ ⊕ Riolita fracturada               |
| ⊕ ⊕ ⊕ Arena muy fina (> 1/2 mm) | ⊕ ⊕ ⊕ Grava riolítica  | ⊕ ⊕ ⊕ Riolita poco fracturada alterada |
| ⊕ ⊕ ⊕ Arena fina (1-3 mm)       | ⊕ ⊕ ⊕ Cantos rodados   | ⊕ ⊕ ⊕ Riolita fracturada alterada      |
| ⊕ ⊕ ⊕ Arena gruesa (< 3 mm)     | ⊕ ⊕ ⊕ Riolita sana     | ⊕ ⊕ ⊕ Riolita muy fracturada alterada  |
| ⊕ ⊕ ⊕ Arcilla arenosa           | ⊕ ⊕ ⊕ Riolita alterada |  |

NE 64.1 m  
ND 69.0 m  
Q 69.3 l/s

Figura 6. Pozo VR2

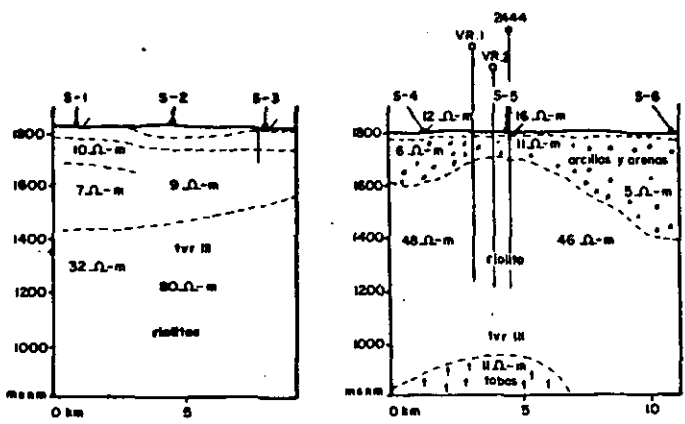


**SIMBOLOGIA**

- |                     |                                     |            |
|---------------------|-------------------------------------|------------|
| Limo coherente      | Riolita                             |            |
| Arena fina (1-3 mm) | Riolita poco fracturada alterada    | NE 31.2 m  |
| Arena gruesa        | Riolita fracturada alterada         | ND 58.5 m  |
| Grava cuarzosa      | Riolita muy fracturada muy alterada | Q 90.7 l/s |
| Grava riolítica     |                                     |            |

Figura 7. Pozo VR3

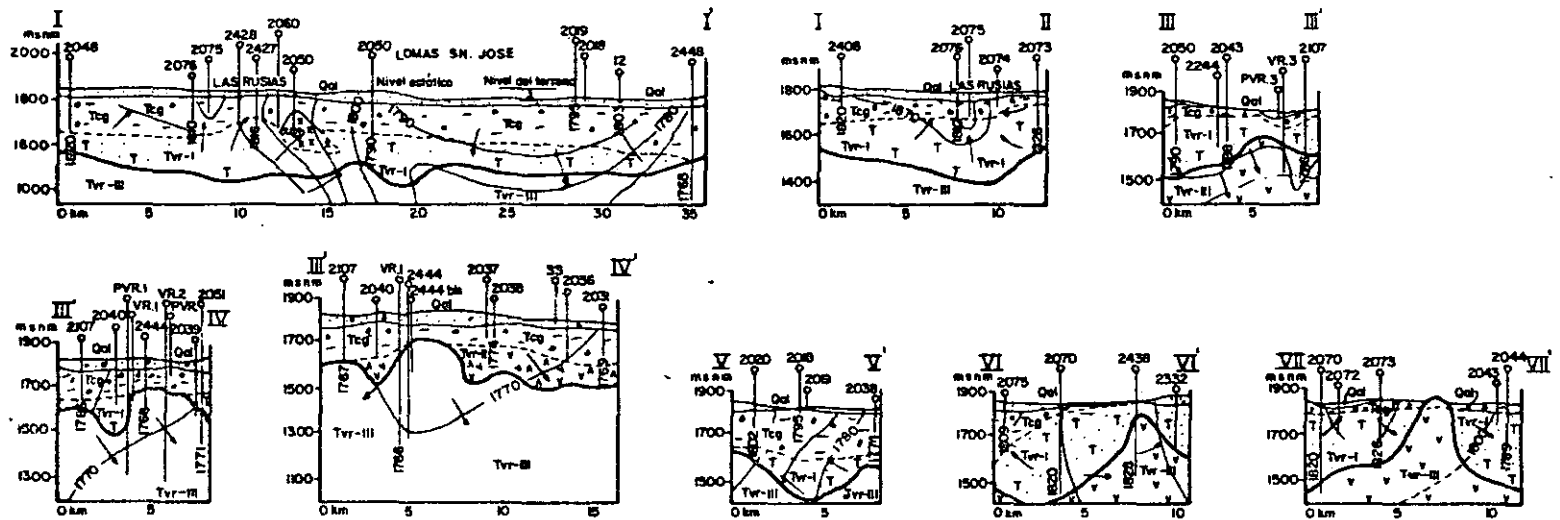
# SIMBOLOGIA



- Contacto resistivo
- Qal Arcillas y arenas
- Tvr-III Toba riolítica Unidad III
- T Toba
- Material de relleno {
  - Qal Aluvión (permeable)
  - Ob Basalto (permeable)
  - Tcg Conglomerado y arenisca
  - Tvr-I Toba riolítica Unidad I
  - Tvr-II Toba riolítica Unidad II
  - Tvr-III Toba riolítica Unidad III
- Movimiento del agua subterránea
- 1770 — Línea equipotencial, msnm

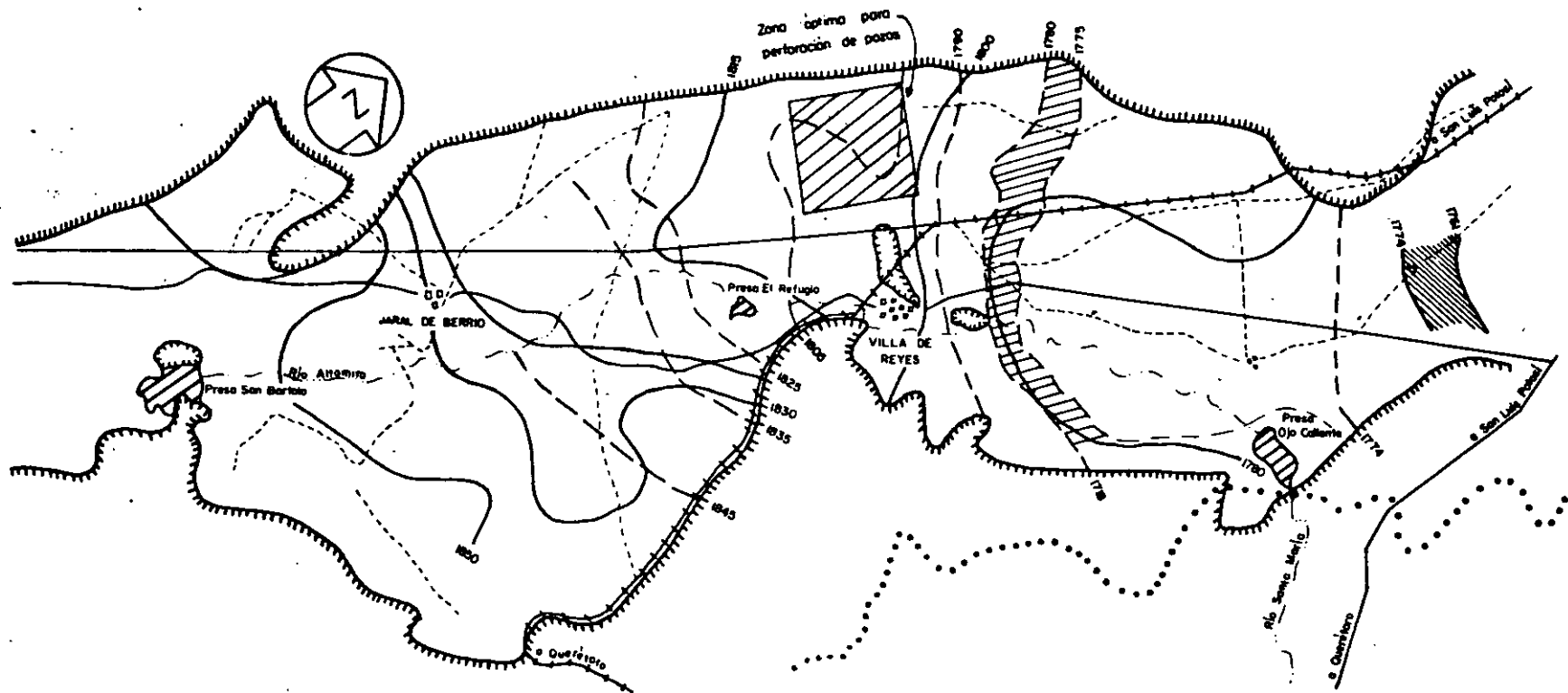
2,050 Pozo No.

NOTA: Localización de secciones en Figura 2.



b

Figura 8. Secciones piezométricas y de resistividad a 1,500 m



### S I M B O L O G I A



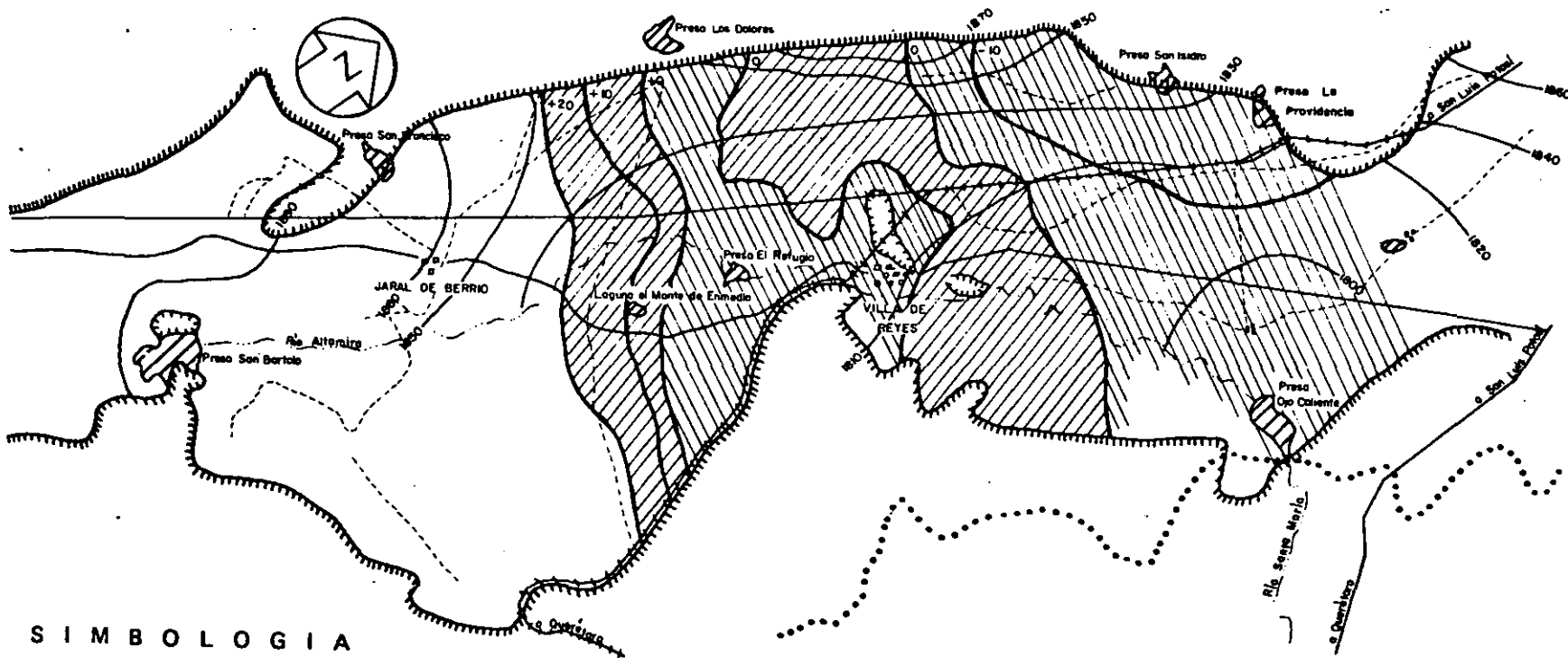
- |   |  |
|---|--|
| ----- Brecha  |  Sección de cálculo de entradas de agua subterránea |
| ++++ Ferrocarril  | ----- Parteaguas subterráneo   |
| — Carretera   | 1825 --- Curva de igual elevación piezométrica, junio 1979   |
| ..... Parteaguas  | 1800 --- Curva de igual elevación piezométrica, junio 1972   |
| ~~~~ Barrera  |  Zona de cálculo de gasto de salida                 |
| — Río   |  |
| --- Curva de igual elevación piezométrica en msnm, marzo 1979 |  |
| --- Pozo prof. > 150 m  |  |



Figura 9. Potenciometría de pozos profundos (1972 y 1979) y zona óptima para perforación de pozos



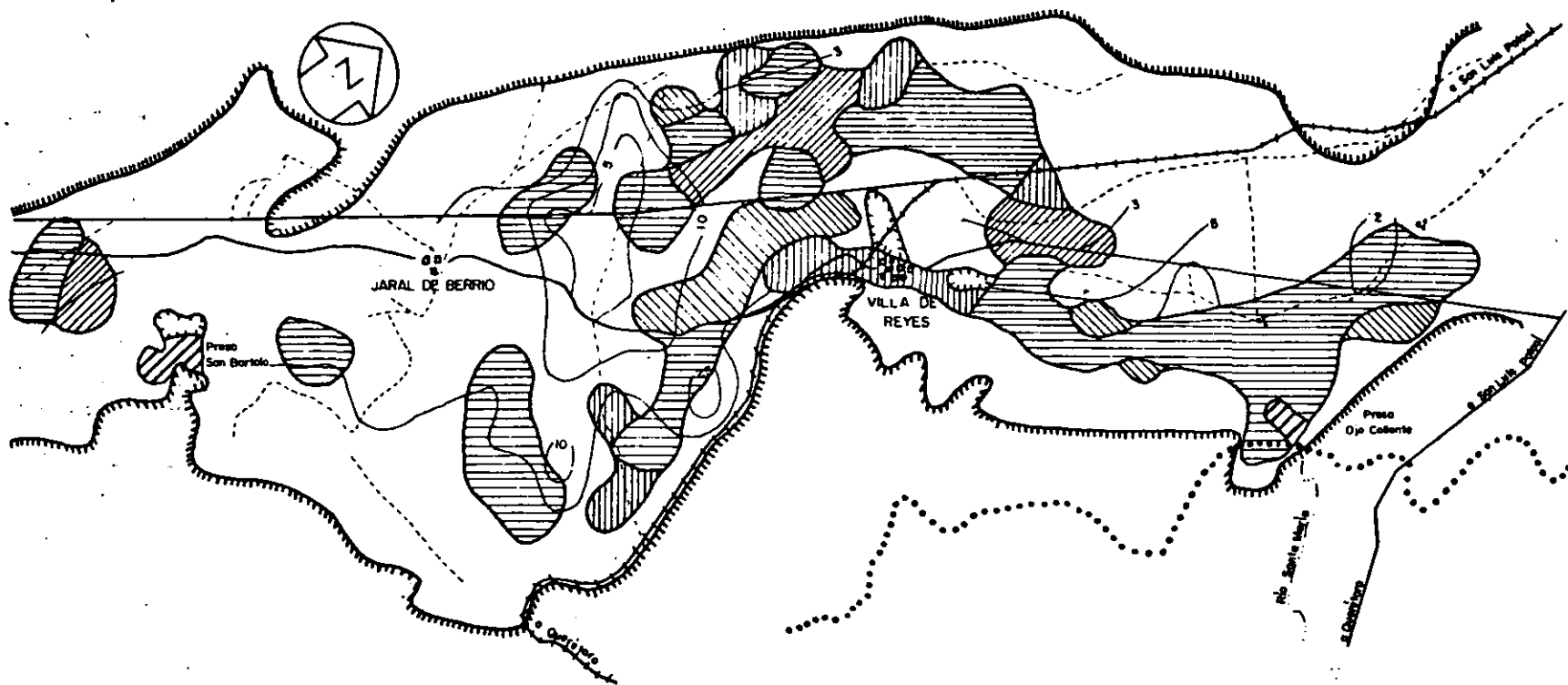
**SIMBOLOGIA**

- Brecha
- ++++ Ferrocarril
- Carretera
- Parteaguas
- |||| Barrera
- ..... Río
- 1830 — Curva igual elevación piezométrica en msnm (marzo 1979)
- 10 — Evolución del nivel estático en m (1972 -1979)
- |||| Evolución positiva
- |||| Evolución negativa



**Figura 10. Piezometría de pozos someros y evolución del nivel estático (1972-1979)**





**SIMBOLOGIA**

- Brecha
- ++++ Ferrocarril
- Carretera
- ..... Parteaguas
- ||||| Barrera
- Río

**Rangos de gasto específico (l/s/m)**

- < -1
- 1 - 3
- 3 - 6
- > 6

— 10 - Curva de igual transmisividad  $m^2/s \times 10^{-3}$



**Figura 11. Transmisividad y coeficiente de almacenamiento del Material Granular de Relleno**

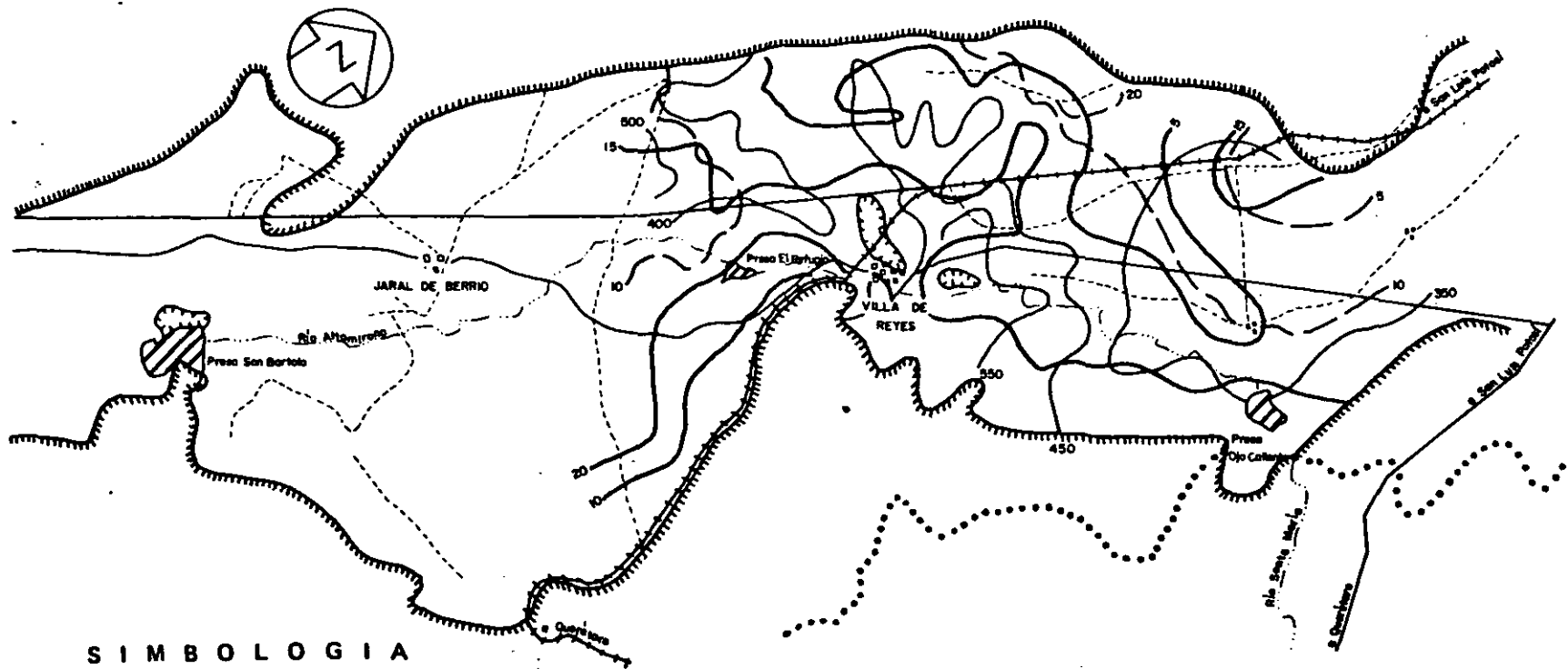


Figura 12. Distribución de STD, SiO<sub>2</sub> y HCO<sub>3</sub>/SO<sub>4</sub>

## Referencias

---

- Bennet, R.R., 1962, Flow net analysis, *U.S. Geological Survey Water Supply*, artículo 1536-E, págs 139-144
- Bentall, R., 1963, Shortcuts and special problems in aquifer tests, *U.S. Geological Survey Water Supply*, artículo 1545-C
- Boulton, N.S., 1954, Drawdown of the water table under non steady conditions near a pumped well in an unconfined formation, Londres, *Institute of Civil Engineers*, vol 26, págs 469-482
- , 1970, Analysis of data from pumping tests in unconfined anisotropic aquifers, Amsterdam, *Journal of Hydrology*, vol 10, págs 369-378
- Brown, R. H., 1963, Estimating the transmissivity of an artesian aquifer from the specific capacity of a well, *U. S. Geological Survey Water Supply*, artículo 1536-I, págs 336-338
- Clark, I. D., 1980, *Isotope hydrogeology and geothermometry of the Mount Meager geothermal area*, Ontario, Canadá, Dept. of Earth Sciences, Universidad de Waterloo, Tesis
- Cooper, H. H. y Jacob, C. E., 1946, A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field story; *American Geophysics Union Transactions*, vol. 27, núm 4, págs 526-594
- Davies, S. N. y De Wiest, R.J.M., 1966, *Hydrology*, Londres, John Wiley & Sons, págs 71-95
- Ferris, J. G., Knowles, D. B., Browne, R. H. y Stallman, R. W., 1962, Theory of aquifer tests - ground-water hydraulics, *U.S. Geological Survey Water Supply*, artículo 1536-E, págs 69-174
- Flores, W. Z. E., 1978, *Hidrología Superficial*, Sonora, México, Imprenta universitaria, págs 181-182
- Freeze, R. A. y Cherry, J. A., 1979, *Groundwater*, Prentice Hall Inc., págs 238-297

- Freeze, R. A. y Witherspoon, P. A., 1968, Theoretical analysis of regional groundwater flow. Three quantitative interpretations, *Water Resources Research* 9, págs 1397-1410
- Fritz, P. y Fontes, J. Ch., 1980, Handbook of environmental isotope geochemistry, Nueva York, Elsevier Scientific Publishing Co., págs 1-17
- Hantush, M. S., 1960, *Modifications of the theory of leaky aquifers*, Journal of Geophysical Research, vol. 65, núm 11, págs 3713-3725
- Hazel, C.P., 1973, Groundwater hydraulics, *Australian Water Resources Council Groundwater School at Adelaide* (notas)
- Hem, J. D., 1959, Study and interpretation of the chemical characteristics of natural water, *U.S. Geological Survey Water Supply*, artículo 1473
- Horton, R. E., 1945, Erosional development of streams and their drainage basins; hydrophysical approach to quantitative geomorphology. *Bulletin of the American Geological Society*, vol. 56, págs 275-370
- Hurr, R. T., 1966, A new approach for estimating well diameter, specific capacity. Washington, *Water Resources Research*, vol 2, núm 4, págs 657-664
- Ineson, J. y Downing, R. A., 1965, The groundwater component of river discharge and its relationship to hydrogeology, *Journal of the Institute of Water Engineering*, vol. 18, págs 519-541
- Jacob, C. E., 1940, On the flow of water in an elastic artesian aquifer, *American Geophysics Union Transactions*, parte II, págs 574-586
- , 1963, Corrections of drawdowns caused by a pumped well tapping less than the full thickness of an aquifer, *U.S. Geological Survey Water Supply*, artículo 1536-1, págs 272-292
- Johnsons Division, 1975, Groundwater and wells, Minnesota, Saint Paul, VOP Inc., págs 247-259
- Kelly, S. F., 1962, Geophysical exploration for water by electrical resistivity, *New England Water Works Association Journal*, vol 76, págs 122-135
- Kruseman, G.P. y De Ridder, N. A., 1970, Analysis and evaluation of pumping test data, Países Bajos, *Wageningen International Institute for Land Reclamation and Improvement*, vol II
- McDonald, H.R. y Wantland, D., 1961, Geophysical procedures in groundwater study, *American Society Civil Engineers Transactions*, vol 126, págs 122-135
- McWhorter, D. y Sunada, D. K., 1977, Ground-water hydrology and hydraulics, Colorado, Water Resources Publications
- Meinzer, O. E., 1960, Outline of groundwater hydrology, *U.S. Geological Survey Water Supply*, Dept. of the Interior, artículo 494, págs 42-52
- Meyer, R. R., 1963, A chart relating well diameters, specific capacity and the coefficients of transmissivity and storage, *U.S. Geological Survey Water Supply*, artículo 1536-1, págs 338-340
- Papadopoulos, I. S., 1963, Preparation of type curves for calculating T/S of a wedge-shaped aquifer, *U.S. Geologic Survey Professional*, artículo 475-B, págs B196-B198

- Patten, E.P. y Bennet, G. D., 1963, Application of electrical and radioactive well logging to groundwater hydrology, *U.S. Geological Survey Water Supply*, artículo 1544-D, 60 págs
- Penman, H. L., 1948, Natural evaporation from open water, bare soil and grass, Inglaterra *Royal Society Series A*, vol 193, págs 120-145
- Pirson, S. J., 1958, Oil reservoir engineering, Nueva York, McGraw Hill Co., págs 30-44
- Rankama, K. y Sahama, T.G., 1950, Geochemistry, Chicago, University Press
- Raisz, E., 1964, Landforms of México, *Cambridge Geography Branch of the Office of Naval Research*
- Sahni, B. M. y Seth, H. B. S., 1979, Determination of storage coefficient without observation wells, *Procs. Congreso Internacional de Hidrología, México, D. F.*, pp 2648-2656
- Stallman, R. W., 1956, Numerical analysis of regional water levels to define aquifer hydrology. *American Geophysics Union Transactions*, vol 37, núm 4, págs 450-460
- Schlumberger, 1972, Log interpretation principles, Nueva York, Schlumberger, Inc.
- Taylor, D. W., 1948, Fundamentals of soil mechanics, Nueva York, John Wiley and Sons
- Theis, C.V., 1963, Drawdowns caused by a well discharging under equilibrium conditions from an aquifer bounded by a finite straight line source. *U.S. Geological Survey Water Supply*, artículo 1545-C, págs C101-C105
- Todd, K. D., 1959, Groundwater hydrology, Nueva York, John Wiley and Sons, págs 64-73
- Tolman, C.F., 1937, Groundwater, Londres, McGraw Hill, págs 435-454
- UNESCO, 1970, International legend of hydrogeological maps. Inglaterra, Cook Hammond and Kell, Ltd.
- Walton, W. C., 1962, Selected analytical methods for well and aquifer evaluation. *U.S. Illinois State Water Survey Bol 49*
- Ward, A.C., 1967, Principles of hydrology. Londres, Mc Graw Hill, págs 134-150
- World Meteorological Organization, 1974, *Guide to Hydrological Practices*, Ginebra, Secretariat of World Meteorological Organization, núm 168, págs 52-59

## Apéndice

---

### 1. CALCULO DEL AGUA NECESARIA PARA LAS PLANTAS TERMoeLECTRICAS

Los diversos servicios y sistemas de una planta termoeléctrica necesitan agua de calidad y en cantidad específicas para cubrir principalmente tres aspectos: servicios, repuesto al generador de vapor y enfriamiento. Los volúmenes requeridos varían según factores como la calidad química del agua, ubicación geográfica, el tipo de planta (ciclo combinado, convencional, etc.), la manufactura de los equipos, el diseño mecánico, etc. Sin embargo, es posible hacer un cálculo aproximado para las plantas a vapor o de ciclo combinado con torres de enfriamiento (húmedas). Las plantas de vapor con enfriamiento por condensador de un solo paso requieren la décima parte del gasto calculado para las anteriores.

#### Agua para servicios

Se han calculado los siguientes gastos aproximados

- a. Potable,  $0.2 \text{ m}^3/\text{día}$  por persona
- b. Limpieza y mantenimiento de edificios y espacios libres, un máximo diario de  $26 \text{ m}^3$
- c. Areas verdes, alrededor de  $0.025 \text{ m}^3/\text{m}^2$  diarios
- d. Sistema contra incendios. Considerando hidrantes de  $3 \text{ l/s}$ , se precisan  $0.79$  hidrantes por  $100 \text{ MW}$ ; si hay un tanque de almacenamiento, se requerirán  $33 \text{ l/s}$  por tanque para una central
- e. Estaciones de servicio,  $54.4 \text{ m}^3/\text{día}$  (12 horas de trabajo) por estación
- f. Lavado de los precalentadores de aire, un caudal máximo de  $18 \text{ m}^3/\text{día}$  con un tiempo de lavado de 5 horas.

### Agua para repuesto al generador de vapor

Aunque el agua de repuesto indispensable para el generador de vapor depende del tipo de sistema de tratamiento que tenga la central eléctrica (ósmosis inversa, intercambio iónico, evaporación, filtración y suavización, etc.), los siguientes son valores aproximados a los que hay que agregar un 10 por ciento para purgado, retrolavado, generación y enjuagues

- a. Unidades de 160 MW, 500 m<sup>3</sup> /día
- b. Unidades de 350 MW, 1,020 m<sup>3</sup> /día

### Agua para enfriamiento

Según la fuente sea de agua dulce o salada, los volúmenes de agua para enfriamiento de los condensadores y sistemas auxiliares de una central eléctrica con torres de enfriamiento se evalúan de la siguiente forma:

Dulce. Las pérdidas de agua de recirculación en las torres de enfriamiento se pueden determinar por medio de factores de 0.20 m<sup>3</sup> /s/torre. Al resultado se agrega un 8 por ciento del flujo nominal de recirculación por cada 10 °F de temperatura y más de 1 a 3 por ciento del flujo nominal para el calentamiento del combustible. Además, la demanda de agua se considera en función del número de ciclos de concentración, pérdidas por evaporación y otros servicios.

De mar. Las centrales eléctricas que usan esta fuente de agua requieren equipos especiales y un volumen de agua que depende de la carga térmica y de las características y condiciones específicas del condensador principal de la central. Generalizando, se puede decir que las centrales eléctricas de 160 y 350 MW usan para enfriamiento alrededor de 6.2 m<sup>3</sup> /s y 16 m<sup>3</sup> /s, respectivamente.

## 2. EJEMPLO PRACTICO

Se trató de estimar el consumo de agua para las unidades 1 y 2 de 350 MW de la Central Termoeléctrica San Luis Potosí, considerando agua dulce de buena calidad para una central de vapor con torres de enfriamiento húmedas y un gasto de agua de servicio continuo para usos sanitarios y agua potable de 200 l/persona/día por 120 personas en operación.

### a. Consumo máximo concurrente

Repuesto al generador de vapor con un 5 por ciento de flujo de vapor principal de acuerdo con los criterios de diseño mecánico

$$0.05 \times 1,090,000 \text{ kg/h} \times 2 \text{ unidades} = 109,000 \text{ l/h}$$

$$\text{total repuesto al ciclo} = 30.3 \text{ l/s}$$

### b. Repuesto a torres de enfriamiento

Rep = 0.19 m<sup>3</sup> /s/torre = 190 l/s x 2 torres = 380 l/s, según la memoria del cálculo MDA-01-01, optimización del sistema de circulación

- c. Agua de servicio para uso sanitario y potable

$$\frac{120 \text{ personas} \times 200 \text{ l} \times \text{día} \times 1 \text{ h}}{\text{persona} \times 24 \text{ h} \times 3,600 \text{ s}} = 0.3 \text{ l/s}$$

- d. Agua de alimentación al generador de vapor auxiliar para calentar el combustible de la fosa

30,000 kg/h (estimado)

$$30,000 \text{ l/h} = 8.33 \text{ l/s}$$

- e. Agua para la regeneración de la planta desmineralizadora

$$\frac{150 \text{ m}^3 \times 1,000 \text{ l} \times z \text{ regeneraciones} \times 1 \text{ día} \times 1 \text{ h}}{\text{regeneración} \times \text{día} \times 24 \text{ h} \times 3,600 \text{ s}} = 3.5 \text{ l/s}$$

- f. Agua para lavar un precalentador de aire

650 gal/min, según plano M001-02-01, 291,440 arreglo general

$$650 \text{ gal/min} \times 3.785 \text{ l/gal} \times 1 \text{ min}/60 \text{ s} = 41 \text{ l/s}$$

- g. Agua para protección contra incendio

31 l/s/hidrante x 5.5 hidrantes (50 por ciento) del anillo más grande, considerando un siniestro que dure varias horas

$$31 \text{ l/s} \times 5.5 = 170.5 \text{ l/s}$$

- h. Agua para lavar la caldera y otros servicios como el enfriamiento de emergencia, según el diagrama de flujo N1-114 de NINII, U.3

$$12,492 \times 3.5 \times 2 = 8.01 \text{ l/s}$$

Sumando los resultados parciales anteriores, el agua necesaria para la Central Termoeléctrica San Luis Potosí es:

$$30.3 + 380 + 0.3 + 8.33 + 3.5 + 41 + 170.5 + 8.01$$

$$350 \text{ MW} \times 2, \text{ CT S.L.P.} = 641.93 \text{ l/s}$$

A este gasto normalmente hay que agregar un volumen de respaldo o de seguridad para el caso en que alguno de los pozos dejara de funcionar.





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

**GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION**

**OBRAS PORTUARIAS**

**Ing. Julio Pindter Vega**

**NOVIEMBRE, 1985**

I N D I C E

PAG.

INTRODUCCION

1

ESTUDIOS PREVIOS

3

DESARROLLOS COSTEROS

6

ESTUDIO DE LOS MATERIALES DISPONIBLES  
PARA LA CONSTRUCCION.

41

TRABAJOS DE DRAGADO, ROMPEOLAS  
Y MUELLES

24

ESTUDIOS REALIZADOS PARA EL PROYECTO  
DE LOS PUERTOS INDUSTRIALES DE ALTAMIRA  
OSTION, DOS BOCAS, LAZARO CARDENAS Y -  
SALINA CRUZ.

49

NECESIDADES DE ESTUDIOS EN LA INGENIERIA  
PORTUARIA.

67

RECURSOS NATURALES DEL PAIS, EN TIERRA Y MAR:

SUPERFICIE TERRESTRE	2'000,000 Km2.
COSTAS	10,000 Km
ZONA ECONOMICA EXCLUSIVA	3'500,000 Km2.
PLATAFORMA CONTINENTAL	500,000 Km2.
LAGUNAS LITORALES	2'000,000 Has.
ZONAS CON POSIBILIDADES MINE RALOGICAS	1'200,000 Km2.
ZONAS CONCESIONADAS PARA LA EXPLOTACION MINERA	25,000 Km2.
POBLACION SITUADA EN LA COSTA A MENOS DE 500 M. SOBRE EL NIVEL DEL MAR	20%
POBLACION SITUADA EN EL ALTI- PLANO	80%

# ESTUDIOS GEOLOGICOS Y DE MECANICA DE SUELOS PARA EL PROYECTO DE OBRAS MARITIMAS.

## INTRODUCCION:

La importancia que reviste el proyecto de obras marítimas lo podemos visualizar por la necesidad del país en explotar y comercialización de sus recursos naturales en mar y tierra.

Respecto a los recursos del mar, el país cuenta con cerca de diez millones de kilómetros de costas, tres millones de kilómetros cuadrados de zona económica exclusiva, medio millón de kilómetros cuadrados de plataforma continental, aunado a que cuenta con la mayor extensión en el mundo de áreas estuarinas y de lagunas litorales que ocupan un área de dos millones de hectáreas. No obstante la magnitud de estos recursos, el veinte por ciento de la población se sitúa en la costa a menos de 500 m. sobre el nivel del mar, mientras que el ochenta por ciento se asienta en el altiplano, asentamientos que en parte han contribuido al escaso aprovechamiento de los recursos que disponemos en las costas.

El desarrollo regional costero coadyuvará a resolver este problema con la creación de polos de atracción demográfica en puntos estratégicos del litoral, mediante la construcción de puertos industriales (Lazaro Cárdenas, Altamira y Dos Bocas - en fase de construcción y Salina Cruz y el Ostión en proyecto). Sin embargo los desarrollos costeros en el resto del litoral requerirán ser aprovechados permitiendo la explotación de la

gunas litorales y los rios con características navegables como son el Pánuco, Coatzacoalcos, Grijalva y Usumacinta.

Los recursos naturales en tierra, como son los minerales requerirán de nuevos puertos o la ampliación de los existentes para aprovechar la economía de escala que proporciona el transporte marítimo en grandes barcos para los productos de explotación de baja densidad económica, como son los minerales. En este rubro se considera con posibilidades mineralógicas dos - terceras partes del territorio nacional con 1'200,000 kilómetros cuadrados de los cuales 25,000 han sido concesionados para su explotación, lo que nos dá una idea de la importancia futura en este campo, que como se indicó con anterioridad requerirá instalaciones para su manejo en puerto.

Asímismo, los hidrocarburos se exportan en su totalidad por vía marítima.

Como apoyo a lo anteriormente planteado, es indispensable la capacitación de recursos humanos en ingeniería portuaria en las diversas disciplinas que intervienen para lograr proyectos óptimos. Los aspectos que requieren estudios específicos se mencionan a continuación:

- Hidráulica de rios y costas.

- . Protección de costas.

- Rompeolas y espigones.

- Estabilidad de bocas.

- Modelos hidráulicos

- Dragado.

Características de embarcaciones.

Equipamiento portuario.

Muelles, almacenes y vialidad.

Ductos submarinos.

Señalamiento marítimo.

Los conceptos anteriores, con aplicación en la planeación, proyecto y construcción de obras e instalaciones como las que a continuación se enumeran:

Puertos Comerciales.

Puertos Industriales.

Puertos Petroleros y Petroquímicos.

Puertos Pesqueros.

Puertos Turísticos (cruceiros)

Marinas (yates).

Instalaciones para construcción y reparación naval

Instalaciones en mar abierto alejadas de la costa. -  
(plataformas de exploración y explotación).

Estabilización de bocas en rios y lagunas litorales.

#### ESTUDIOS PREVIOS AL PROYECTO.

Aparte de los estudios topohidrográficos y oceanográficos, los correspondientes a mecánica de suelos y geología, intervienen en las fases de planeación y proyecto.

En la fase de planeación se recurre a la inspección física del lugar, para determinar los estudios previos necesarios. Por lo general se recurre a estudio de reconocimiento del terreno por

medio de métodos directos como son los sondeos cielo abierto ó pozos de lavado.

En esta etapa los métodos indirectos de reconocimiento como -- son los sondeos geológicos nos dan una idea general de las características del terreno para la distribución de las diversas áreas que conforman el proyecto. Si una área se destina al --- asentamiento de industrias debemos seleccionar los terrenos de mejores características, si se tratan de dragar un canal de na vegación y/o darsena se requiere que el suelo reúna la condición de que se económicamente viable su dragado. Para las zonas marítimas, esto es, del fondo marino se requieren chalanes especiales que nos permitan absorber los movimientos del mar, de bido a esto, ultimamente se están empleando métodos rápidos y confiables como son los sondeos a base del cono estático y di námico. Los estudios aquí mencionados, es decir los previos de mecánica de suelos y los geológicos se complementan, así como los geológicos y los geofísicos.

Una vez elaboradas las diversas alternativas del proyecto se - procede a la selección de las mismas a fin de contar con las - que presentan mejores resultados en el análisis económico com- parativo.

En esta parte del proyecto, los estudios deberán detallarse pa ra obtener información precisa de las características del te-- rreno y con la selección de la alternativa adecuada.

Para la fase de ingeniería de detalle, se requiere exploraciones más detalladas, las cuales dependen del tipo de terreno y de la característica de las estructuras del proyecto.

Para los terrenos no cohesivos, comunmente se emplea la penetración estandar hincados por percusión, y para los cohesivos, sondeos con recuperación de muestras por medio del tubo Shelby hincado a presión. Lo anterior para la zona de tierra firme, en la parte marítima como se indicó anteriormente con el cono estático o dinámico mediante equipo flotante. Es decir, con los resultados iniciales se determinarán las características generales del terreno y con ello se obtiene la localización y profundidad de los sondeos detallados ya mencionados.



## DESARROLLOS COSTEROS:

EL APROVECHAMIENTO DE LAS COSTAS PUEDE SER PARA VARIOS FINES. DENTRO DE LAS MAS IMPORTANTES SE ENCUENTRAN LOS SIGUIENTES:

- 1.- FINES ACUICOLAS.- PARA LA EXPLOTACION DE ESTEROS Y LAGUNAS LITORALES, SE REQUIERE LA ESTABILIZACION DE LAS BOCAS DE INTERCOMUNICACION ENTRE EL CUERPO LAGUNARIO Y EL MAR. ESTO SE LOGRA MEDIANTE LA CONSTRUCCION DE OBRAS EXTERIORES A BASE DE DOS ROMPEOLAS CON DISPOSICION EN PLANTA YA SEAN PARALELOS ENTRE SI O CONVERGENTES. UNA DISPOSICION DE ESTE TIPO DE INSTALACIONES SE PUEDE OBSERVAR EN LA FIGURA N° 1.
  
- 2.- INSTALACIONES PESQUERAS.- PARA PRESTAR SERVICIO A EMBARCACIONES PESQUERAS, DE LOS TIPOS COSTERO Y ALTAMAR ES NECESARIO FORMAR RECINTOS CON AGUAS TRANQUILAS PARA LA OPERACION SEGURA Y EFICIENTE DE DICHAS EMBARCACIONES COMO LOS PUERTOS DE EL SAUSAL B.C.N. SAN BLAS, NAYARIT Y YUCALPETEN, YUC., INSTALACIONES DE ESTE TIPO SE PUEDEN OBSERVAR EN LA FIG. N° 2
  
- 3.- INSTALACIONES PAR EL TURISMO VIA MARITIMA.- ESTE TIPO DE INSTALACIONES PUEDEN SER DE DOS TIPOS:
  - INSTALACIONES PARA EL SERVICIO A CRUCEROS TURISTICOS
  - INSTALACIONES PARA EL SERVICIO A YATES Y EMBARCACIONES DE PESCA DEPORTIVA.

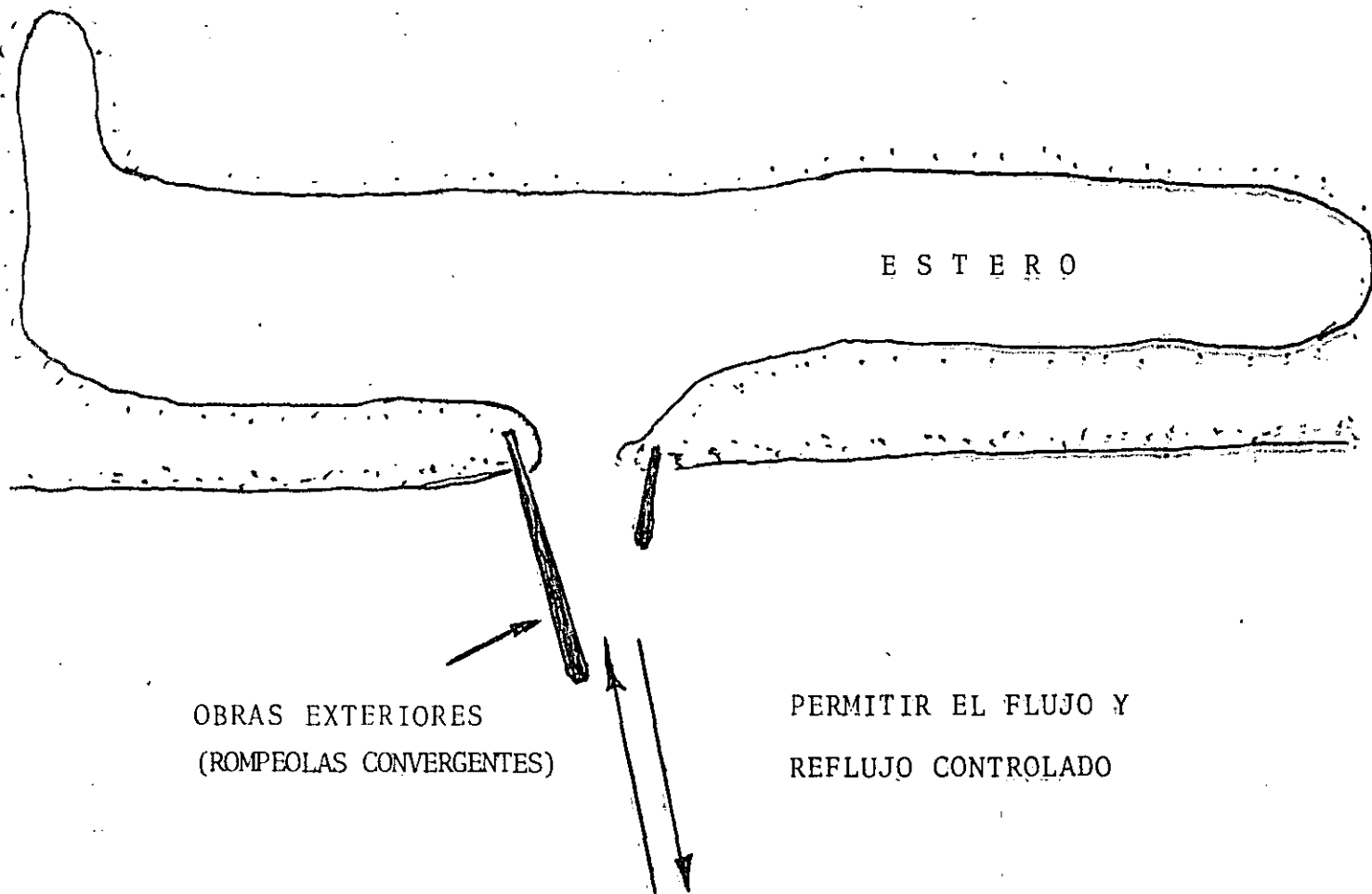
EN EL PRIMER CASO, O SEA PARA CRUCEROS TURISTICOS, LAS EMBARCACIONES QUE ARRIBAN A NUESTRAS COSTAS SON TRASATLANTICAS DE GRAN PORTE CON CALADOS DEL ORDEN DE 9 A 10 M. POR ESTA RAZON LAS INSTALACIONES PARA ESTE TIPO DE BARCOS, SE LOCALIZAN EN EL INTERIOR DE LOS PUERTOS COMERCIALES EXISTENTES, ATRACANDO EN MUELLES DE CARGA O MUELLES ESPECIALIZADOS PARA ESTE FIN, COMO LOS DE LOS PUERTOS DE ACAPULCO, VALLARTA Y COZUMEL, EN EL SEGUNDO CASO O SEA PARA EL SERVICIO A YATES Y PESCA DEPORTIVA LA GRAN MAYORIA DE ESTAS INSTALACIONES SE ALOJAN EN PUERTOS DE ALTURA Y PESQUEROS EXISTENTES, APROVECHANDO AREAS DE AGUAS TRANQUILAS DE POCA PROFUNDIDAD, DEL ORDEN DE LOS 5 M. EJEMPLO DE ESTE TIPO LO TENEMOS EN ENSENADA, MAZATLAN, ACAPULCO Y SALINA CRUZ EN EL PACIFICO. TAMPICO Y VERACRUZ EN EL GOLFO.

CUANDO LA AFLUENCIA DE ESTE TRAFICO ES DE IMPORTANCIA SE CONSTRUYEN PUERTOS TURISTICOS PARA CONTAR CON AGUAS TRANQUILAS (ALTURA DE OLA MAXIMA, 30 M.) PARA ESTE TIPO DE EMBARCACIONES. EJEMPLO DE ESTAS INSTALACIONES LAS TENEMOS EN GUAYMAS, MANZANILLO, ISLA DE MUJERES Y COZUMEL. UN ARREGLO GENERAL DE INSTALACIONES DE ESTE TIPO LO PODEMOS OBSERVAR EN LA FIG. N° 3.

4. - PUERTOS COMERCIALES E INDUSTRIALES DEL MANUAL DE DESARRO  
LLO PORTUARIO, EDITADO POR UNCTAD DE NACIONES UNIDAS, --  
PRESENTAMOS LA PARTE CORRESPONDIENTE A "PLANIFICACION GE  
NERAL Y ZONIFICACION PORTUARIA", EN EL CUAL SE MUESTRA -  
EL DESARROLLO COSTERIO Y USO DEL TERRENO PARA PUERTOS CO  
MERCIALES E INDUSTRIALES.

DESARROLLOS COSTEROS.

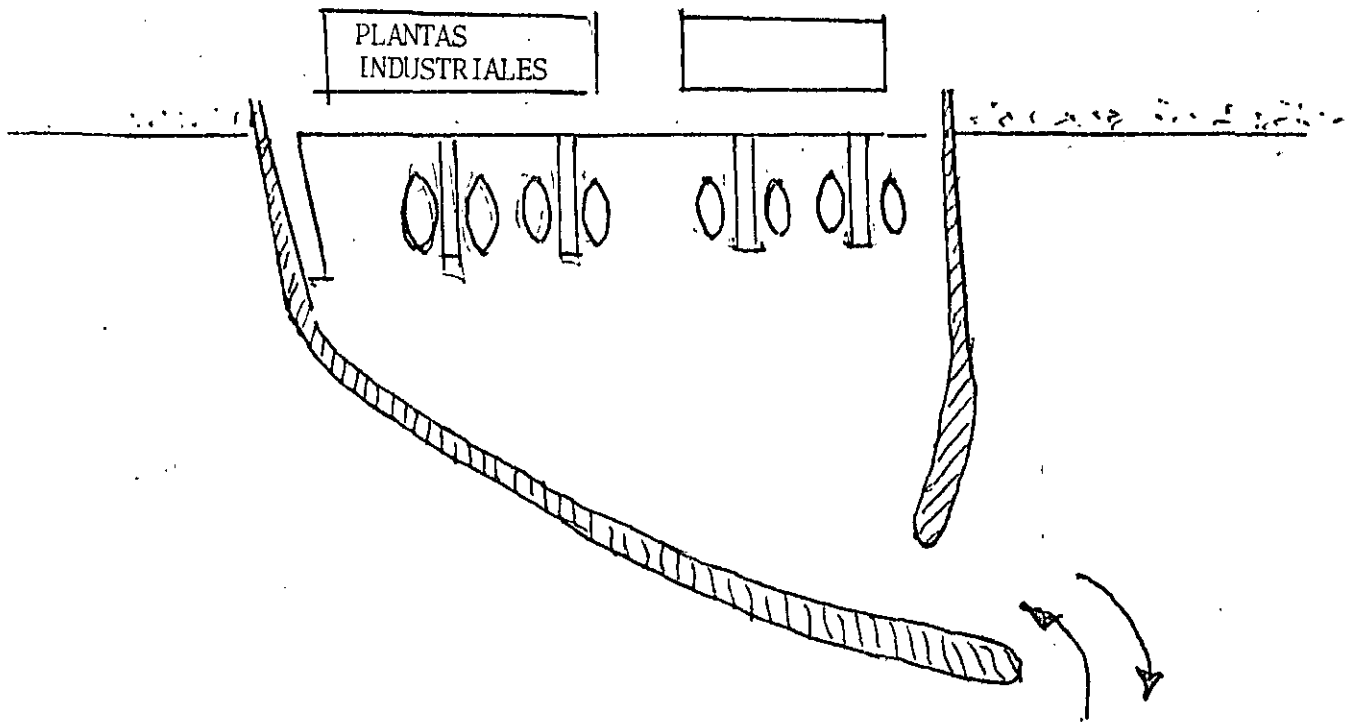
1.- ESTABILIZACION DE BOCAS EN LAGUNAS LITORALES PARA FINES AGRICOLAS.



OBRAS EXTERIORES  
(ROMPEOLAS CONVERGENTES)

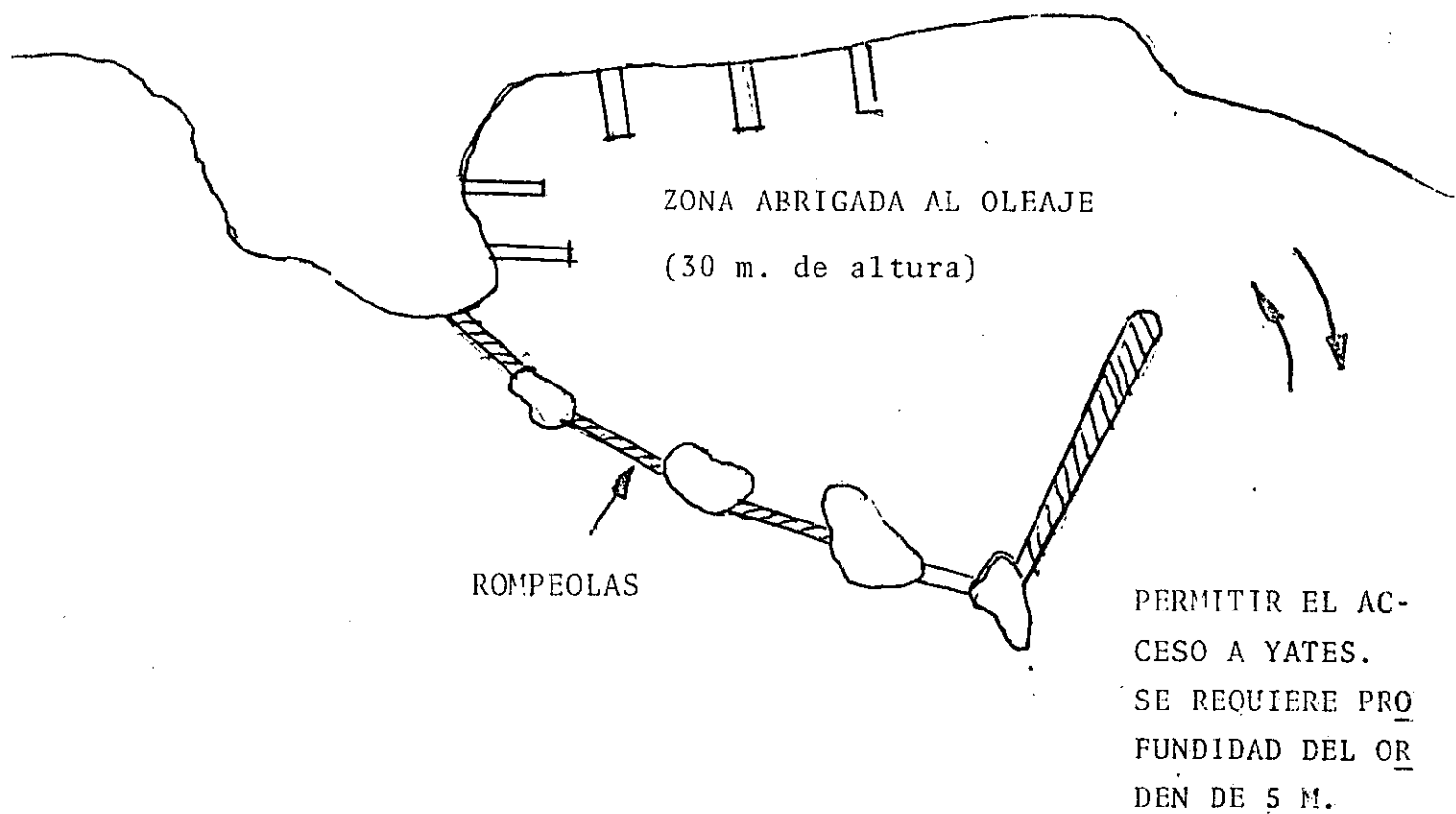
PERMITIR EL FLUJO Y  
REFLUJO CONTROLADO

3.- PUERTOS PESQUEROS (PESCA DE ALTAMAR Y COSTERAS)



ACCESO A EMBARCACIONES  
DE ESCAMA 3.5 M. DE --  
PROFUNDIDAD, ANCHOVETE--  
RAS CON 4.5 M. ATUNE--  
RAS CON 7.0 M.

2.- DESARROLLOS TURISTICOS (YATES, LANCHAS DE PESCA DEPORTIVA).



PLANIFICACIÓN GENERAL Y ZONIFICACIÓN PORTUARIA

A. — Ubicación de los puertos

271. Los antiguos puertos tradicionales estaban ubicados, por lo general, cerca de una ciudad costera o formaban parte de la propia ciudad. Si función era servir a esa ciudad y, secundariamente, a las zonas y ciudades del interior. El tráfico era sobre todo de carga general. Incluso cuando había productos importantes que exportar, las cantidades eran suficientemente pequeñas como para poderlas manipular en forma de carga fraccionada (por ejemplo, en sacos). Las actividades comerciales asociadas con el puerto, salvo el almacenamiento de las mercancías, no necesitaban mucho terreno, y había poca actividad industrial. Así pues, si el centro de la ciudad estaba a orillas del mar era un emplazamiento aceptable para los antiguos muelles de carga general.

272. En los últimos decenios muchos factores han influido en la ubicación de los puertos y han cambiado casi por completo la descripción precedente:

a) Se han tenido que retirar de la zona urbana central las actividades comerciales, los almacenes y la industria ligera, porque al aumentar su magnitud necesitan más espacio y porque la demanda de terrenos en el centro de la ciudad para otros usos se ha hecho demasiado grande;

b) Han nacido y se han desarrollado industrias que necesitan grandes superficies y fácil acceso al puerto o al sistema de distribución al interior, o a ambos;

c) El tonelaje de las principales mercancías ha aumentado hasta tal punto que toda la escala de las operaciones anteriores ha sido superada;

d) El aumento ha permitido introducir el transporte a granel, en el que se utilizan buques mayores, que necesitan mayor calado y grandes zonas de almacenamiento en tránsito; y exige asimismo vías de acceso al interior libres de obstáculos;

e) Las economías de escala han inducido a las autoridades encargadas de la planificación portuaria a limitar el esfuerzo de desarrollo a un solo puerto, que sirve a una zona mucho mucho más extensa que antes;

f) Se ha abandonado, en general, por razones de protección del medio, la vieja práctica de mezclar la actividad del puerto con la vida normal de la población de la ciudad.

273. Como consecuencia, la parte de la ciudad a orillas del mar ha dejado de ser el lugar preferido para la construcción de un puerto moderno. Pueden seguir funcionando puertos existentes en las ciudades, pero solamente sirven a una fracción del tráfico total, principalmente el tráfico residual de carga fraccionada del

*hinterland*, más el tráfico de cabotaje y de gabarras. El tráfico principal y la mayor parte del tráfico de carga general, especialmente la unitarizada, tienen que desplazarse a lugares más adecuados. En los países en desarrollo, donde la unitarización progresa lentamente, puede haber la posibilidad de seguir, durante cierto tiempo todavía, manipulando toda la carga general en el viejo puerto, pero si el volumen del tráfico de carga general es considerable, aunque esa carga no esté unitarizada, puede necesitarse un nuevo puerto más convenientemente ubicado. En la gran mayoría de los casos hay que sacar de la zona urbana las actividades portuarias industriales, aunque sólo sea por razones de protección del medio ambiente. De hecho, el nuevo puerto puede constituir un centro de desarrollo regional, de modo que su ubicación puede utilizarse para estimular el crecimiento económico nacional.

274. En el caso de los puertos que proyectan transferir algunas actividades a otras zonas se puede considerar la posibilidad de compensar el costo de las nuevas instalaciones vendiendo o arrendando el valioso terreno que ocupan en la ciudad.

B. — El concepto del plan general

275. Al buscar lugares adecuados para nuevos proyectos de desarrollo portuario o para ampliaciones de puertos existentes hay que tener en cuenta que se necesitan:

a) Aguas profundas y seguras en los puntos de atraque y canales de acceso satisfactorios;

b) Terreno de extensión suficiente;

c) Mano de obra;

d) Buen acceso a carreteras, ferrocarriles o vías de navegación interior.

En este capítulo se examina cómo pueden armonizarse las dos primeras necesidades. La disponibilidad de mano de obra para el puerto es un aspecto muy importante de la cuestión, ya que los costos económicos y sociales del reasentamiento de trabajadores son considerables. En el capítulo VI se examinan los aspectos técnicos de la zona marítima del puerto. En el capítulo VII se consideran las conexiones con los transportes interiores.

276. Esas necesidades tienen que tenerse en cuenta al comienzo de la labor de planificación general. En el capítulo I se ha descrito la relación entre el plan general y otros proyectos de desarrollo portuario a más corto plazo, señalándose que el objeto del plan general es la preparación para el futuro a largo plazo. Se trata sobre todo de establecer un marco racional de desarro-

llo en el que puedan encajar sucesivos proyectos de construcción a medida que el tráfico aumente.

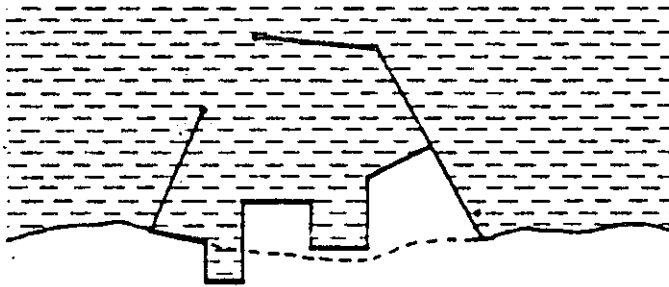
277. Los encargados de la planificación general deben considerar el futuro lejano y buscar las configuraciones más económicas, pero en esa etapa de la planificación no conviene utilizar las técnicas usuales de evaluación financiera de un proyecto. Los criterios principales son de carácter industrial, social y ambiental, con suficiente estudio de los aspectos de ingeniería prácticos para asegurarse de que la orientación a largo plazo escogida no conduzca a gastos de ingeniería civil excesivos. Una de las consideraciones principales que hay que tener en cuenta en el plan general es mantener abiertas durante el mayor tiempo posible las opciones que se ofrecen al puerto. Para ello el planificador debe prestar especial atención a la preparación de un programa global de utilización del suelo y evitar que llegue a autorizarse una utilización del suelo con otros fines que obstaculicen el futuro desarrollo del puerto.

### C. — Clases de puertos

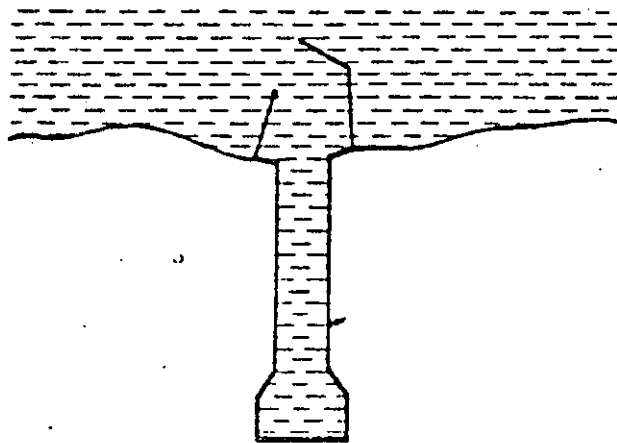
278. Antes de tomar una decisión conviene examinar una amplia gama de posibilidades. A menudo se comete el error de prestar atención especial demasiado pronto a una determinada propuesta. Ese error ha de evitarse muy particularmente en la etapa de la planificación general, porque entonces es cuando hay posibilidad de influenciar todo el futuro desarrollo regional

GRAFICO 18

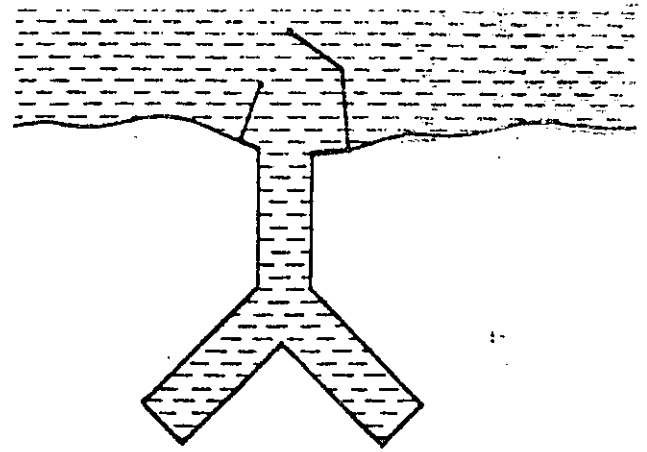
Diversas configuraciones de puertos artificiales



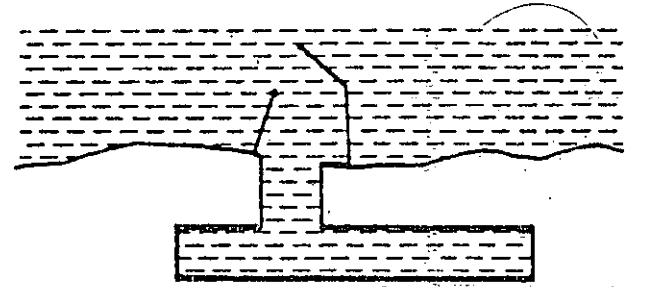
A. — En saliente (la línea de puntos indica la costa original)



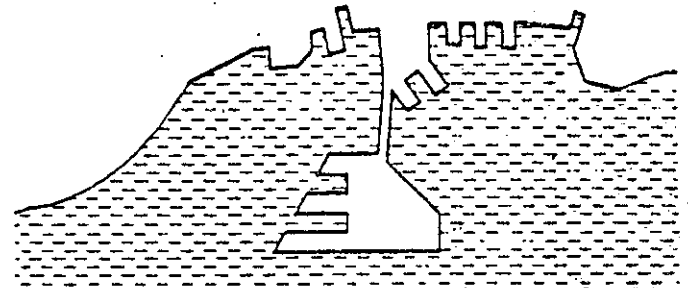
B. — Canal excavado en tierra firme y dársena de maniobra



C. — Canal excavado en forma de Y



D. — Canal excavado paralelo a la costa



E. — Adición de una isla-puerto artificial a un puerto ya existente

del país. La etapa conceptual se inicia con la estrategia nacional coordinada en materia de puertos, y en ella se ofrecen numerosas opciones a un país con un extenso litoral o con muchos ríos.

279. En los gráficos 18 y 19 se presentan en forma simplificada las principales clases de puertos que pueden tomarse en consideración antes de quedarse con una lista reducida de posibles ubicaciones. El objeto del desarrollo portuario es en todos los casos proporcionar una superficie de agua resguardada con acceso a extensiones de terreno apreciables. A este respecto es particularmente útil el puerto artificial formado por un canal excavado en tierra firme; para tener la posibilidad de aplicar una política óptima de utilización del terreno, cabe tomar en consideración la forma de Y del gráfico 18 C. Esta forma de Y también puede ser útil como forma elemental de dársena en puertos más complejos. No obstante, se ha visto en ciertos casos que esos canales amplifican el oleaje, de modo que hay que estudiar cuidadosamente los modelos. Cuando las instalaciones que se necesitan requieren más espacio que el que podría obtenerse mediante

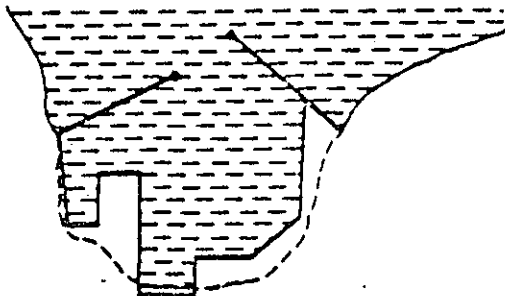


ta adaptación de los muelles en puertos ya, mente desarrollado y cuando las condiciones de calado lo permiten, la adición de una gran isla artificial unida a tierra por un puente, como muestra el gráfico 13 E, es una solución.

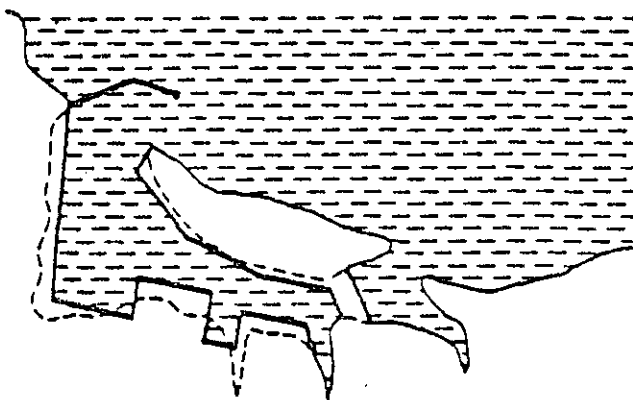
280. Tratándose de puertos naturales, es probable que el puerto en estuario, como el del gráfico 19 C, sea

GRÁFICO 19

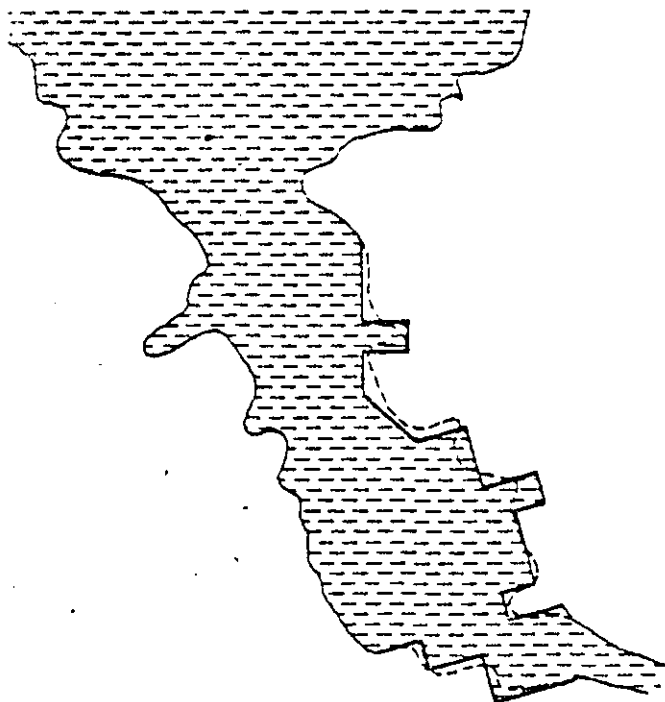
Diversas configuraciones de puertos naturales



A. — Aprovechamiento de una obra natural



B. — Aprovechamiento de una isla natural frente a la costa



C. — Desarrollo de un puerto natural en estuario

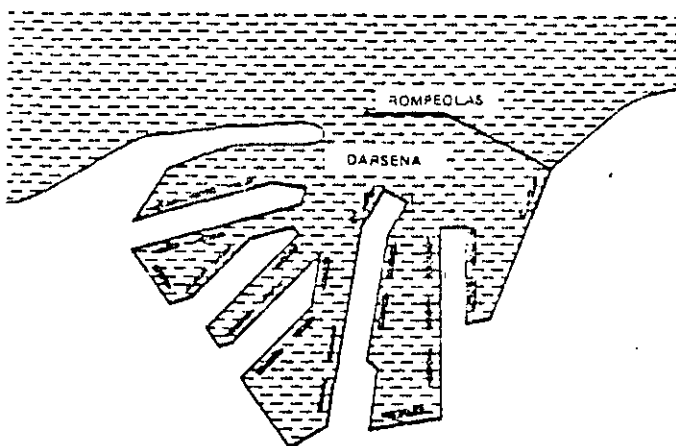
construcción: siempre que el costo del dragado no resulte demasiado alto. A fin de evitar gastos excesivos de dragado para mantener ese tipo de puertos en condiciones adecuadas es preciso analizar con particular detenimiento las condiciones hidráulicas, y la configuración más satisfactoria será, normalmente, la que refuerce el régimen natural en vez de perturbarlo.

#### D. — Configuración del puerto

281. Un indicador de las necesidades de terreno que es útil para el diseño de un puerto es el número de metros cuadrados de la zona de servicio operacional por metro lineal de muelle. Si se trata de un muelle lineal, la cuestión puede reducirse a la de la profundidad que ha de tener la zona de servicio a partir del borde del muelle. Cuando los buques eran pequeños y el ritmo de manipulación de mercancías bajo, el número de metros cuadrados por metro lineal de muelle era pequeño, en muchos casos de unos  $50 \text{ m}^2$ , incluida la superficie de las explanadas, los tinglados y las vías férreas. Esto permitía construir dentro de un puerto espigones largos y estrechos y dar al muelle una longitud máxima, como en el caso del gráfico 20.

GRÁFICO 20

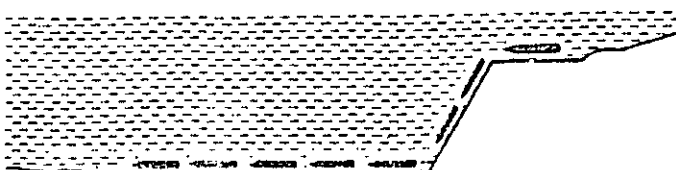
Diseño con longitud máxima del muelle



282. En esa disposición típica de los viejos puertos se utilizaba al máximo la superficie de las dársenas. Al aumentar la carga transportada por buque y mejorar la productividad, rápidamente el indicador subió a 100 y luego a 200, de modo que con esa disposición era imposible disponer de una zona de servicio suficiente. Más recientemente se ha dado en tratar de eliminar por completo espigones y dársenas, utilizando únicamente zonas en ángulo cóncavo y largos muelles seguidos, como muestra el gráfico 21.

GRÁFICO 21

Diseño con una zona de servicio máxima



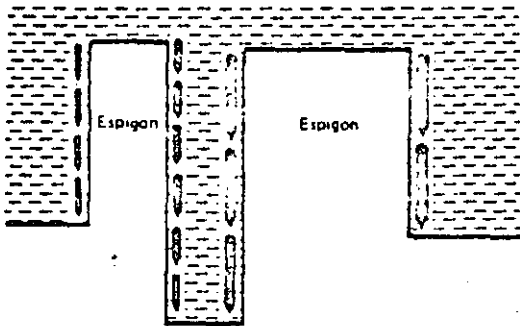
283. Aunque el diseño del gráfico 21 es excelente desde el punto de vista operacional, es evidente que utiliza mucha más costa natural y muchas más aguas abrigadas por puesto de atraque que el diseño del gráfico 20. Así pues, es probable que esa construcción sólo sea económicamente viable en los ríos y estuarios, en los que se dispone de largas riberas y extensas superficies de aguas protegidas. Resultaría muy caro construir el puerto del gráfico 21 en una costa que necesitase protección artificial mediante rompeolas.

284. El mejor diseño cuando se trata de proporcionar la zona de servicio necesaria sin utilizar demasiado litoral o aguas abrigadas es de tipo de espigón, pero con espigones mucho más anchos que los tradicionales. Como norma general puede considerarse que un espigón para cualquier tipo de carga general debe tener por lo menos un ancho equivalente a dos veces la eslora del buque, como muestra el gráfico 22 A. lo que quiere decir que un espigón operacional medio para carga debe tener unos 320 metros de anchura. Por razones operacionales conviene, de ser posible, utilizar el extremo del espigón únicamente para embarcaciones de servicio del puerto y no como puesto de atraque. En muchos casos, las corrientes y los vientos dominantes, a más de otros factores que afectan a la navegación, harán preferibles los espigones oblicuos o en espiga, como los del gráfico 22 B.

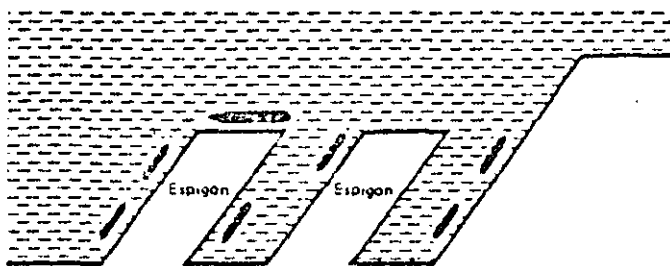
#### E. — El puerto industrial

285. Es cuestión de importancia primordial para un gobierno la de si el puerto ha de desempeñar únicamente su función primordial de transferencia de la carga entre el transporte terrestre y el transporte mari-

GRAFICO 22  
Diseños de espigones modernos



A. — Espigones rectos



B. — Espigones oblicuos o en espiga

timo o bien ha de tener un papel más amplio y más activo en el desarrollo nacional. Muchas veces hay razones de carácter económico que justifican claramente la instalación de ciertas industrias en el punto en que se encuentran diferentes sistemas de transporte, ya que su ubicación en cualquier otro lugar situado entre la fuente de la materia prima y el punto de destino del producto introduciría una fase más de manipulación y almacenamiento en tránsito.

286. Pero la cuestión es bastante más compleja. La actividad portuaria es en sí misma una importante industria. Un puerto emplea un gran número de trabajadores y los adiestra en muy diversas especialidades que son transferibles a otras industrias. El puerto es, pues, el centro de actividad de toda una comunidad y atrae naturalmente otras actividades industriales. Desde el punto de vista del medio ambiente, también es probable que, si los vientos dominantes lo permiten, se pueda reducir al mínimo la contaminación de la atmósfera si las fábricas se sitúan en el litoral. Así pues, proyectar un puerto sin pensar en crear una zona industrial es desaprovechar una valiosa oportunidad para estimular el desarrollo regional. La construcción de un nuevo puerto que no incluya alguna actividad industrial sólo puede justificarse normalmente cuando:

- a) Las presiones urbanas y/o las razones ambientales impiden su desarrollo;
- b) Factores geográficos o climáticos limitan al estricto mínimo las actividades en el litoral.

287. Estrictamente hablando, los grandes polígonos industriales que, por razones de economía, se han de ubicar cerca de la costa, deberían considerarse exclusivamente como generadores de tráfico y se les deberían prestar servicios portuarios en la forma normal. No obstante, hay razones para que esas zonas industriales tengan sus propias instalaciones portuarias. De aquí surge el concepto de puerto industrial especializado que sirve solamente a ese grupo de industrias y que está separado del puerto comercial. La existencia de complejos industriales relativamente aislados —por ejemplo, una mina con las correspondientes instalaciones para el tratamiento del mineral cerca de una zona poco desarrollada de la costa— puede justificar la construcción en las inmediaciones de una terminal especial para reducir los costos de transporte. Las grandes terminales de petroleros también suelen situarse lejos de las zonas edificadas, por razones ambientales y de seguridad. No obstante, es probable que en ambos casos el factor determinante sea el calado disponible, aun cuando la posibilidad de construir largos espigones o terminales frente a la costa da mucha libertad de ubicación.

288. Esta libertad para operar independientemente de un puerto establecido puede tener muchos atractivos para los planificadores industriales que prefieran controlar todas las etapas de sus operaciones. Sin embargo, es preciso hacer dos advertencias. En primer lugar, hay que reconocer que, a largo plazo, los complejos industriales de todo tipo tienden a atraer las industrias y el comercio asociados con ellos, de modo que poco a poco va constituyéndose un núcleo de población local, con las consiguientes necesidades de terrenos. Sería prudente prever esa evolución antes de decidir el emplazamiento de una terminal especializada.

En segundo lugar, aun cuando parezca que la terminal estará situada en un lugar no desarrollado de la costa y no se pueda imaginar ningún otro uso para ese terreno, las perspectivas a largo plazo pueden ser muy diferentes. La costa, que es un recurso nacional, no debiera cederse a un usuario sin obtener a cambio un ingreso razonable. En esos casos es posible que haya que promulgar leyes que redefinan los límites de una zona portuaria existente para incluir la nueva terminal, de modo que la administración portuaria pueda obtener ingresos, así como proporcionar todos los servicios varios (conservación de las ayudas a la navegación, reparación de buques, servicios de remolcadores y lucha contra incendios) cuya duplicación sería antieconómica.

289. Tratándose de grandes zonas de desarrollo industrial y no de industrias aisladas, si esas zonas están situadas junto a un puerto se les deberían proporcionar los servicios portuarios normales de uso común y no caer en la tentación de ceder el litoral exclusivamente para necesidades especiales de la industria. La carga general debe utilizar las instalaciones portuarias normales, y sólo debería darse una terminal separada dentro de la zona portuaria ampliada cuando se trate de un complejo industrial específico que requiera una terminal especializada para carga a granel. Así pues, la satisfacción de las necesidades de manipulación de carga de la zona en desarrollo estará totalmente sometida a la planificación y al control de la administración portuaria, una de cuyas preocupaciones principales en lo que respecta a la planificación general será excluir de la utilización de los terrenos del puerto a los usuarios que no sea indispensable situar en la zona portuaria. Los análisis han puesto de relieve que la proporción de usuarios que es preciso situar en la zona portuaria es a veces asombrosamente pequeña. Estas consideraciones pueden conducir a reorientar la zona de desarrollo hacia el interior y no paralelamente a la costa, con lo cual se dará a la comunidad marítima libertad de acción en el futuro.

290. Las industrias secundarias y terciarias son las que añaden más valor y las que más promueven el desarrollo regional, mientras que las industrias primarias son las que más ingresos proporcionan a un puerto. En consecuencia, cuando la administración portuaria vaya a distribuir los terrenos entre las diversas industrias pueden surgir conflictos de intereses. Cuando el beneficio económico derivado de la utilización de los terrenos de un puerto determinado sean tales que prevalezcan sobre el interés financiero del puerto, puede ser conveniente que el gobierno conceda al puerto una subvención por utilización del terreno a fin de compensar su pérdida de ingresos.

## F. — Terrenos ganados al mar

291. Muchas veces se ganan al mar parcelas de terreno útil extrayendo el agua por bombeo o trasladando el material dragado junto a un muelle a un lugar en que se necesite tierra. Esa labor de ingeniería puede modificar considerablemente las posibilidades del plan general.

292. Por estos medios es posible modificar una isla, un banco de arena, un terreno pantanoso o una lengua

de tierra que de otro modo no se podrían utilizar, creando un muelle de atraque y una zona de servicio. Las pequeñas islas frente a la costa pueden desempeñar un papel importante en un puerto moderno, particularmente en el establecimiento de instalaciones de manipulación de carga a granel para productos que puedan trasladarse a tierra firme por medio de tuberías o de transportadores, sin necesidad de construir con un costo elevado una carretera cara sobre un malecón. Otra posibilidad, que resulta onerosa, es la de crear, utilizando tecnología avanzada, un puerto flotante completo frente a la costa. Sin embargo, no es probable que esta solución sea factible en el caso de un país en desarrollo.

293. Otra posibilidad es ganar al mar grandes extensiones de terreno, por ejemplo para proporcionar amplias zonas de desarrollo industrial. Por lo general, estas zonas tendrán que ser suficientemente grandes para varias industrias, y su desarrollo, como parte de una política regional, correrá a cargo normalmente de una administración pública, esto es, la administración portuaria al tratarse de una zona industrial portuaria. Esa administración arrendará a largo plazo a la industria diversos emplazamientos. Desgraciadamente, en el momento de la planificación es posible que no se tenga mucha seguridad en cuanto a las posibilidades de arriendo, porque los posibles arrendatarios no manifestarán su interés mientras esa zona no deje de parecer un arenal o una marisma y vaya asemejándose a un verdadero polígono industrial. Si se toma la decisión de ganar terrenos al mar para establecer industrias, habrá que seguir adelante sin tener la absoluta seguridad de que se podrá arrendar el terreno así ganado al mar. Pero una vez acondicionado el terreno la demanda de la industria puede aumentar muy rápidamente y, por regla general, la operación resultará beneficiosa para el desarrollo regional.

294. La ejecución de ese tipo de proyectos de infraestructura grandes y onerosos requiere tanto tiempo que hay que iniciar los trabajos no sólo mucho antes que cualquier proyecto para construir la superestructura correspondiente, sino incluso antes de que se manifieste la necesidad de esa superestructura. Este aspecto es vital para el desarrollo de un puerto, y fue probablemente en los Países Bajos donde se comprendió primero su importancia: el éxito del puerto de Rotterdam se debió en gran parte a una decisión de ese tipo.

295. Cuando las previsiones indican que el crecimiento del comercio llegará a necesitar nuevas e importantes instalaciones portuarias, los programas en gran escala para ganar terrenos al mar merecen serio estudio como solución a largo plazo. Ganando terrenos al mar es posible llegar a las aguas profundas, con lo que se reducen los gastos de dragado. Todo el complejo puede proyectarse de manera que se minimicen los efectos desfavorables en el orden social y ambiental. El complejo puede llegar a ser un proyecto conjunto residencial, comercial e industrial, con comunicaciones debidamente planificadas, incluso un aeropuerto comercial. Es probable que esos planes integrados vayan haciéndose cada vez más necesarios a medida que se acelera el desarrollo.

296. El principio antes indicado de escoger una configuración de muelles que esté en consonancia con la del litoral existente se aplica aún más estrictamente

en el caso de los planes de recuperación de vastas extensiones de marismas o terrenos pantanosos. En tales casos hay que tener en cuenta que no sólo la considerable modificación del interfaz tierra/agua tiene efectos ambientales que sólo pueden preverse parcialmente mediante estudios modelos, sino que, además, en los canales de acceso y al pie de los muelles pueden producirse fenómenos de repición y otros fenómenos que normalmente pueden reducirse al mínimo si se coopera con el sistema natural.

#### G. — Racionalización del uso de los terrenos del puerto

297. Además del tipo de proyectos que se acaba de indicar, que permiten proporcionar al puerto moderno el terreno adicional que necesita ganando terrenos al mar y ampliando o construyendo nuevas dársenas, es preciso examinar el modo en que se utilizan los terrenos del puerto y la configuración general de la zona litoral. Este examen es parte esencial del plan general, ya que la racionalización de la configuración y de la zonificación de los terrenos permite liberar tierra para satisfacer las crecientes necesidades de zonas de servicio de los puertos modernos.

298. En un puerto que ha ido creciendo sin plan preconcebido hasta llegar a ser una compleja estructura de espigones, dársenas y zonas de clasificación ferroviarias, un aspecto importante de la racionalización es la simplificación del diseño del puerto, cerrando los puestos de atraque que los métodos modernos de manipulación de la carga han hecho redundantes, colmando dársenas, levantando vías férreas y rehaciendo la superficie del terreno. Así se puede dar a un puerto cuya configuración original se parece a la del gráfico 20 la configuración que se muestra en el gráfico 19 A. El proceso es gradual, pero en la etapa de la planificación general debe determinarse ya la orientación a largo plazo del esfuerzo de modernización.

299. Otra posibilidad consiste en trasladar actividades no esenciales fuera de la zona portuaria. Estrictamente hablando, la única actividad esencial de un puerto es la carga y descarga de los buques, y todas las demás actividades pueden desarrollarse a cierta distancia, ya tierra adentro, ya en una parte menos valiosa de la costa. Un puerto de este tipo no es práctico desde el punto de vista comercial, pero la transferencia de actividades tierra adentro cuando se agotan los terrenos del puerto es una solución válida en la planificación general. El almacenamiento o depósito a largo plazo, con las actividades conexas de clasificación y comerciales, figuran entre los primeros candidatos al traslado. Las tres condiciones técnicas necesarias para el traslado a un depósito tierra adentro son las siguientes: en primer lugar, que la operación de transporte pueda organizarse económicamente; en segundo lugar, que en los documentos de transporte estén consignadas las mercancías como expedición directa; en tercer lugar, que los trámites aduaneros se transfieran al nuevo depósito. Con todo, puede haber serios problemas de organización, de modo que puede que esta solución sólo sea viable para los países que disponen de una sólida base administrativa.

#### H. — Principios generales del diseño de un puerto

300. La forma en que se ajusten entre sí las diferentes zonas será un factor muy importante para evitar la futura congestión del puerto. El error más grave que hay que evitar es permitir que se asuman compromisos a largo plazo respecto de una parcela de terreno que más tarde puedan impedir la ampliación de otras zonas y/o el acceso a ellas. También sería un error permitir que los terrenos se utilicen —aun cuando no existan inversiones a largo plazo— para fines que más tarde resultaría muy difícil cambiar por razones sociales y políticas; por ejemplo, la utilización de la costa como lugar de recreo.

301. Todos los puertos, salvo los más pequeños o los muy especializados, constan de varias terminales o grupos de puestos de atraque separados, en cada uno de los cuales se manipula un determinado tipo de tráfico. La necesidad de dividir la zona portuaria en zonas especializadas resulta de la exigencia de una mayor productividad en cada terminal. Cuando el volumen de tráfico es demasiado pequeño y no justifica la existencia de una terminal separada para cada tipo de tráfico, o cuando la incertidumbre en cuanto a la forma del tráfico futuro no justifica la construcción de una terminal especializada, la solución puede ser una terminal polivalente. En términos generales, el puerto comprenderá las zonas separadas que muestra el gráfico 23.

302. Es preciso delimitar claramente esas zonas antes de avanzar mucho en la preparación del plan general. Más tarde, la administración portuaria debería reconocer el carácter distinto de cada una de esas zonas, delegar la responsabilidad específica de su control en administradores especialmente designados y establecer en cada zona sistemas de información independientes para reunir datos estadísticos sobre el tráfico y el rendimiento.

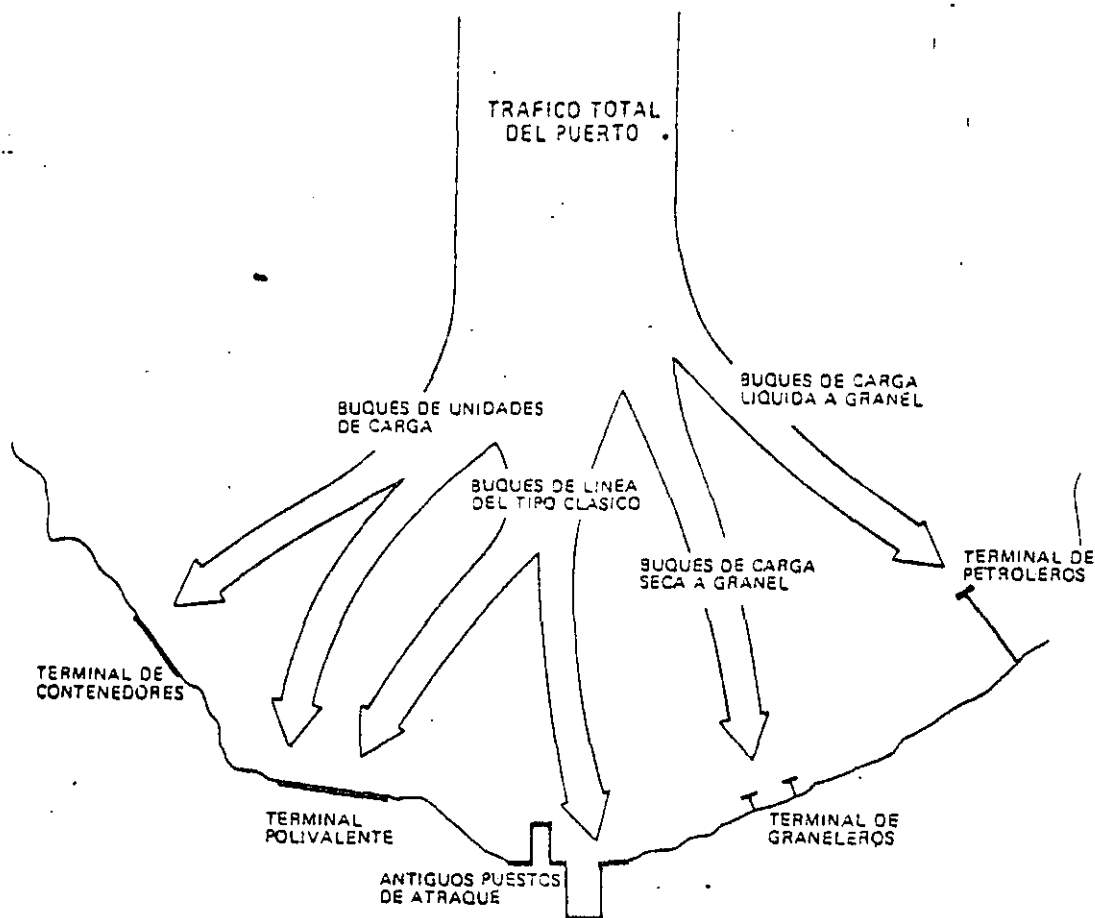
303. El punto a partir del cual resulta económico proporcionar una terminal especializada para determinada clase de tráfico depende sobre todo del movimiento anual correspondiente. El planificador debe determinar el tiempo de rotación de los buques con una terminal especializada y sin ella. Luego, disponiendo ya de las estimaciones de costos para las diversas terminales, se puede elegir la estrategia de desarrollo que mejor convenga.

304. La ubicación relativa de las distintas zonas en el puerto dependerá de los siguientes factores:

a) El calado necesario en cada terminal: el calado tradicional para buques de carga fraccionada, de 7.5 a 10 metros, no será adecuado para los buques portacontenedores transoceánicos ni para los graneleros de carga seca o los petroleros;

b) El terreno necesario para cada terminal: por ejemplo, la zona de apoyo de un muelle de contenedores es mayor que la de un muelle para carga fraccionada;

c) La influencia de los vientos dominantes: hay que situar las diferentes zonas de modo que el polvo y los olores de las cargas a granel no sean llevados por el viento hacia los muelles de carga general, las instalaciones para pasajeros o las zonas habitadas;



d) Consideraciones de seguridad: sería preferible situar las terminales de petroleros, que a menudo hay que ubicar dentro de la zona portuaria principal, cerca de la entrada del puerto, a distancia razonable de las zonas destinadas a la carga general. Para otros tipos de carga peligrosa se necesitarán zonas especiales anólogas.

e) El acceso a los transportes interiores: las terminales para carga seca a granel deberían situarse de manera que tuvieran fácil acceso a la red de carreteras o de ferrocarriles, sin necesidad de atravesar zonas muy pobladas;

f) La compatibilidad de las zonas contiguas: además de tener en cuenta los vientos dominantes, debe cuidarse de que no estén juntas zonas cuyas cargas respectivas puedan tener efectos recíprocos perjudiciales. Por ejemplo, una zona para cereales y harina se puede situar sin riesgo cerca de las terminales para productos de madera o acero, pero no en las proximidades de instalaciones para carga y descarga de abonos;

g) El sistema de la corriente de tráfico: no se debería adoptar un plan de zonificación sin asegurarse previamente de que las carreteras y caminos, las vías de ferrocarril, los transportadores y los oleoductos y tuberías forman un conjunto armonioso. No es conveniente un plan que produzca un gran número de cruces de carreteras, de puentes y de pasos superiores.

305. Antes de decidir si se ha de atribuir o no a un tráfico determinado una zona que le esté exclusiva-

mente destinada, hay que determinar si existe la posibilidad de hallar un tráfico compensatorio de importación/exportación. Estudiando los puntos de origen y de destino del tráfico que indica la previsión tal vez se advierta la posibilidad de una combinación de corrientes compatibles que ayude a llenar los buques en el viaje de retorno. Esa posibilidad ha de discutirse con las autoridades encargadas del transporte marítimo. Si las diferentes clases de tráfico de que se trata se atienden en el mismo lugar, se reducirán al mínimo los movimientos de los buques en el puerto y se podrán utilizar con mayor intensidad las zonas de servicio.

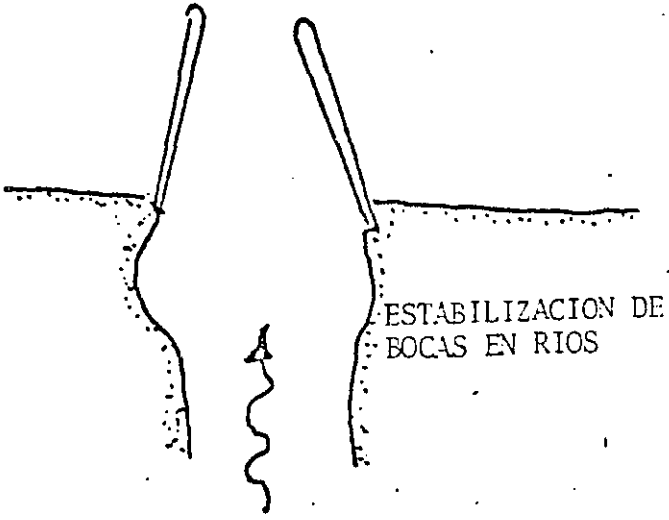
#### I. — Aumento de los ingresos derivado de grandes ampliaciones de los puertos

306. El costo que supone crear vastas superficies de agua abrigadas o ganar al mar grandes extensiones de tierra será muy elevado. Será, pues, esencial explotar plenamente el potencial así creado, a fin de distribuir los costos entre toda una serie de utilidades. Por ejemplo, el mejor lugar para construir los rompeolas que han de formar un puerto artificial puede ser un lugar tal que esos rompeolas delimiten una superficie de agua más extensa que la que se necesitaría para los fondeaderos y los accesos a los muelles. En tal caso, convendría buscar el medio, por ejemplo la ampliación de los muelles o espigones, la construcción de un puerto de pesca o de un puerto para embarcaciones de

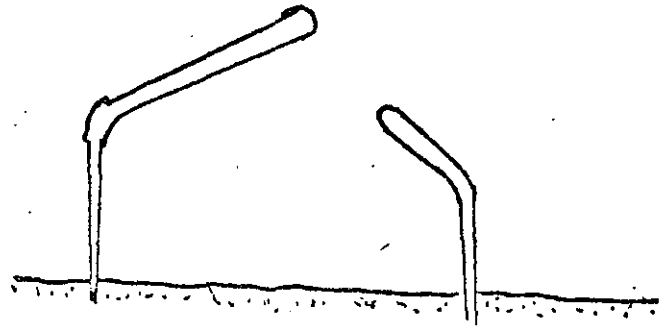
recreo, de utilizar más ampliamente esa superficie de agua y de distribuir los costos y beneficios de la construcción de los rompeolas entre un mayor número de usuarios. De la misma manera, cuando se trata de una zona de marismas puede ser necesario situar las instalaciones portuarias al nivel mínimo de la bajamar, que puede estar a varios kilómetros de distancia de la tierra

seca. Las obras de defensa necesarias para crear el puerto pueden ser más viables si abarcan una gran extensión de terreno que si abarcan meramente una estrecha banda de acceso. En ese caso, el costo de las obras puede quedar parcialmente compensado por los ingresos que reporte la extensión de tierra firme así creada.

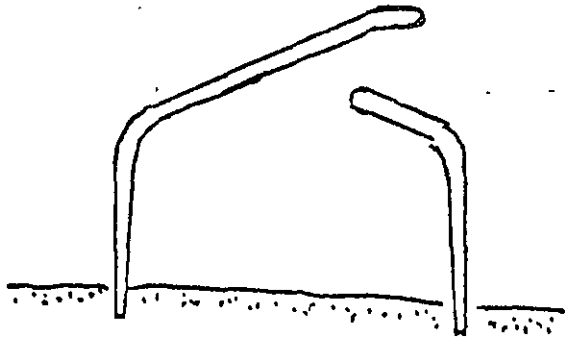
DIVERSOS TIPOS DE ROMPEOLAS



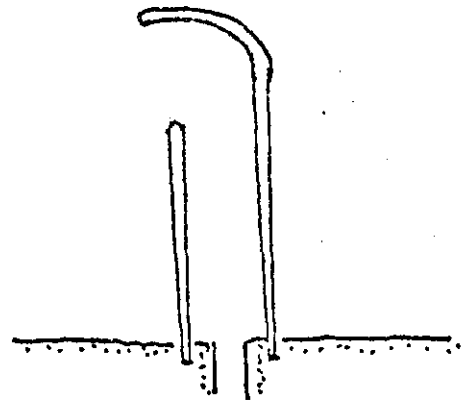
ESTABILIZACION DE BOCAS EN RIOS



PUERTOS MARITIMOS



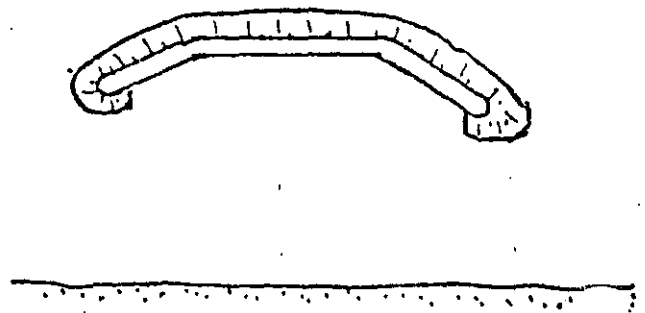
PUERTOS PESQUEROS Y TURISTICOS



TOMAS DE AGUA

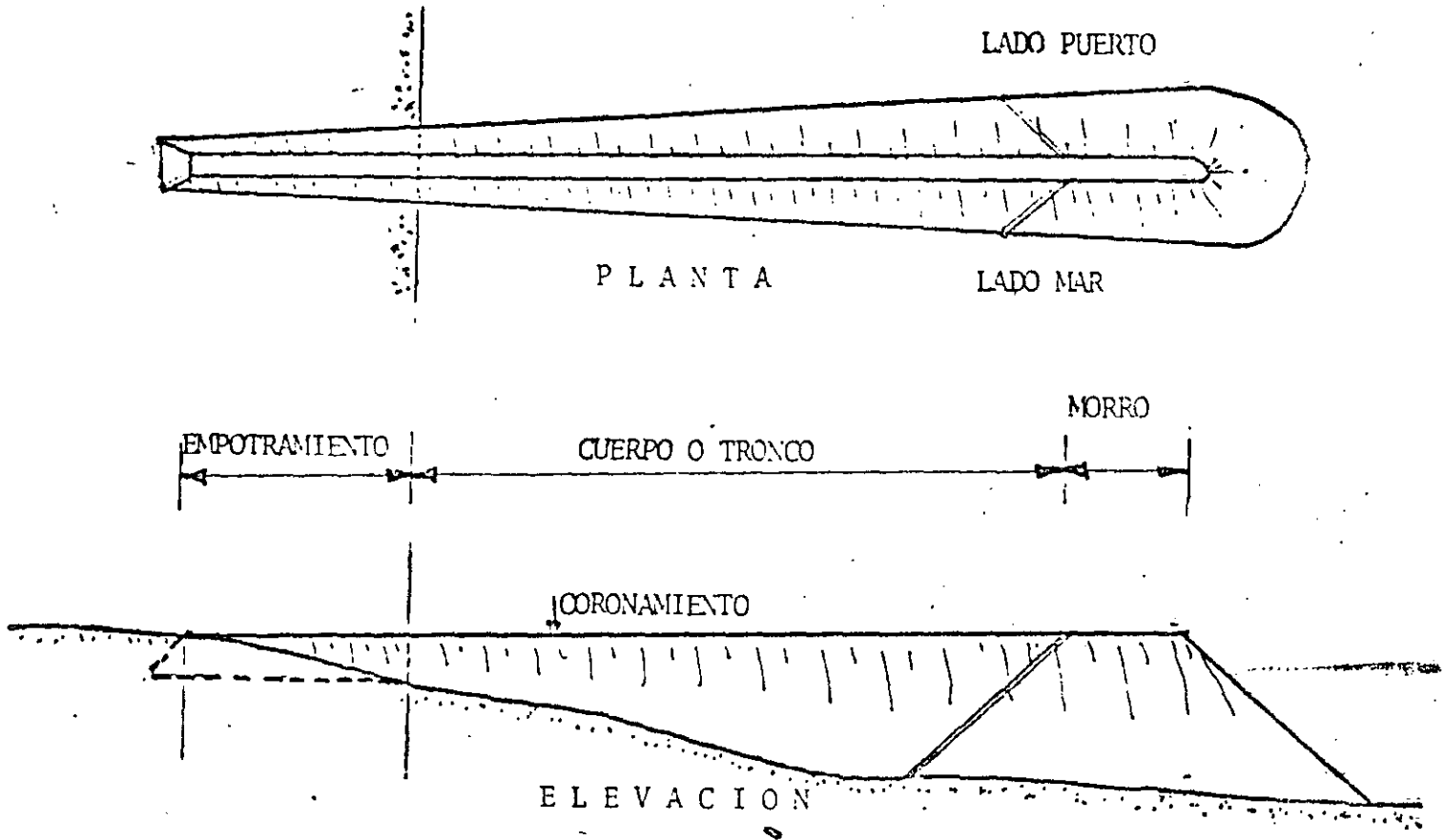


PROTECCION DE COSTAS

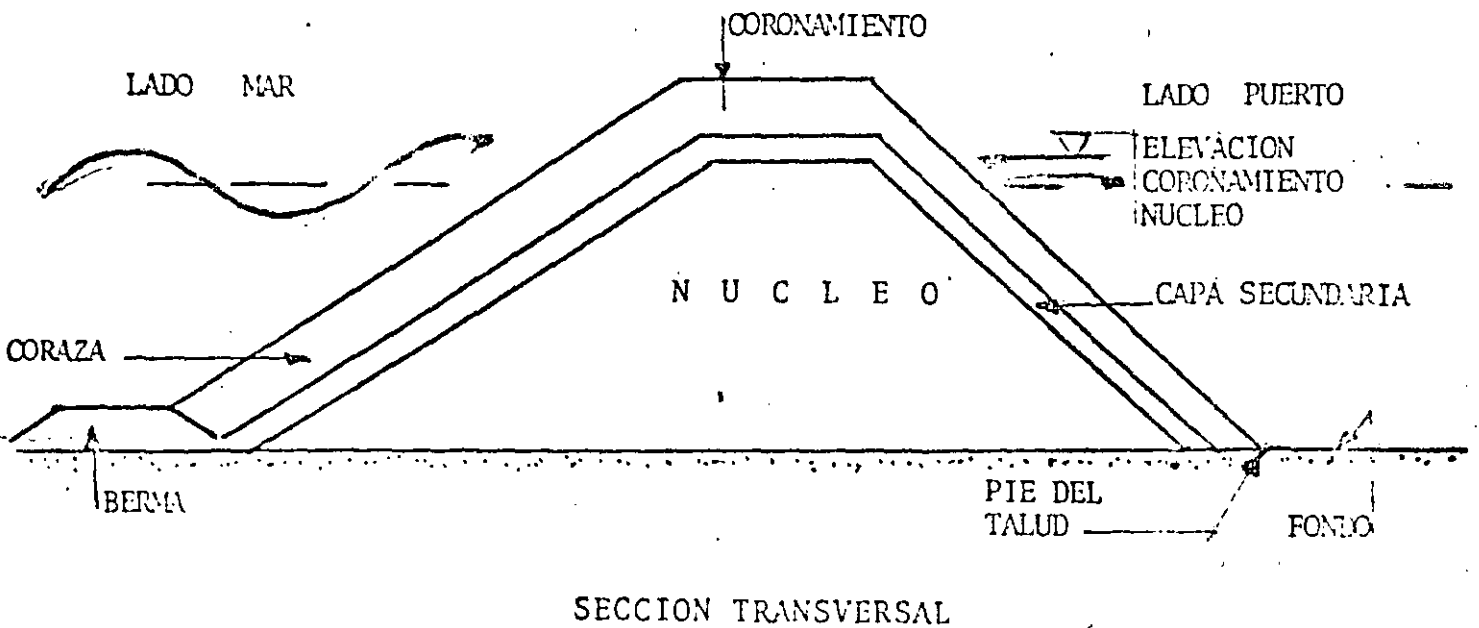


MUELLES - ISLA

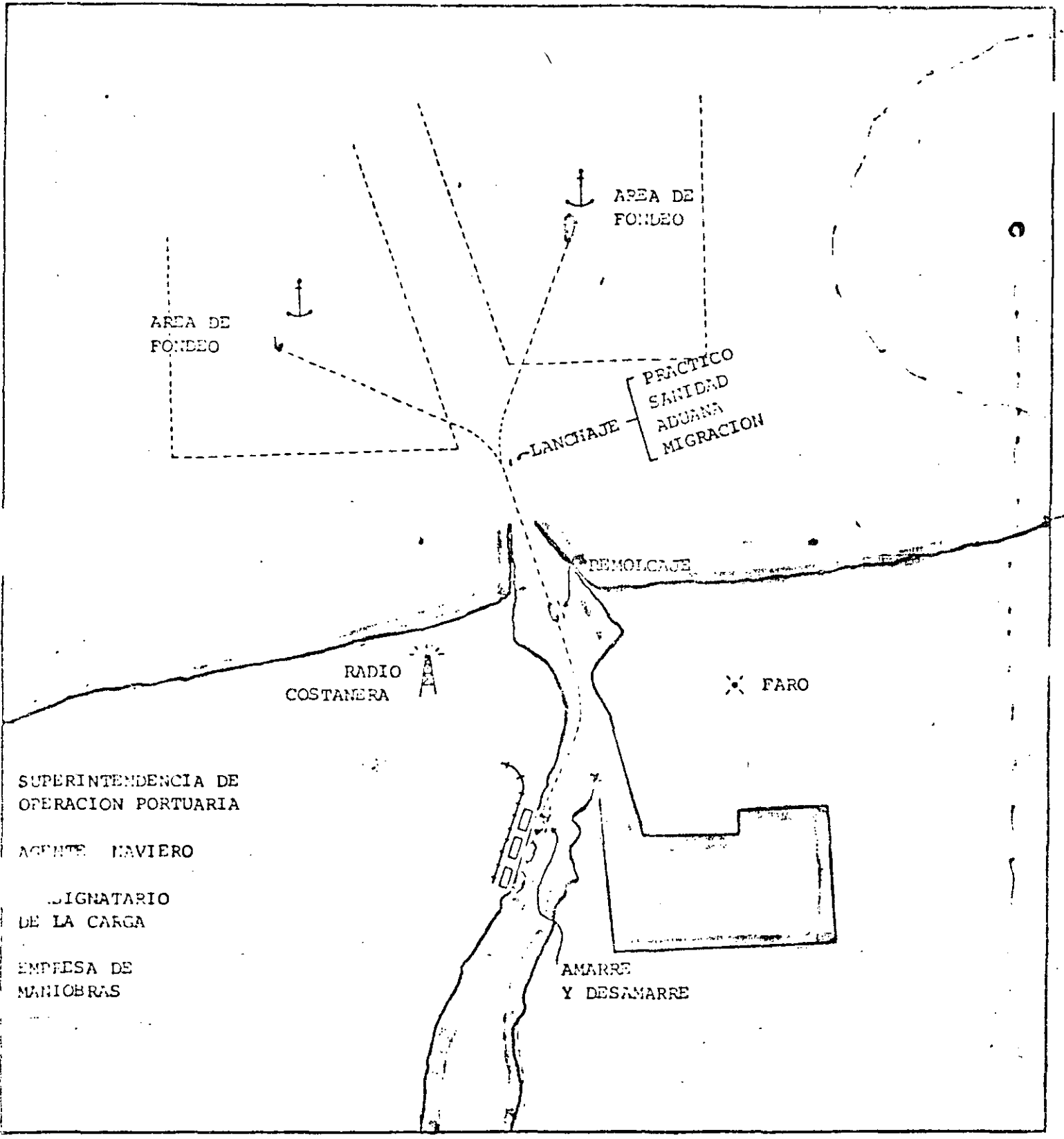
LOS ROMPEOLAS A TALUD QUE ARRANCAN DE TIERRA ESTAN CONSTITUIDOS DE LA SIGUIENTE MANERA:



EN SECCION TRANSVERSAL LAS PARTES QUE LO CONSTITUYEN SON LAS SIGUIENTES:







AREA DE FONDEO

AREA DE FONDEO

LANCHAJE

PRACTICO  
SANTIDAD  
ADUANA  
MIGRACION

REMOLCAJE

RADIO  
COSTANERA

FARO

SUPERINTENDENCIA DE  
OPERACION PORTUARIA

AGENTE NAVIERO

SIGNATARIO  
DE LA CARGA

EMPRESA DE  
MANIOBRAS

AMARRE  
Y DESAMARRE

## ROMPEOLAS CONSTRUIDOS EN MEXICO

TAMPICO	1890 - 1905	- 10 M. EN EL MORRO
VERACRUZ	" "	" " "
COATZACOALCOS	" "	" " "
SALINA CRUZ	" "	" " "
MANZANILLO (PARTE)	" "	" " "
MAZATLAN	1955	- 10 M. EN EL MORRO
MANZANILLO (PROLONGACION)	1965	- 28 M. EN EL MORRO

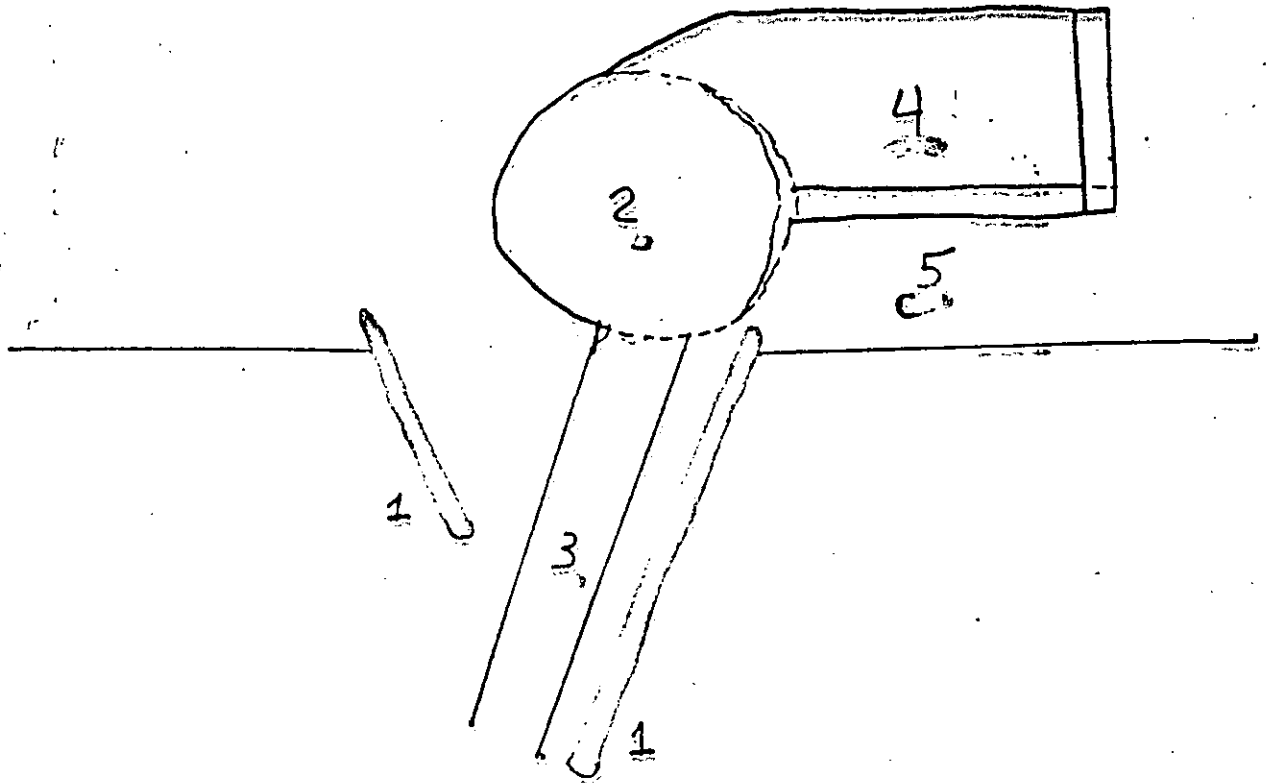
TRABAJOS DE DRAGADO, ROMPEOLAS Y MUELLES.

ESTAS OBRAS SON LAS QUE REPRESENTAN, POR LO GENERAL, LAS MA  
YORES INVERSIONES.

PARA DAR UNA IDEA DEL VALOR RELATIVO ENTRE ESTOS CONCEPTOS -  
EN LA FIG. N° . SE MUESTRA UN PUERTO DE TAMAÑO MEDIO VALO-  
RIZADO CADA CONCEPTO.

ASIMISMO SE INCLUYE LA PARTE CORRESPONDIENTE A DRAGADO, ROM-  
PEOLAS Y MUELLES DEL MANUAL DE DESARROLLO PORTUARIO DE UNCTAD.

COMO EJEMPLO DE APROVECHAMIENTO DE LOS MATERIALES DISPONIBLES  
EN EL LUGAR DE LA OBRA REPRESENTAMOS EL CASO DEL PUERTO DE --  
JOKF LASFAR EN MARRUECOS. EN ESTA OBRA LA PIEDRA (CALIZA) DE  
MAYOR PESO OBTENIDO EN LAS CANTERAS FUE DE 1300 KG. PESO MUY  
INFERIOR AL REQUERIDO PARA DISIPAR LA ENERGIA DEL OLEAJE, POR  
LO QUE SE OBTUBO LA NECESIDA DE EMPLEAR ELEMENTOS ARTIFICIA--  
LES DE CONCRETO PARA LA FABRICACION DE ELEMENTOS CON PESO ADE  
CUADO.



1.- ROMPEOLAS, SECCION MEDIA, = 8,  
 CORONA + 5, TALUDES 2:1  
 1300 TON/M-E ; x \$ 3000 TON, 4000 M., = \$ 15,600 M

2.- DARSENA DE CIABOGA, D = 2 E  
 PARA BARCO DE 70.000 TPM  
 E = 245, M = 38, P = 18.7, C = 13.3  
 PROFUNDIDAD 15.00 M  
 VOLUMEN: 7,500 000 M<sup>3</sup> x \$ 250/M<sup>3</sup> = 1,875 M.

3.- CANAL ACCESO: 250 M PLANTILLA  
 7000.000 M<sup>3</sup> , \$ 300/M<sup>3</sup> = 2,100 M

4.- DARSENA OPERACIONES. = 500 x 400 x 15  
 3,000.000 M<sup>3</sup> , x \$ 250/M<sup>3</sup> , 750 M

TERMINAL CARGA GRAV. \$ 1300

esclusa era inferior al que hubiera representado aumentar la profundidad del puerto. Un factor crucial en ese caso fue la posibilidad de seguir utilizando el puerto durante la construcción de la esclusa. La decisión de ampliación o de mejoramiento de un puerto depende a menudo de consideraciones respecto de la posibilidad de utilizar sin interrupción las instalaciones existentes.

372. La elección depende pues, en cada caso, del análisis económico, operacional y técnico, pero la tendencia moderna, en la medida de lo posible, no parece favorable a las dársenas de esclusas. Se considera generalmente que la flexibilidad operacional que permite el libre acceso al mar abierto compensa el inconveniente del aumento de los costos de capital que lleva consigo esa opción.

## 5. AYUDAS A LA NAVEGACION

373. El trazado de las partes rectas de un canal se suele señalar mediante dos postes, como mínimo, situados en la costa frente a los buques que llegan, claramente visibles de día y provistos de luces por la noche.

374. Los límites del canal navegable se señalan mediante balizas fijas o boyas flotantes. Estas últimas son más comunes en los canales profundos en mar abierto pero, en un sistema fluvial, suelen resultar más económicas las primeras. Las boyas deben poder resistir la acción de las olas y ser visibles en todo momento.

375. Los sistemas de boyas difieren en las distintas partes del mundo y, por lo tanto, es importante determinar el sistema adecuado para un puerto concreto. En la mayor parte de los países puede obtenerse el indispensable asesoramiento de las autoridades responsables de los faros y de los departamentos de guardacostas o ministerios de marina.

376. Las consideraciones principales que llevan a la elección del espaciamiento de las ayudas visuales para los buques que llegan a un puerto y que salen de él son:

- a) La configuración del canal;
- b) La frecuencia con que la visibilidad es baja;
- c) El estado del mar habitual en el canal;
- d) La existencia de corrientes y vientos de costado.

En las curvas habrá que separar menos las boyas y será preciso utilizar boyas luminosas si hay buques que llegan al puerto de noche.

377. Con frecuencia, un nuevo puerto necesitará una baliza o faro principal de localización, y también habrá que tener en cuenta, en la planificación general, la posibilidad de utilizar reflectores de radar que los buques puedan localizar, un radar de puerto para vigilar y controlar los movimientos de los buques y comunicaciones radioeléctricas entre el buque y la costa.

378. La Organización Consultiva Marítima Intergubernamental, cuya sede está en Londres, puede proporcionar asesoramiento sobre estas cuestiones de navegación especializadas.

## 6. FACTORES ECONOMICOS

379. El costo de capital de las estructuras marítimas puede variar proporcionalmente al cubo del calado y, en el caso de los canales y dársenas dragados, cuanto mayor sea el calado mayores serán también los gastos de mantenimiento, quizá proporcionales al cuadrado del calado. Así pues, las decisiones relativas a la profundidad y la anchura de los canales y dársenas y al número de puestos de atraque solo deberían tomarse, en general, tras un estudio económico completo de cada caso.

### D. — Dragado

#### 1. INTRODUCCION

380. La remoción de materia del fondo del mar o del río para tener un mayor calado en los accesos a los puertos y junto a los muelles tiene una larga historia. A medida que ha aumentado el tonelaje de los buques, el dragado de los puertos existentes ha asumido cada vez más importancia.

381. En los últimos años se han logrado grandes avances en la tecnología del dragado y en la sección 3 se describen diversos tipos de dragas que hoy se utilizan.

382. El dragado en sí es esencialmente una operación de excavación, pero la elección del equipo adecuado es vital para realizar economías. Cualquier operación de dragado requiere un examen especial del tipo de suelo que ha de dragarse, del mejor medio de extraer los materiales y del programa óptimo de trabajo. Deben considerarse tanto la operación principal de dragado como el dragado de mantenimiento.

#### 2. CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR DE DRAGADO

383. Las investigaciones sobre el lugar de dragado especialmente necesarias para las obras deberían proporcionar datos sobre las mareas y la batimetría, sobre los vientos, las olas y las corrientes, y sobre el tipo de materiales que han de dragarse, su resistencia estratigráfica, la distribución granulométrica, el grado de compactación y, en el caso de los cienos, las características de sedimentación cuando han sido perturbados. En todos los casos, deberían utilizarse clasificaciones normalizadas de los materiales que hayan de dragarse.

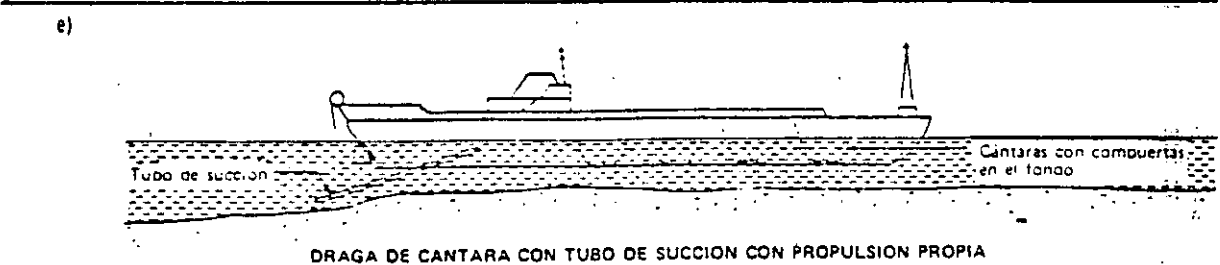
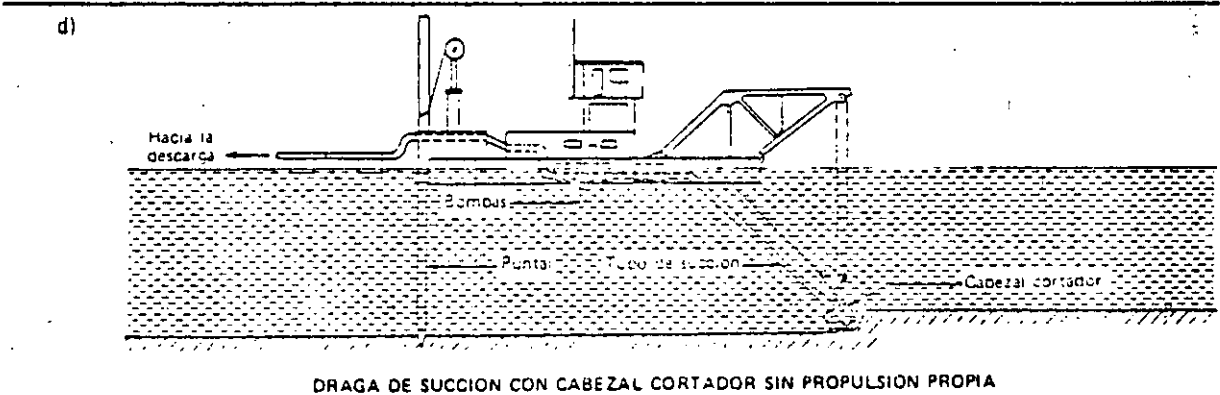
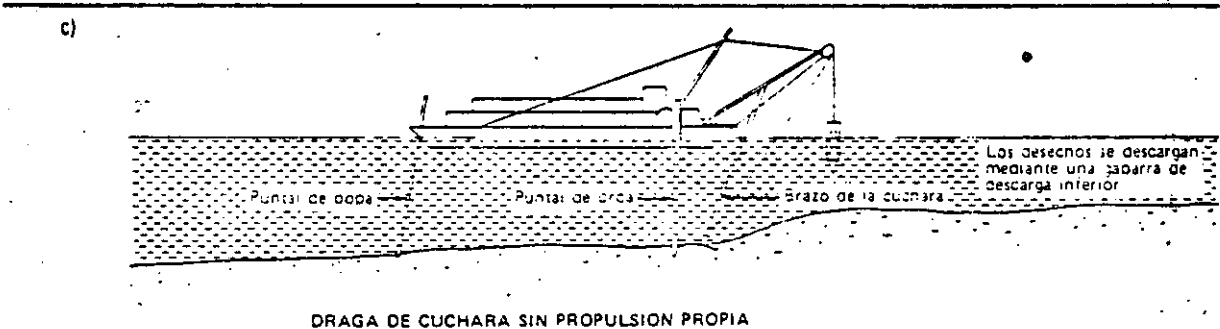
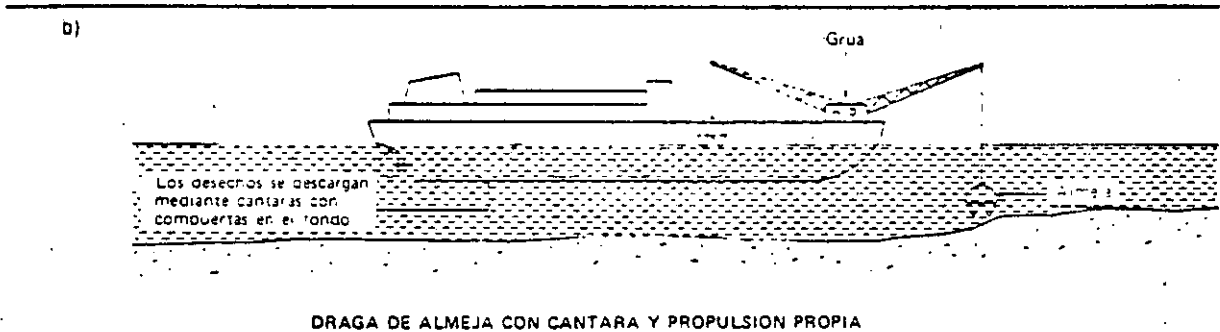
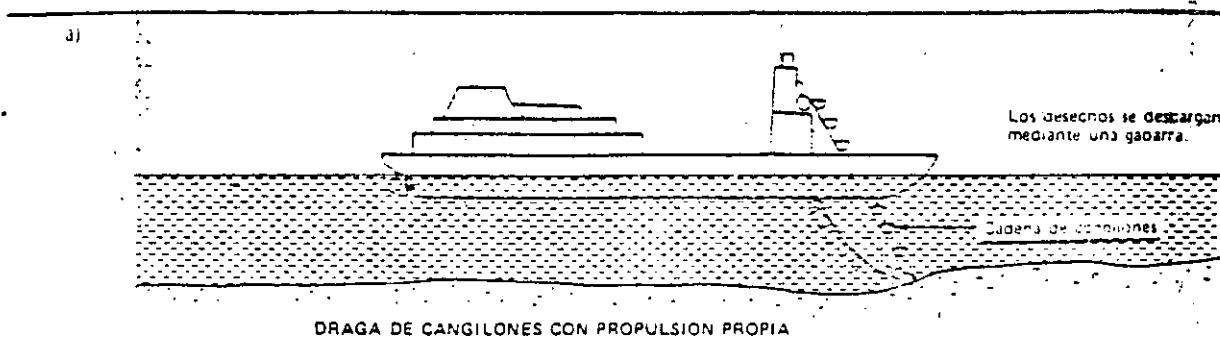
384. En la sección B se describe la realización de investigaciones generales, de las que forman parte las efectuadas para las operaciones de dragado.

#### 3. TIPOS DE DRAGA

385. Generalmente se puede disponer, para las obras de dragado contratadas, de los siguientes tipos de dragas, cuyo funcionamiento se ilustra en el gráfico 27:

- a) La draga de cangilones. La draga de cangilones moderna está compuesta de una cadena continua de cangilones montada sobre una escala que se ajusta a la

GRAFICO 21  
Cinco tipos de draga de uso comun



profundidad de trabajo. En el extremo superior de la escoba, cada cangilón descarga su contenido en vertederos que conducen los materiales hasta un gánguil de compuertas.

Es preferible limitar la utilización de las dragas de cangilones a los lugares protegidos, y este tipo de dragas resulta útil para igualar con bastante precisión el fondo. Pueden utilizarse con algunos materiales duros pero si los cangilones cargan pedazos grandes pueden producirse considerables retrasos.

b) *La draga de almeja.* Las dragas de almeja son normalmente embarcaciones autopropulsadas provistas de una cántara y una grúa de almeja. Una versión más sencilla, que requiere la utilización de gabarras, es simplemente una grúa montada sobre un pontón.

c) *La draga de cuchara.* La excavación se realiza mediante una pala situada en el sentido de la marcha o en sentido contrario, montada en un brazo suspendido del pontón, que funciona excavando los materiales del fondo.

d) *La draga de succión.* Los componentes básicos de este tipo de draga son un casco de pontón que contiene las bombas y los motores, un tubo de succión que desciende desde la embarcación hasta el fondo del mar y una tubería de descarga, desde las bombas hasta una zona de descarga o, en algunos casos, hasta una gabarra.

Solo los materiales granulares pequeños pueden dragarse por succión y es corriente que este tipo de draga este equipada con un cabezal cortador giratorio situado en el extremo del tubo de succión. Los cabezales cortadores pueden diseñarse para ajustarse al material concreto que haya de dragarse y las dragas de succión con cabezal cortador pueden extraer arena y grava, arcillas de dureza media y, añadiéndoles cortadores especiales, arcillas duras y rocas blandas o fragmentadas. Sin embargo, el rendimiento varia considerablemente según el tipo de material y las condiciones. No obstante, esta draga de succión con cabezal cortador constituye en la actualidad el equipo de dragado más utilizado para las obras principales y resulta especialmente adecuado para ganar tierras al mar.

e) *La draga de cántara con tubo de succión.* Las dragas de cántara con tubo de succión son embarcaciones con propulsión propia dotadas de tubos de succión suspendidos a uno o a ambos lados. Los materiales dragados llegan a la cántara a través de los tubos de succión. Cuando la cántara está llena, la draga se traslada a la zona de descarga.

Este tipo de draga se utiliza mucho para el mantenimiento de canales, en los que su capacidad para maniobrar como un buque presenta una ventaja evidente. Otra ventaja de este tipo de embarcación en comparación con los otros tipos examinados, es que puede seguir funcionando con eficacia en aguas agitadas y en mar abierto. Sin embargo, sólo es adecuado para materiales relativamente fragmentados como los que se encuentran en los dragados de mantenimiento.

#### 4. UTILIZACION DE LAS DRAGAS

386. La elección de la draga más adecuada depende de los materiales que hayan de dragarse, de la profun-

dididad del dragado, del volumen y disposición de los materiales y de la situación de la zona de descarga, del ritmo de trabajo que se precise y también de si la draga dispone exclusivamente o no de la vía de navegación.

387. Es preciso considerar cuidadosamente el programa y la secuencia de las operaciones de dragado. Si es posible, el dragado debiera comenzar en el lugar donde sea menos probable que se produzca un aterramiento debido a dragados posteriores. En la planificación general del proyecto, hay que considerar el momento en que han de desarrollarse las operaciones del dragado en relación con la construcción de otras partes del proyecto, algunas de las cuales, como las escolleras o espigones, pueden proporcionar protección o influir sobre el aterramiento. El momento del dragado puede depender también de las variaciones estacionales locales de las corrientes de mareas y de los vientos que pueden hacer las operaciones de dragado mucho más fáciles en una estación que en otra, especialmente en los estuarios. Otro factor que hay que tener presente es la fecha en que haya de empezar la explotación de un nuevo puerto, que puede ser antes de la conclusión de todo el proyecto, de modo que las exigencias de la construcción de ciertos puestos de atraque o las necesidades de acceso a ellos influya sobre la secuencia de las operaciones de dragado.

388. La extracción de rocas duras constituye una actividad de dragado especializada, porque es preciso encontrar un medio de fragmentar la roca antes de poder extraerla del fondo del mar por uno de los métodos convencionales de dragado descritos. Generalmente se utiliza una draga de cangilones o una draga de almeja para extraer los fragmentos de roca, pero se han empleado también dragas de succión tratándose de rocas suficientemente fragmentadas.

389. El método más comúnmente utilizado para romper las rocas bajo el agua es la perforación y voladura, aunque si se trata de rocas agrietadas, con capas de estratificación finas, puede fragmentarse también atacando con una barrena pesada o un martillo de aire comprimido la superficie de la roca.

390. La perforación y voladura bajo el agua es una operación especializada, lenta y onerosa y pueden ser necesarias muchas pruebas antes de obtener los resultados necesarios para poder utilizar las dragas. El dragado de corai o de arena cementada suele plantear problemas. A veces pueden fragmentarse con facilidad y dragarse con una draga de succión con cabezal cortador de gran potencia. No obstante, solo una cuidadosa investigación dirá si existe esa posibilidad y las formaciones masivas pueden tener que tratarse como rocas antes de poder extraerlas por dragado.

#### 5. TERRAPLENADO

391. Es una ventaja considerable poder utilizar para un proyecto de terraplenado los materiales dragados durante la construcción de un puerto, pero sólo se prestan a ese fin ciertos materiales granulares. Los arenas y las arcillas son generalmente mucho más difíciles de utilizar.

392. Deberían analizarse y controlarse cuidadosamente las características de asentamiento del material

de autorizar la construcción. Puede ser necesario precificar mediante la construcción de diques y/o de lograr el asentamiento del terreno en un plazo determinado antes de construir edificaciones. Un análisis detallado dará generalmente las soluciones correctas.

393. Un aspecto importante de la planificación del puerto es el equilibrio entre el dragado y el terraplenado, que debe estimarse en cada caso con vistas a realizar economías.

## F. FACTORES ECONOMICOS

394. Para estimar los costos del dragado es importante recordar que, en muchos casos, hay que traer de lejos equipo pesado para realizar el trabajo, con los consiguientes gastos de movilización. El volumen de dragado necesario en un proyecto dado influye, pues, mucho sobre el costo unitario global. Para una obra modesta puede resultar económico utilizar un equipo sencillo, como son las excavadoras montadas sobre gabarras. Incluso aunque sus costos de explotación y productividad sean menos favorables, la economía lograda al movilizar un equipo menos complejo puede compensar con creces la menor eficiencia sobre el terreno.

395. Esas decisiones son difíciles de tomar y a menudo la mejor solución consiste en sacar a concurso las obras, pero durante el estudio de un proyecto debe considerarse los diversos factores para poder hacer una evaluación realista de los costos del dragado.

524  
52

## E. — Diques

### 1. DATOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO

396. Cuando la protección natural es insuficiente, hace falta construir diques para formar un puerto artificial. Los diques desvían, reflejan o absorben la energía del oleaje y de las tempestades, que de otro modo entrarían en la zona portuaria creando así una zona de aguas relativamente tranquilas.

397. La principal información necesaria para el diseño de dos diques es la altura y el periodo de las olas de tempestad que pueden producirse. El método normalmente utilizado consiste en elegir una ola teórica que represente la ola máxima medida durante una tempestad que estadísticamente se produciría una vez cada determinado número de años, por ejemplo una vez cada cien años. La probabilidad de que las olas rompan contra la estructura es también un elemento importante para el diseño. Deben recogerse también datos sobre la ola máxima diurna probable en las zonas de oleaje continuo, ya que esto puede tener importantes consecuencias para el alzado del dique.

398. Para determinar la ola teórica es necesario estudiar los datos oceanográficos y meteorológicos disponibles. Es preferible realizar directamente el registro de las alturas y periodos de las olas en el emplazamiento de puerto, pero esto no siempre es posible en el tiempo disponible.

399. Como las olas son generadas por los vientos, puede hacerse una estimación de la actividad de olas a

partir de los datos anemométricos. Los informes locales sobre tempestades también son útiles para la elaboración de una imagen estadística de las olas que pueden crearse. También deberían registrarse y estimarse los niveles máximos del agua durante las mareas y las tempestades, ya que la profundidad del agua cerca de las entradas del puerto influye sobre las olas.

400. El diseño de los cimientos de los diques requiere una investigación geotécnica cuidadosa. Hay que hacer sondeos y tomar muestras de suelo y roca en una zona lo bastante extensa para que puedan considerarse variaciones de la posición del dique, y para que se pueda investigar la posibilidad de una erosión del fondo del mar a cierta distancia frente al dique. La resistencia y las propiedades de asentamiento de los terrenos situados bajo un dique han de estudiarse hasta profundidades iguales por lo menos a la anclura de la base del dique, ya que los terrenos débiles en profundidad pueden verse sobrecargados por una gran estructura. Puede aumentarse la carga admisible de los terrenos débiles superficiales colocando sobre la superficie una capa de arena o grava antes de construir el dique.

## 2. DIVERSOS TIPOS DE DIQUE

401. Los diques pueden estar aislados frente a la costa o tener la forma de un brazo que se proyecta desde la costa. El dique puede presentar un muro vertical o casi vertical o una superficie inclinada compuesta por bloques de diversos tamaños. Los dos tipos se ilustran el gráfico 28. La estructura puede quedar sumergida por el mar con ciertas alturas de marea o con todas ellas.

402. Antiguamente, los diques de muro vertical o casi vertical estaban formados a menudo por dos muros de sillera colocados en hiladas horizontales bien aparejadas, con un relleno de mampuestos entre los muros. Posteriormente, la costosa mampostería fue sustituida por bloques de hormigón y más recientemente se han utilizado cajones de hormigón armado. Los cajones se construyen en un dique y luego se suelen transportar por flotación hasta su posición final y se hunden en el fondo, previamente perforados, o en una capa de escollera. Normalmente es necesario ensamblar de algún modo los cajones. Otro método consiste en prefabricar en tierra los cajones y transportarlos luego por la parte ya terminada del dique colocándolos en posición mediante una grúa-pórtico en voladizo.

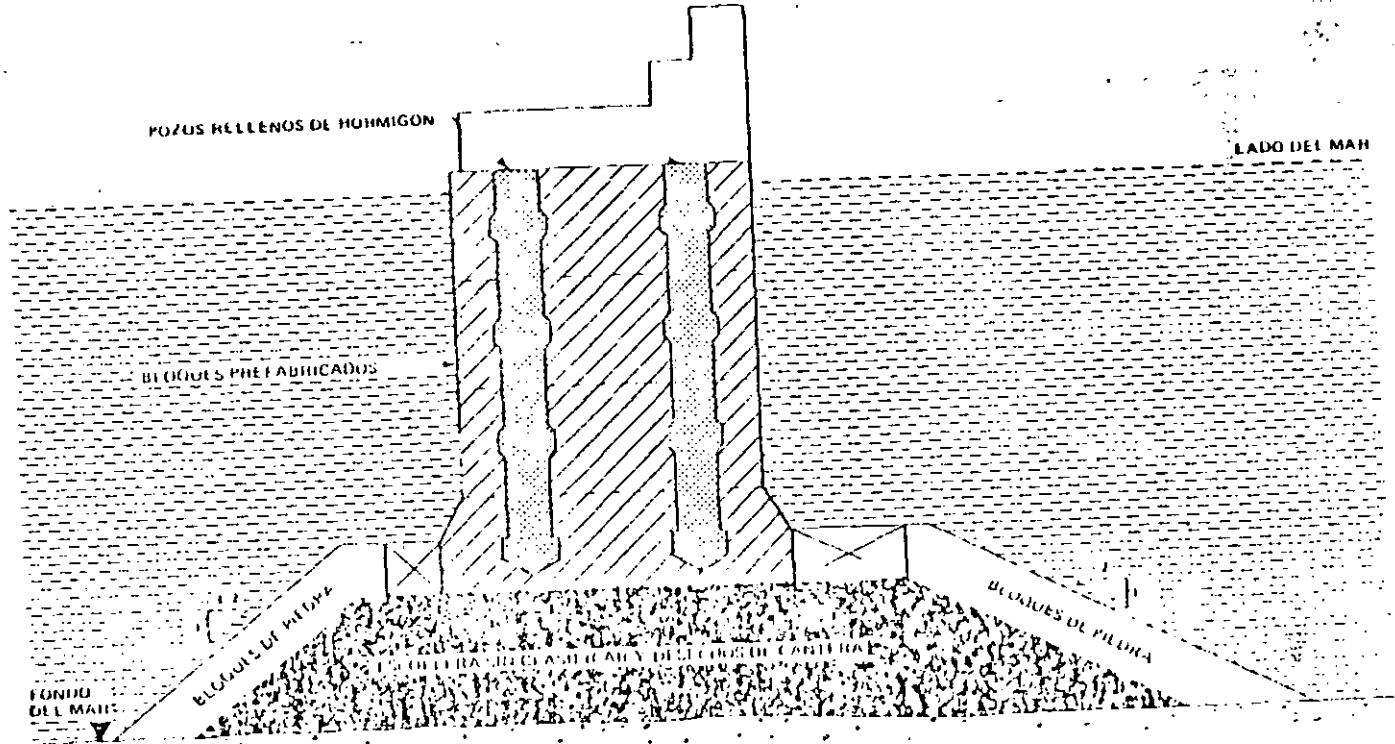
403. Los diques de escollera difieren en el tipo de manto de defensa. Esos diques tienen una sección transversal de forma básicamente trapezoidal con un macizo de escollera de menor tamaño llamado núcleo. Sobre los taludes y en la parte superior del núcleo se coloca un manto de defensa de piedra clasificada. En la parte exterior del dique, que disipa la energía de las olas de tempestad, se sitúa el manto de defensa principal. Se han construido numerosos diques de este tipo con un manto de defensa de roca natural y hay mucha información publicada al respecto.

404. En los casos en que resultara antieconómico utilizar piedras del tamaño adecuado, se emplean elementos artificiales de hormigón. El estudio detenido

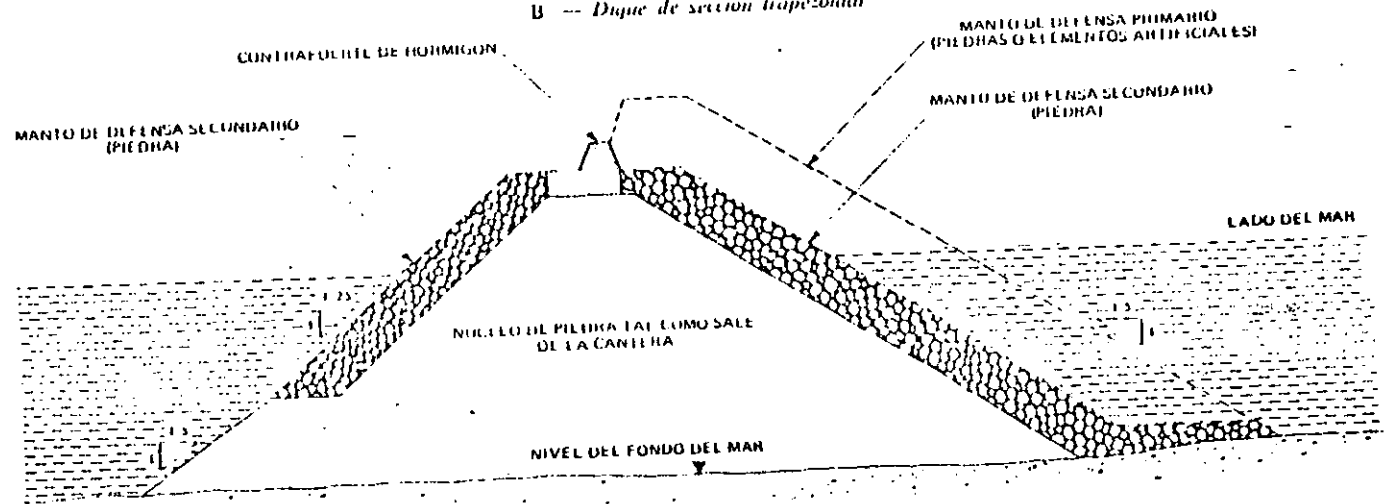


GRABO 28  
Ejemplos de diques

A -- Dique de muro vertical



B -- Dique de seccion trapezoidal



del problema ha permitido idear numerosas formas para los elementos, que resisten muy bien los embates del oleaje. En su forma más sencilla (un cubo de hormigón) el manto de defensa artificial sustituye al relleno de escollera, pero muchas de esas unidades especiales se han diseñado para mejorar el enlace entre las unidades, proporcionando al mismo tiempo la mayor proporción de huecos en el manto de defensa para disipar la energía de las olas. En el gráfico 29 se ilustran ejemplos de mantos de defensa artificiales.

405. Cuando se diseña la sección transversal de un dique de escollera, hay que investigar la calidad y la producción de la cantera de donde procede la piedra. Conviene hacer una estimación de las proporciones probables de cada tamaño que pueden obtenerse de la cantera para poder combinarlo en la estructura terminada y reducir al mínimo el desperdicio de ciertos tamaños.

### 3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

406. Puede hacerse una estimación preliminar de las condiciones que debe cumplir el dique dibujando las posibles disposiciones del dique en una carta marina y calculando su eficacia para interceptar los embates previstos de las olas. Luego puede verificarse mediante pruebas con modelos la eficacia de las distintas confi-

guraciones propuestas para reducir la altura de las olas dentro del puerto.

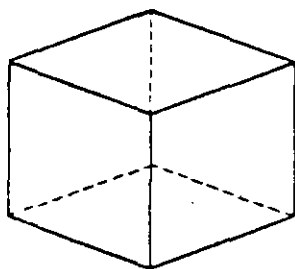
407. Generalmente es inevitable llegar a una avenencia entre la solución hidráulica más eficaz para excluir del puerto el oleaje y la facilidad de acceso y atraque de los buques. Hay que conocer los tipos de buques y métodos de manipulación de la carga para ajustar la actividad residual de las olas en el puerto a las necesidades del transporte marítimo.

408. El diseño de la masa del dique para que no exista posibilidad de vuelco es bastante sencillo pero, con frecuencia, resulta menos fácil tomar disposiciones para evitar el corrimiento de los cimientos. Las medidas para asegurar un factor suficiente de seguridad contra ese riesgo pueden consistir en una cortina de tablestacas o en una acumulación adicional de material contra el muro interior del cajón neumático.

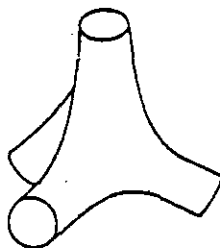
409. Un inconveniente de los diques de muro vertical consiste en la acción de socavación de los cimientos, que puede provocar la refracción de las olas en la parte exterior del muro. Este aspecto debería examinarse cuidadosamente. No obstante, una regla aproximada es que, si el material erosionable del fondo está situado a una profundidad inferior al doble de la altura de las olas por debajo del nivel mínimo del agua, deben tomarse cuidadosas precauciones contra la socavación.

GRAFICO 29

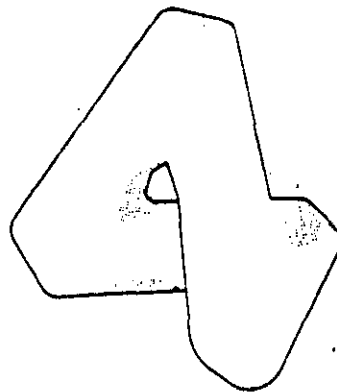
Ejemplos de diversos elementos artificiales para mantos de defensa



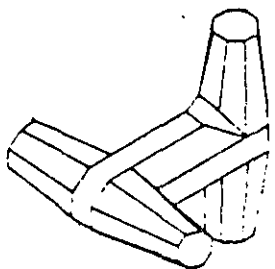
Cubo



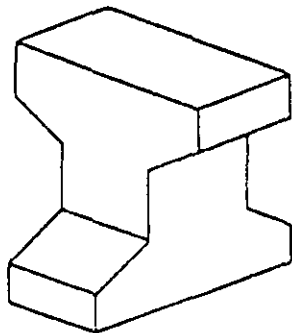
Tetrapodo



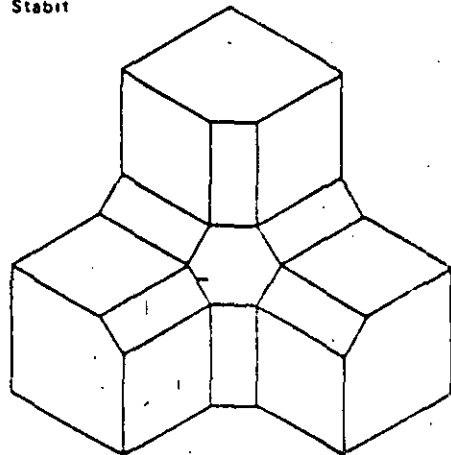
Stabit



Dalot



Acmon



Tripodo

410. La construcción de los dos tipos principales de dique examinados en las secciones anteriores requiere métodos y equipo totalmente distintos.

411. El núcleo de un dique de tipo escollera se construye por lo general arrojando gradualmente al mar los materiales a partir de la costa, pero hay que tomar precauciones para evitar la fragmentación de las rocas que puede producirse cuando se cargan y luego cuando se arrojan al mar. Luego una potente grúa puede desplazarse sobre el núcleo y colocar la capa superior de piedra, terminando así el perfil, y colocar después mantos de defensa hechos de piedra y/o de elementos artificiales. Puede utilizarse una grúa flotante, pero esto sólo resulta conveniente desde el punto de vista económico en zonas en las que suele haber poco oleaje. Las piedras que forman la parte inferior del núcleo también pueden arrojarse desde gabarras.

412. El tipo de dique de cajones requiere unos procesos de construcción que normalmente se desarrollan en otro lugar. Los cajones, que están hechos de hormigón y tienen el fondo cerrado, se construyen generalmente en un dique seco o en una zona de botadura hasta que las paredes del cajón tienen una altura suficiente para que éste pueda flotar. Cuando las paredes han alcanzado la altura necesaria, se remolcan los cajones hasta el emplazamiento del dique y allí se hunden en el fondo del mar, previamente acondicionado. Para esa operación deberá elegirse un momento en que las corrientes y el oleaje sean mínimos. Es preciso llenar los cajones, normalmente de arena, lo antes posible después de hundirlos, para que alcancen cuanto antes su peso total y puedan resistir la acción de las olas.

#### 5. FACTORES ECONOMICOS

413. La elección de un tipo concreto de dique depende también de otros factores, como la posibilidad de disponer de materiales, instalaciones y mano de obra. Un dique de muro vertical creará una demanda de esos factores distinta de la de un dique trapezoidal de escollera.

414. El dique de escollera necesitará un mayor volumen de materiales debido a su forma. Por ello, en una zona donde haya abundantes estratos rocosos que puedan servir de elementos para el manto de defensa, se preferirá ese tipo de dique. Una de las principales partidas de gastos es la grúa de grandes dimensiones necesaria para la manipulación de las piedras, cuyo precio se suele cargar por entero a los costos del proyecto. Tratándose de diques cortos, ello representa un elevado costo unitario. Esta forma de dique no necesita mucha mano de obra especializada.

415. El dique de muro vertical hecho de cajones requiere menos volumen de materiales. El manto de defensa está hecho de hormigón armado y como material de relleno puede utilizarse arena o grava. El equipo que se requiere es más modesto pero se necesitan medios para remolcar los cajones hasta su posición definitiva. Esos medios, por ejemplo remolcadores, pueden utilizarse normalmente en el puerto. Para preparar los moldes necesarios para construir los cajones se necesita mano de obra más especializada.

#### 1. INTRODUCCION

416. Debe hacerse una distinción entre estructuras pesadas, sobre las que pueden moverse gruas y vehículos de grandes dimensiones, y estructuras ligeras, que sólo pueden sostener tuberías, correas transportadoras y vehículos ligeros. Las estructuras pesadas —que se denominan muelles— pueden ser marginales (es decir, paralelas a la línea de la costa) o en forma de malecones que se proyectan desde la costa. Las estructuras ligeras, que se proyectan también hacia aguas más profundas, se denominan espigones.

417. Los espigones resultan económicos en los casos en los que la profundidad necesaria para los buques sólo existe a cierta distancia de la costa. Son adecuados para las mercancías a granel —secas o líquidas— cuando en el morro del espigón situado en aguas profundas se encuentra el equipo especializado de carga y descarga y las mercancías se transportan a tierra por tuberías o correas transportadoras a lo largo del espigón. Los espigones no son adecuados para la carga general, caso en que es importante tener la zona de almacenamiento cerca del buque, a menos que el espigón sea la única solución económica debido a la gran amplitud de la marea.

418. En cualquier proyecto habrá diversas posibilidades técnicas que pueden requerir el mejoramiento de instalaciones anticuadas o la construcción de instalaciones nuevas conforme a criterios modernos. En el caso de las nuevas estructuras, pueden utilizarse métodos de construcción conocidos, pero cuando se trata del mejoramiento de instalaciones antiguas lo normal es que haya elementos que limiten considerablemente las opciones técnicas y cada caso debe examinarse como un problema especial.

#### 2. MUROS DE MUELLE

419. Pueden utilizarse varias formas de construcción, cada una de las cuales es adecuada para ciertas condiciones. Cabe citar los muros de contención de bloques, los muros de tablestacas ancladas y los muelles marginales de pilotes descubiertos, que se describen a continuación.

##### a) Muros de contención de bloques

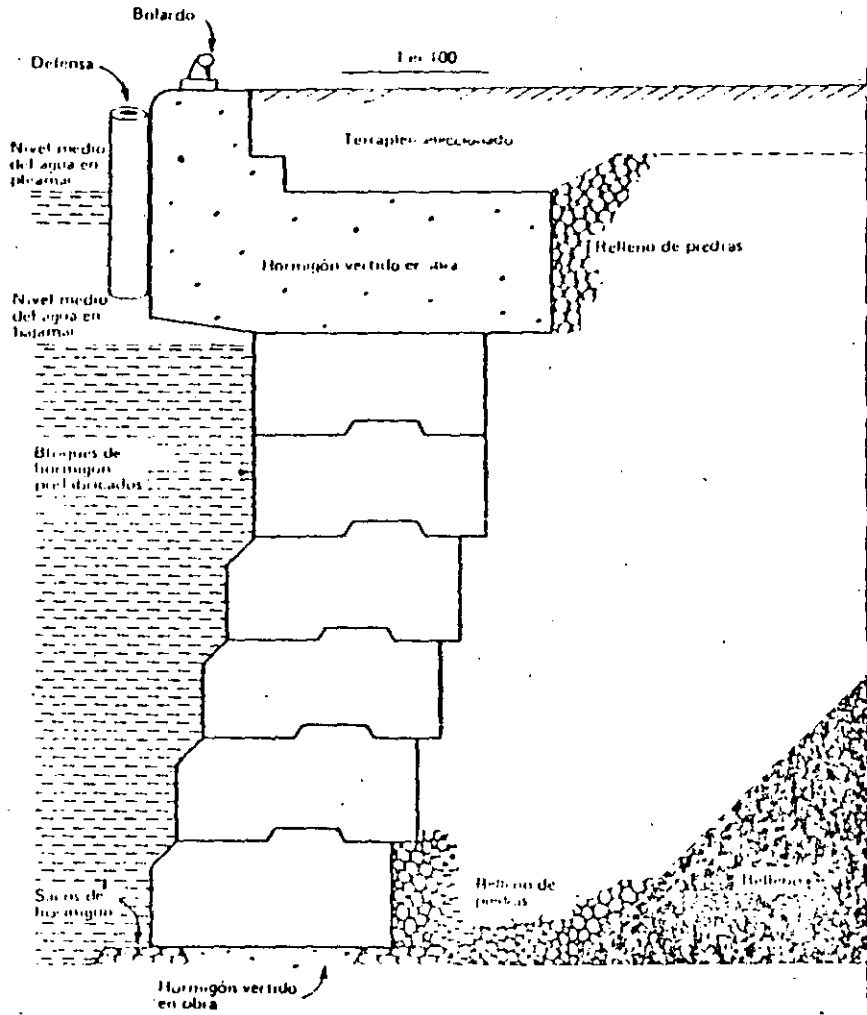
420. Este tipo de muro, que se muestra en el gráfico 30 A, requiere unos cimientos firmes, no erosionables, preferiblemente de piedra o arcilla dura, pero puede utilizarse una capa de piedra sobre suelo fragmentado para impedir la socavación.

421. El muro puede construirse con bloques separados, colocados generalmente bajo el agua. Entre las posibles variantes cabe citar la disposición homogénea de los bloques en la que éstos se colocan en hiladas horizontales, la disposición de los bloques en capas, en la que los bloques van dispuestos en un plano inclinado, lo cual permite que el muelle se adapte al asentamiento del terreno, y la utilización de bloques huecos, que reduce el peso de elementos que han de manipularse.

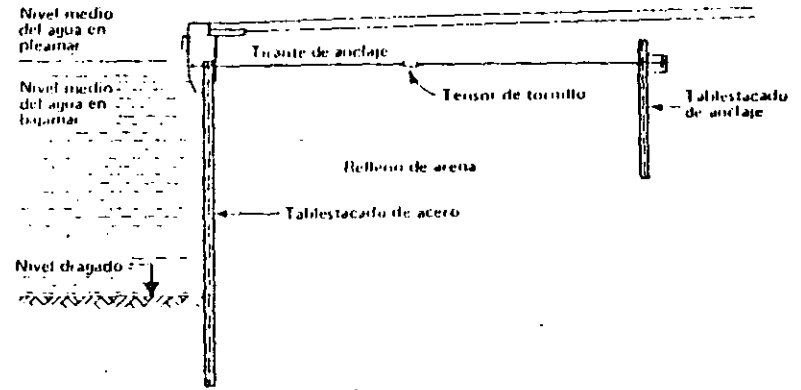
GRÁFICO 30

Ejemplos de construcción de muros de muelle

A. — Muro de contención de bloques



B. — Tablestacado de acero anclado

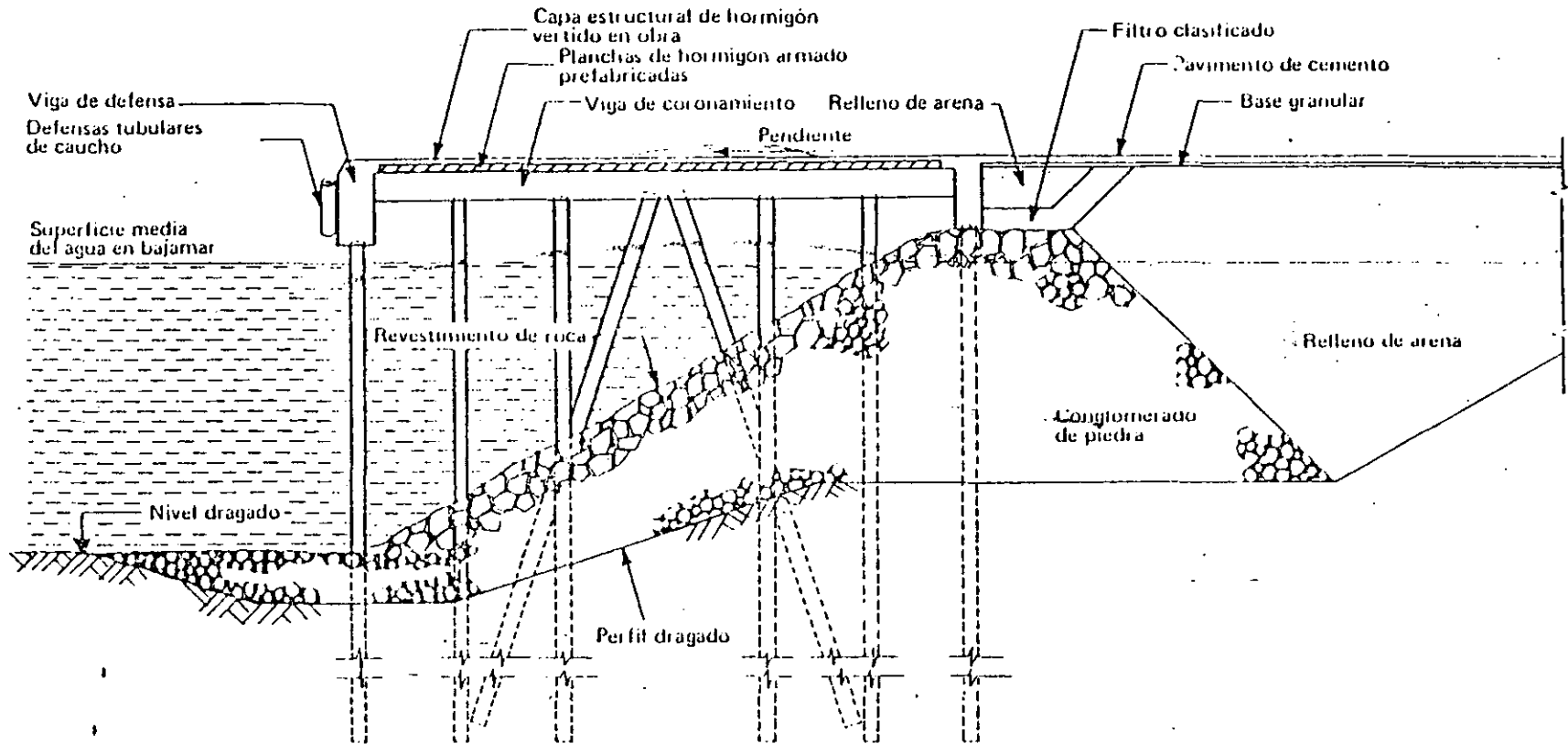


83

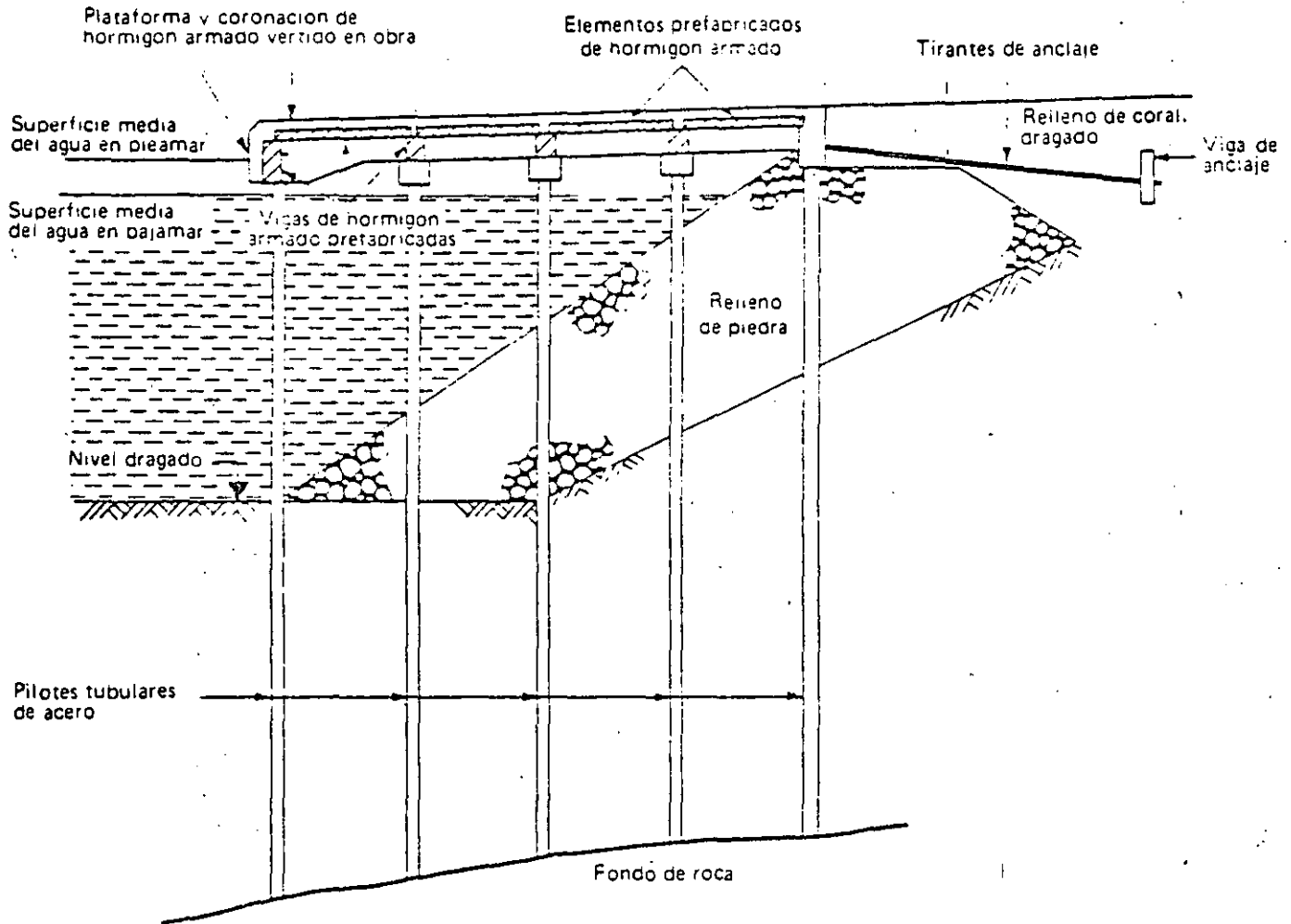
83

GRABICO 30 (continuacion)

C. — Seccion transversal de muelle sobre pilotes descubiertos, con pilotes hincados con inclinacion



D — Sección transversal de muelle sobre pilotes descubierto con anclaje



larse. Si el muro puede construirse en seco, es muy adecuada la construcción con hormigón en masa.

422. Los cajones de hormigón pueden utilizarse para la construcción de los muros de muelle, bien transportando por flotación los cajones prefabricados hasta el lugar donde han de colocarse y hundiendo los luego, bien construyendo cada cajón en su posición definitiva y excavando de modo que se hunda hasta el nivel deseado.

423. La conveniencia de cada uno de estos muros de gravedad depende mucho de las condiciones del suelo. Generalmente solo se utilizarán bloques y cajones flotantes cuando el muelle se construya en aguas cuya profundidad se aproxime a la profundidad de dragado definitiva. Puede construirse un cajón en su posición definitiva cuando el muelle está entonces en tierra firme y cuando el terreno por encima del nivel de dragado es blando.

b) *Tablestacados anclados*

424. Los muros de contención hechos de tablestacas de acero ancladas, que se muestran en el gráfico 30 B. se han utilizado frecuentemente como muros de muelles y deben recomendarse especialmente cuando la

altura del muelle no tiene que ser excesivamente grande y cuando el suelo es de arena de densidad media.

425. Pueden obtenerse muros de muelle de mayor altura utilizando las tablestacas metálicas compuestas y las secciones de tablestacas en H, que ahora existen en el mercado. Para reducir el momento de flexión del muro se puede emplear una doble fila de barras de anclaje o construir una plataforma para reducir la carga por encima del tablestacado. En este tipo de muro pueden utilizarse tablestacas de hormigón y, en muchos países donde el costo del tablestacado metálico es alto porque hay que importarlo, el hormigón permite hacer economías considerables.

426. Sin embargo, las tablestacas de hormigón son más pesadas, más difíciles de hincar y hay problemas para lograr que la arena no se escape entre ellas, de modo que todavía puede justificarse el precio de compra del tablestacado metálico. En el cuadro 7 se comparan los factores que deberían considerarse en cada caso.

c) *Malecones sobre pilotes descubierto*

427. Una de las formas más frecuentemente utilizadas para la construcción de malecones es la plataforma

## Comparación de las tablas de acero y las de hormigón

Acero	Tablas de acero	Tablas de hormigón
Material	Costo alto	Costo bajo
Transporte	Generalmente hay que importarlos	Pueden fabricarse sobre el terreno
Inspección y tratamiento	Requieren inspecciones sencillas y certificados de calidad de los trabajos; limpieza y posiblemente limpieza con chorros de arena sobre el terreno	Requieren una cuidadosa comprobación sobre el terreno de los materiales y de la ejecución
Manipulación	Relativamente ligeras y sólidas	Pesadas, necesitan una manipulación cuidadosa
Hinca	Pueden hincarse sin precauciones	Es necesario hincarlas con cuidado y pueden fisurarse
Ampliación	Fácil ampliación por soldadura	La ampliación requiere mucho tiempo o necesita conexiones complicadas
Mantenimiento	Pueden sufrir corrosión y necesitan pintura, muros más gruesos o protección catódica	Necesitan poco mantenimiento si están bien construidas y no han sufrido daños

sobre pilotes descubiertos que se muestra en el gráfico 30 C y D. Esa forma de muelle puede comprender, además de los pilotes verticales normales, pilotes hincados con inclinación (inclinados) y/o barras de anclaje unidas a bloques de anclaje colocados a cierta distancia detrás del muelle. Ese tipo de muelle se contruye sobre un talud revestido de piedra (talud con un paramento de piedra más dura) o sobre un terrapién o dique de piedra que sirve para retener los materiales más finos —generalmente materiales de relleno— situados detrás del muelle.

428. Para reducir la anchura de la explanada de la plataforma, se construye a veces un murete de contención en la parte trasera del muelle a fin de retener el material de relleno de la capa superior. Pueden utilizarse diversas técnicas de construcción con acero, hormigón o incluso, en las estructuras de poca importancia, madera. Es preciso determinar la anchura de la plataforma y la distancia entre pilotes que resulten más económicas, examinando diversas soluciones en cada caso.

429. Cuando hay una importante carga vertical, por ejemplo contenedores o gruas para la manipulación de carga a granel, una solución adecuada para la estructura del muelle pueden ser los pilotes cilíndricos de hormigón de gran diámetro. Además, la distancia entre los carriles de las gruas puede influir sobre la distancia entre los pilotes y debería tenerse en cuenta al proyectar las dimensiones de los muelles.

### 3. ESPIGONES Y MUERTOS DE AMARRE

430. Los espigones permiten al buque atracar a cierta distancia de la costa. El espigón está unido a la costa por una estructura de caballetes o una calzada elevada sobre la que puede haber una carretera, tuberías o correas transportadoras. En ciertos casos especiales, se puede prescindir de la estructura de acceso utilizando, por ejemplo, oleoductos submarinos para el petróleo, o telefericos para el mineral a granel. Pueden construirse espigones en las aguas protegidas de los

puertos para crear un puesto de atraque relativamente económico destinado a los buques de carga especializada y, en esos casos, sólo se necesita una corta estructura de acceso.

431. En otros casos, los espigones pueden construirse en mar abierto frente a la costa, con una larga estructura de acceso para llegar a aguas suficientemente profundas. Un espigón puede ser un medio económico de proporcionar una instalación para buques cisterna y buques graneleros, pero antes de adoptar esta solución hay que tener en cuenta las condiciones desfavorables de la construcción y los periodos en que no puede utilizarse el puesto de atraque debido a las condiciones atmosféricas.

432. Mientras que en el caso de los muros de muelles normales la estructura realiza las dos funciones de ofrecer un puesto de atraque para el buque y una plataforma de trabajo para las operaciones de carga y descarga del buque, en el caso de un espigón suele resultar económico separar las dos funciones desde el punto de vista estructural. Así pues, en la plataforma de trabajo (o morro del espigón) se sitúa el equipo de manipulación de la carga a granel, los dispositivos para la manipulación de las tuberías, etc., mientras que los muertos de atraque y de amarre separados sirven para retener e inmovilizar el buque (véase el gráfico 31). De ese modo, la plataforma destinada al equipo de manipulación de la carga no tiene que recibir el impacto horizontal del atraque del buque o de la maniobra de carga cuando está atracado, ya que el buque sólo entra en contacto con los muertos de atraque.

433. Cuando no varía mucho el tamaño de los buques, como en los puestos de atraque para petroleros o mineraleros, los muertos de atraque o de defensa se colocan generalmente a ambos lados del morro del espigón a intervalos aproximados de 0,4 veces la eslora del buque.

434. El muerto puede estar compuesto por un grupo de pilotes inclinados con los extremos superiores encajados en un sombrero de hormigón, y defensas de caucho del lado destinado al atraque para amortiguar

los golpes. Otra posibilidad consiste en formar un muerto de atraque mediante un grupo de tubos de gran diametro de acero de alta resistencia hincados o fijados en el fondo del mar. La absorción de energía por esos muertos de tubos de acero flexibles puede calcularse para ajustarla a la energía prevista del atraque de un buque, y frecuentemente resulta económico que la sección de los tubos varíe según la altura. El grado de fijación del pilote en el suelo es importante para esos cálculos, de modo que deben determinarse en primer lugar las propiedades del suelo mediante una investigación completa del fondo.

435. En los espigones se proporcionan muertos de amarre provistos de norays para las amarras de los buques. Para ello se utiliza un grupo de pilotes o alguna otra estructura de ese tipo que resista la fuerza de tracción ejercida sobre los norays, que puede llegar a ser de 100 y a veces de 200 toneladas, según el tamaño de los buques. En este caso, los pilotes se colocan a cierta distancia detrás de la línea de atraque del buque. Cuando el espigón está cerca de la costa y con un acceso muy corto, los muertos de amarre pueden construirse en la propia costa. Debería ser posible el acceso a los muertos de amarre en pequeñas embarcaciones provistas de cabos.

436. El morro del espigón es generalmente una estructura sencilla sobre pilotes, provista de defensas

para los pequeños buques o gabarras que pueden utilizar el puesto de atraque. Para este tipo de estructuras se utilizan a menudo pilotes de acero con una plataforma de hormigón armado.

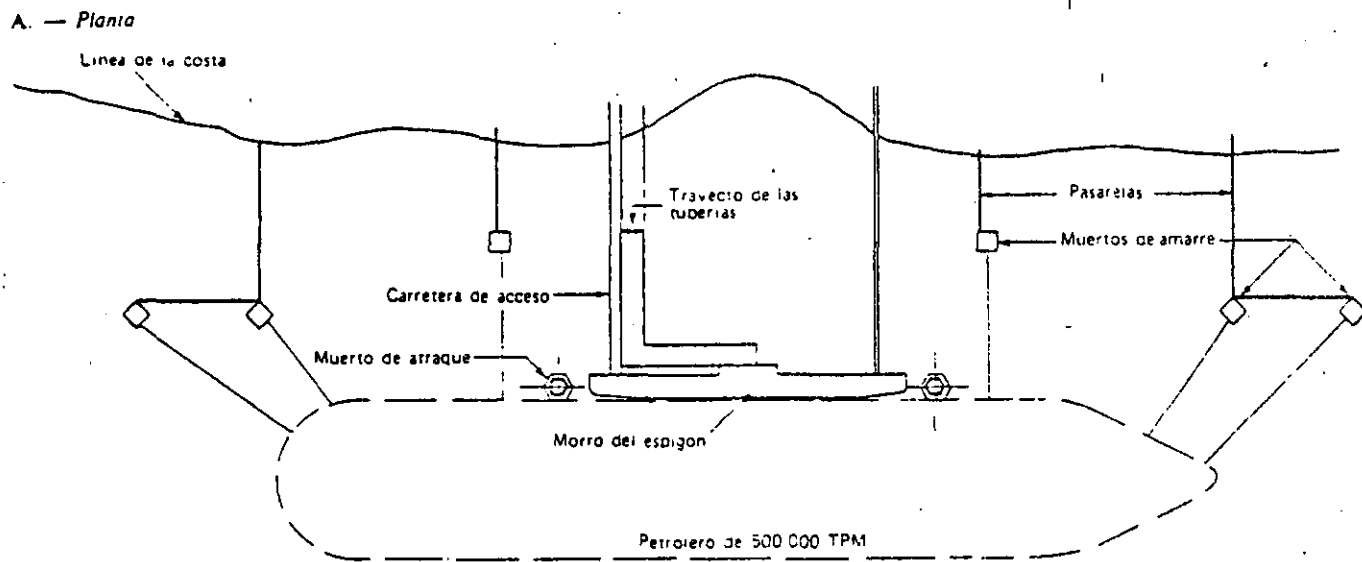
#### 4. TIPOS ESPECIALES DE PUESTOS DE ATRAQUE

437. Además de los muelles y espigones que suele tener cualquier puerto, hay toda una serie de tipos de puestos de atraque poco corrientes para servicios especiales de transporte marítimo. Es poco probable que esas instalaciones especiales formen parte de la planificación y el diseño de instalaciones portuarias de uso común, ya que, generalmente, corresponden a un desarrollo industrial particular.

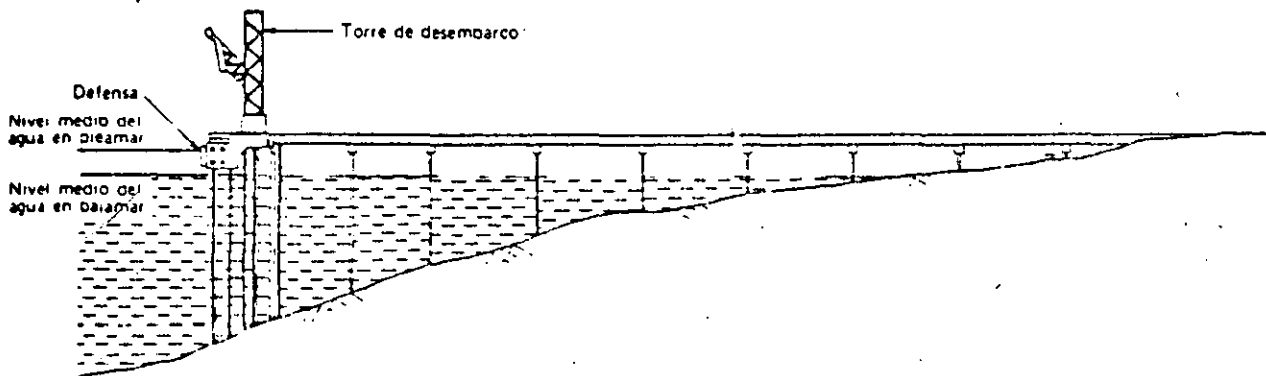
438. En la actualidad los minerales a granel y el petróleo se transportan en buques de gran tonELAJE y es difícil ampliar los puertos existentes para construir puestos de atraque destinados a esos buques. Además, las nuevas fuentes de petróleo crudo y de minerales se encuentran muchas veces en zonas donde no existen puertos y donde es preciso, por lo tanto, construir instalaciones completamente nuevas.

439. Aunque los espigones pueden adentrarse mucho en el mar, es posible que resulten más económicas las islas naturales o artificiales construidas en alta mar

GRAFICO 31  
Espigón para grandes petroleros



B. — Alzado





en condiciones favorables. La caizada de acceso es sustituida por telerféricos (para materiales secos como los minerales) o por tuberías submarinas (para los productos líquidos). A veces esas islas presentan la ventaja adicional de permitir el almacenamiento y facilitar el posterior transbordo.

440 Otra novedad que ha aparecido en los últimos años en lo que se refiere a la descarga del petróleo son los sistemas de amarre de punto único para grandes petroleros que se ilustran en el gráfico 32. Hace tiempo que se conoce el uso de boyas de amarre y oleoductos submarinos corrientes para los petroleros pero, más recientemente, se han instalado grandes boyas o estructuras fijas únicas que retienen el buque. Existen muchos tipos, y algunos de ellos incluyen una conexión mediante mangueras en el mismo puesto de amarre, mientras que en otros se separan ambas funciones. La característica principal de todos esos sistemas es, no obstante, que el buque puede situarse en la posición más favorable en relación con las corrientes marítimas y los vientos girando en torno a la boya.

441. Las principales ventajas de estos sistemas son que el tiempo de inactividad debido a las condiciones atmosféricas es menor que en el caso de un puesto de atraque fijo en el mismo emplazamiento; el desembolso de capital y el tiempo que se tarda en poner el sistema en servicio son generalmente menores; el atra-

que presenta menos problemas y es relativamente fácil trasladar el sistema a un nuevo emplazamiento. Esas ventajas pueden verse neutralizadas a causa de su costo y de los problemas de mantenimiento y seguridad que plantean.

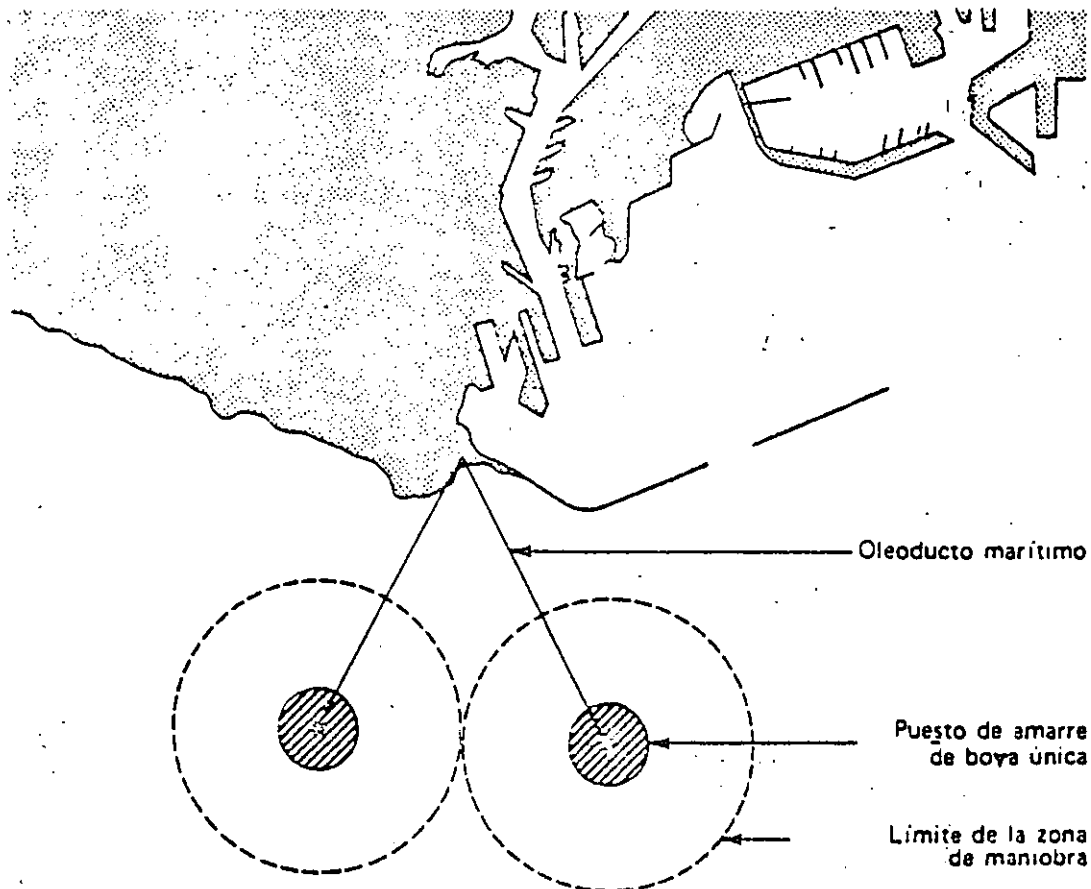
## 5. ACCESORIOS DE LOS PUESTOS DE ATRAQUE

442. Entre los accesorios necesarios en un puesto de atraque figuran las defensas para absorber la energía de impacto de los buques, los dispositivos de amarre para asegurar el buque durante su permanencia en el puesto, las escalas de acceso o las escalerillas para las embarcaciones pequeñas y botes y los servicios adecuados para las diversas necesidades de los buques en un puerto. Las defensas se examinan con más detalle en la sección 6 y las demás características se describen brevemente en los siguientes párrafos.

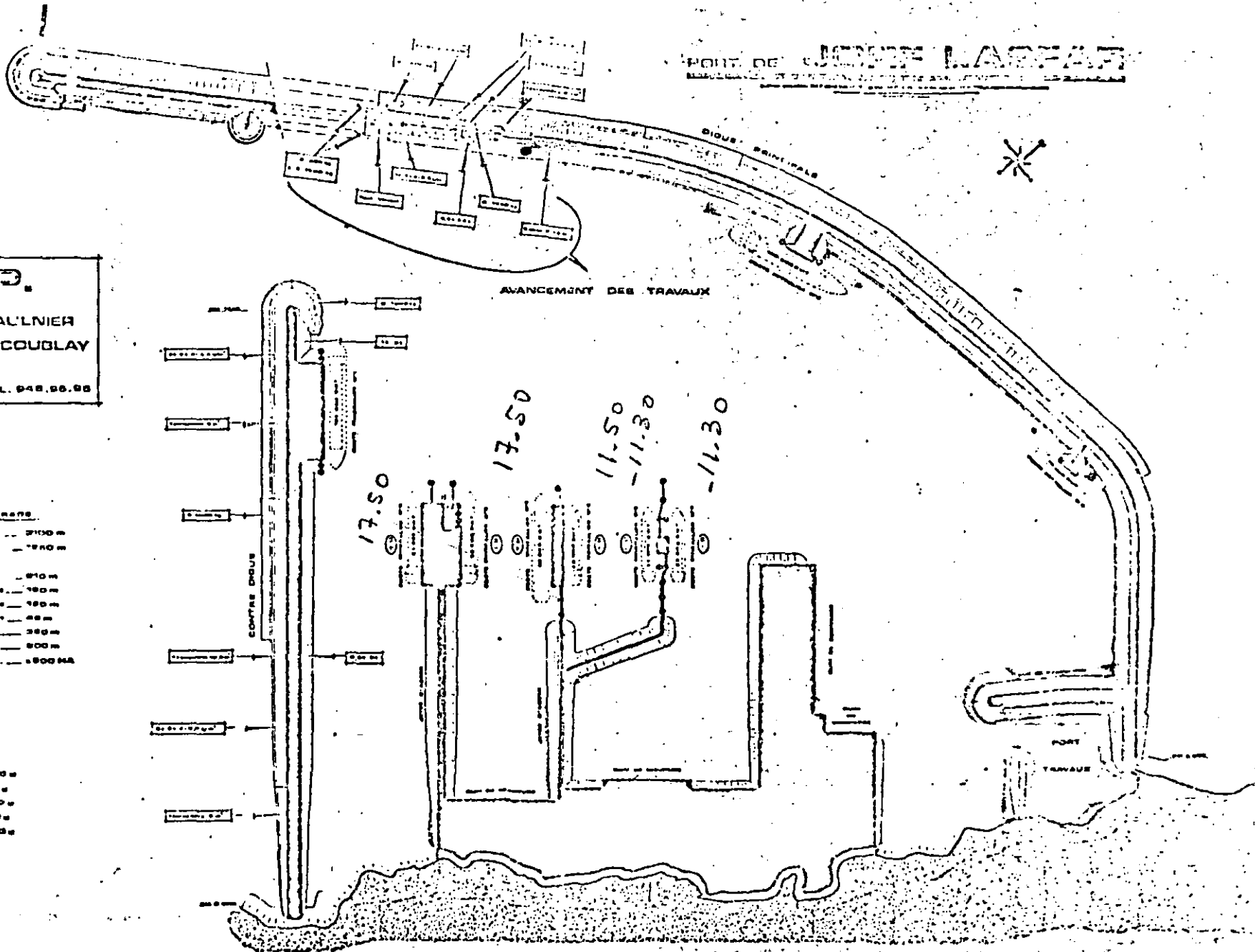
### a) Dispositivos de amarre

443. El tamaño de los dispositivos de amarre varía gradualmente desde los necesarios para los botes pequeños hasta los que se utilizan para los grandes buques graneleros, e incluyen norays, bitas, argollas de amarre, cornamusas y ganchos de suelta rápida.

GRÁFICO 32  
Características de la superficie de agua necesaria para el sistema de amarre de boya única



**PORT DE JONIF LASFAY**  
 PROJET DE CONSTRUCTION D'UN PORT DE NAVIGATION



**S.B.T.P.**

13, AV. MORANE SAULNIER  
 78140 VELIZY VILLACOUBLAY  
 FRANCE  
 TELEX RAVEL 000 732 P. TEL. 048.96.96

**CANALISATIONS DE L'EGOUT**

-----	2100 m
-----	1740 m
-----	910 m
-----	180 m
-----	180 m
-----	88 m
-----	380 m
-----	800 m
-----	1800 m

**PRINCIPALES QUANTITES**

-----	18 000 000 m <sup>3</sup>
-----	1 000 000 m <sup>3</sup>

**ELEMENTS DE PROTECTION**

-----	40 000 m <sup>2</sup>
-----	3 870 m <sup>2</sup>
-----	18 070 m <sup>2</sup>
-----	8 800 m <sup>2</sup>
-----	17 800 m <sup>2</sup>
-----	104 m
-----	6 m



## ESTUDIO DE LOS MATERIALES DISPONIBLES PARA LA CONSTRUCCION

EN LA FASE DE PLANEACION DE UN PROYECTO PORTUARIO, JUEGA UN PAPEL DE RELEVANTE IMPORTANCIA LA DETERMINACION DE LOS MATERIALES EN LA REGION DONDE SE PRETENDE CONSTRUIR UNA OBRA MARITIMA . LA OBRA PORTUARIA QUE REQUIERE DE UN ESTUDIO MAS A DETALLE, ES LA DE LAS OBRAS EXTERIORES, DENOMINADAS ROMPEOLAS Y ESCOLLERAS YA QUE POR LO GENERAL REQUIEREN UN GRAN VOLUMEN DE MATERIAL PETREO DE GRAN TAMAÑO Y PESO SUMINISTRADO EN UN CORTO TIEMPO, O SEA UN SUMINISTRO MASIVO DE ESTE TIPO DE MATERIAL.

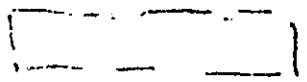
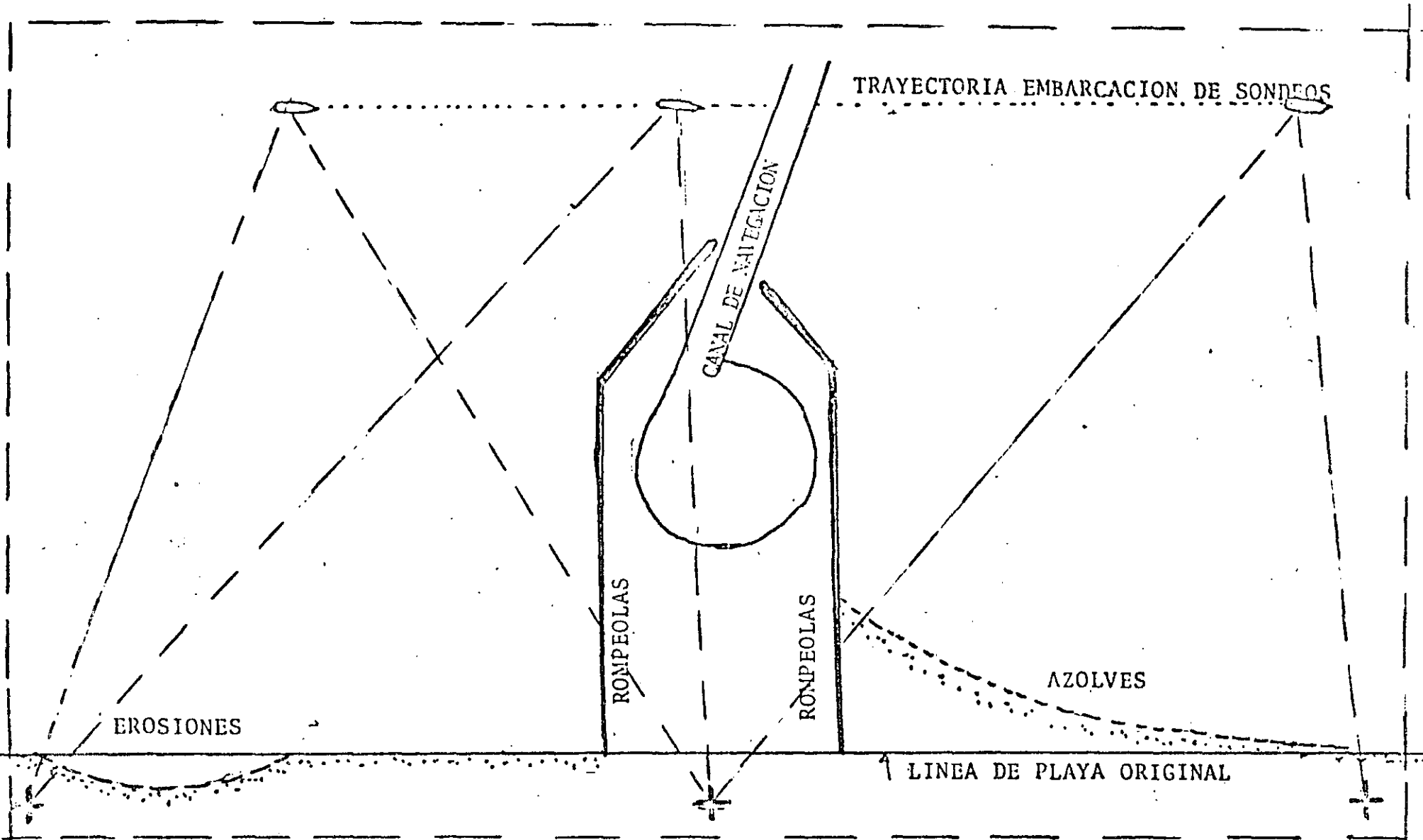
CUANDO POR LA ALTURA DE OLA, QUE DEFINE LA SECCION TRANSVERSAL DE LAS OBRAS EXTERIORES, SE REQUIEREN PESOS DE ROCA QUE LA POTENCIA DE LA PEDRERA NO PROPORCIONA SE RECURRE A LA FABRICACION DE ELEMENTOS ARTIFICIALES, NORMALMENTE DE CONCRETO SIMPLE COMO SON LOS, CUBOS PUROS O MODIFICADOS CON ENDIDURAS PARA UNA MAYOR ESTABILIDAD AL OLEAJE Y UNA MAYOR DISIPACION DE LA ENERGIA DEL OLEAJE, BLOQUES PARALELEPIPEDOS, DOLOS, TETRAPODOS Y ACROPODOS COMO LOS MAS UTILIZADOS.

LA DISTANCIA DE ACARREO, Y CON ELLO EL COSTO DEL MATERIAL PETREO DEFINIRA SU UTILIZACION O EL EMPLEO DE ELEMENTOS ARTIFICIALES.

SI UNA VEZ ESTUADIADA GEOLOGICAMENTE LA ZONA DE INFLUENCIA DE UNA OBRA PARA EL EMPLEO DE MATERIALES NATURALES, EL ESTUDIO ECONOMICO DEFINIRA QUE TIPO DE MATERIAL CONVIENE EMPLEAR YA

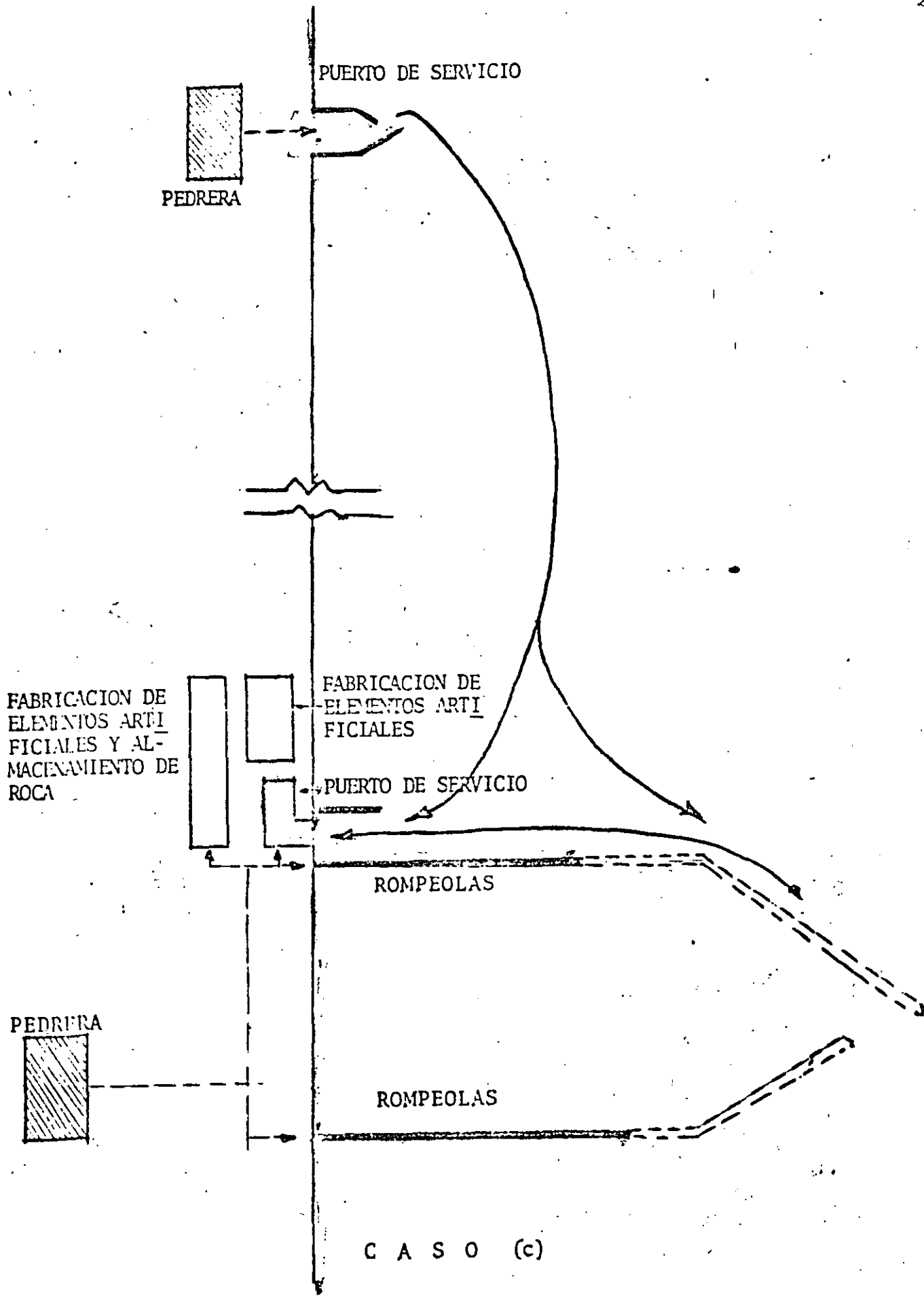
42

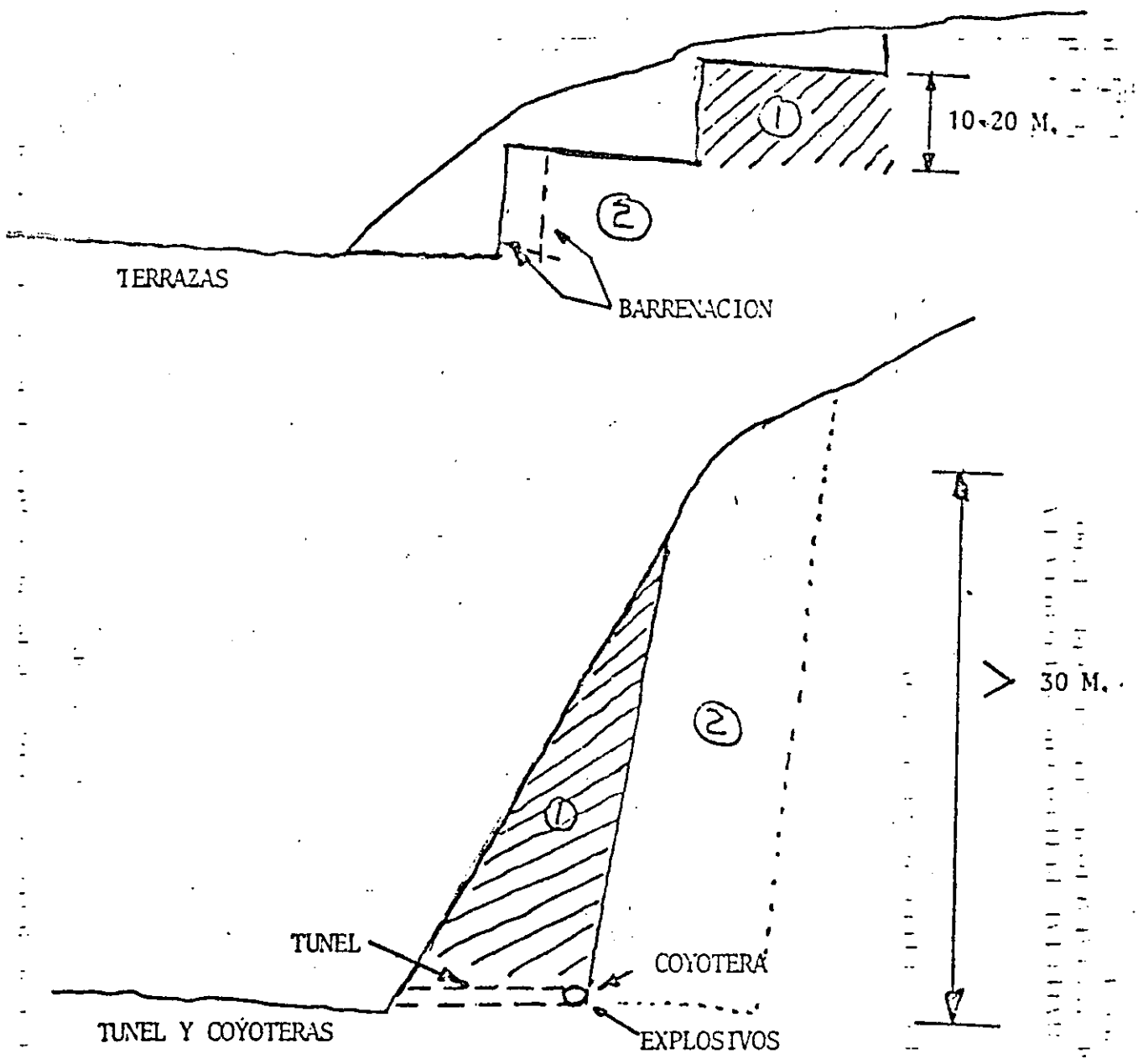
LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS PARA EL ACOPIO DE MATERIAL SE  
PODRAN OBSERVAR EN LAS FIG. N°                    Y LOS METODOS DE EX  
PLOTACION DE UN BANCO DE ROCA EN LA FIG. N°



AREA DE LEVANTAMIENTO TOPOHIDROGRAFICOS PERIODICOS DE CONTROL Y DE FOTOGRAFIAS AEREAS.

ESTACIONES DE CONTROL PARA EL POSICION OR ACUSTICO.





PORCENTAJES MEDIOS DE UNA CANTERA:

TIPO DE ROCA	I	II	III
NUCLEO < 1. TON.	70%		
CAPA SECUNDA- RIA 1-5 TON.		20%	
CORAZA > 10 TON.			10%



SEAN NATURALES O ARTIFICIALES.

EL COSTO DE LOS ELEMENTOS NATURALES O ARTIFICIALES NOS DEFINIRA EL COSTO DE UNO U OTRO.

CUANDO LA PEDRERA NO PROPORCIONA LOS PESOS MAXIMOS DE PIEDRA REQUERIDOS POR EL PROYECTO, SE RECURRE A LOS ELEMENTOS ARTIFICIALES, LOS CUALES REPRESENTAN HASTA 5 VECES EL COSTO COMPARADOS CON LOS NATURALES. DE AHI LA NECESIDAD DE REALIZAR ESTUDIOS GEOLOGICOS EXAUSTIVOS PARA LOCALIZAR MATERIAL PETREO NATURAL.

LOS ROMPEOLAS Y ESCOLLERAS REQUIEREN GRANDES VOLUMENES DE ROCA EN EL CASO DE UTILIZAR ELEMENTOS NATURALES. CUANDO LA PEDRERA NO PROPORCIONA EL MATERIAL REQUERIDO EL PESO Y VOLUMEN SE RECURRE A ELEMENTOS ARTIFICIALES PARA LA CORAZA Y EN SIERTOS CASOS PARA LA CAPA SECUNDARIA COMO SE INDICA A CONTINUACION EN UNA SERIE DE CROQUIS;

APLICACIONES PRACTICAS DE ESTUDIOS GEOLOGICOS A BASE DE SON-  
DEOS GEOFISICOS EN EL PROYECTO DEL SINCROELEVADOR Y MUELLE-  
DE REPARACIONES A FLOTE EN EL PUERTO DE SALINA CRUZ.

PARA APROVECHAR LA ZONA PONIENTE DE LA DARSENA INTERIOR PA-  
RA LA CONSTRUCCION DEL SINCROELEVADOR Y MUELLE DE REPARACIO-  
NES A FLOTE, COMO AMPLIACION AL ASTILLERO DE LA SECRETARIA-  
DE MARINA EN EL AÑO DE 1973 SE INICIARON LOS ESTUDIOS PRE--  
VIOS PARA LLEVAR A CABO EL PROYECTO DE LAS ESTRUCTURAS YA -  
MENCIONADAS.

#### ANTECEDENTES:

EL TRAZO PRELIMINAR DE LAS INSTALACIONES SE ENCONTRABA PRO-  
XIMO A LA LADERA DE UNA CERRANIA QUE CORRIA PARALELA A DICHO  
TRAZO. POR LOS ANTECEDENTES DE LAS OBRAS CONTIGUAS SE OBTUBO  
INFORMACION DE LA EXISTENCIA DE UN FONDO DE ROCA CON PROFUN-  
DIDADES VARIABLES. EL SINCROELEVADOR REQUERIA UNA PROFUNDI-  
DAD MINIMA DE 12 M. Y EL MUELLE DE 8. m. PARA REALIZAR UN -  
PROYECTO OPTIMO A COSTO MINIMO SE NECESITABA QUE LA PROFUN-  
DIDAD PARA OBTENER LOS CALADOS DE PROYECTO FUESE ECONOMICA-  
MENTE POSIBLE, DRAGANDO PREFERENTEMENTE EN TERRENO SUAVE CO-  
MO EL QUE EXISTIA SOBRE LA ROCA.

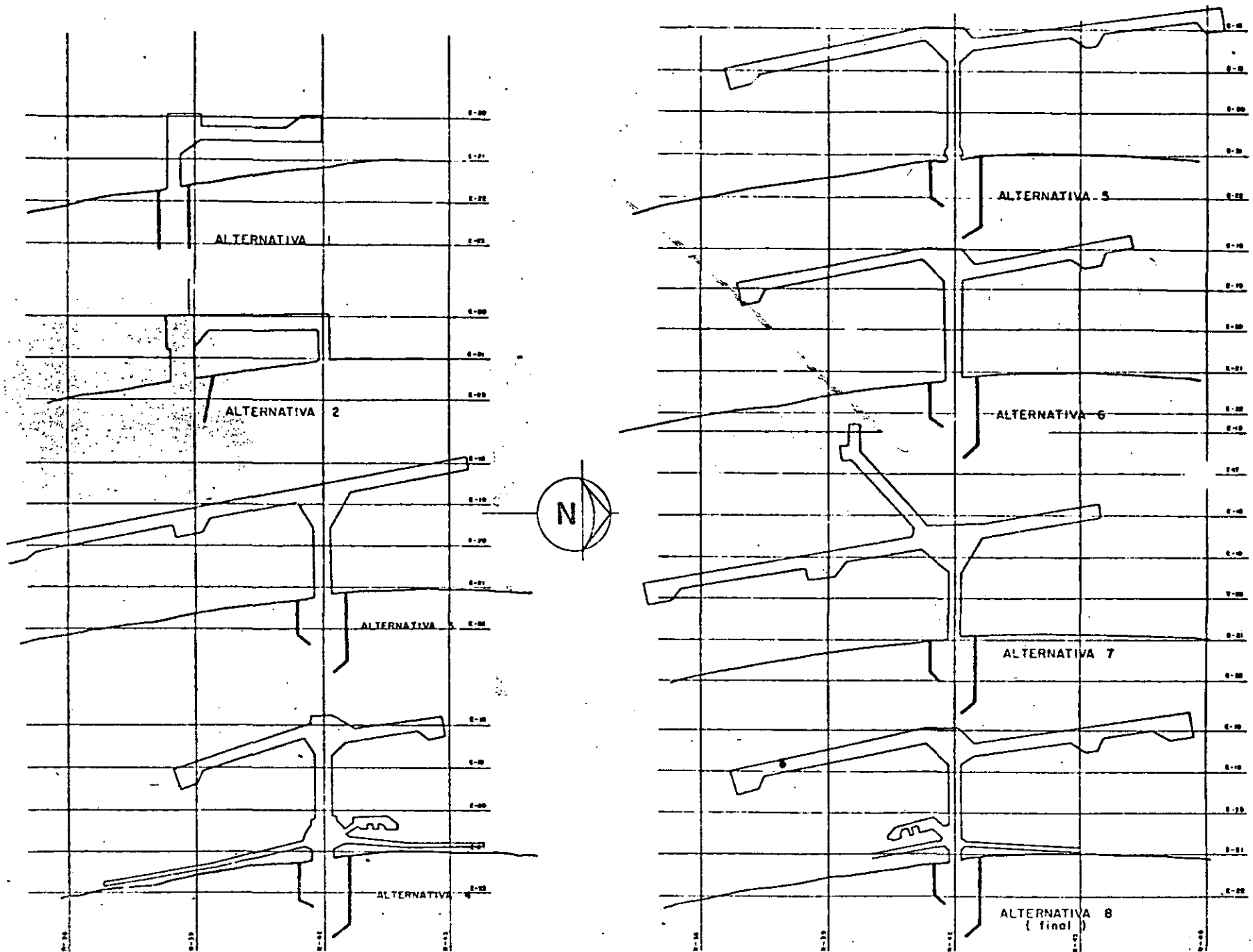
PARA AFINAR EL PROYECTO SE REQUERIA CONTAR CON UN LEVANTA--  
MIENTO QUE NOS REPRESENTARA LAS CURVAS DE IGUAL PROFUNDIDAD  
DE LA ROCA Y LAS CARACTERISTICAS DE SU SUPERFICIE.

DADA LA IRREGULARIDAD DE LA SUPERFICIE ROCOSA, DETECTADA --  
 CON 4 POZOS DE LAVADO, SE RECURRIO A UN ESTUDIO GEOLOGICO, -  
 EN EL CUAL SE EMPLEARON SONDEOS GEOFISICOS SISMICOS LOS CUA  
 LES SE COMPLEMENTARON CON LOS POZOS DE LAVADO PARA CALIBRAR  
 LOS RESULTADOS. DE ESA MANERA SE OBTUBIERON LAS CURVAS DE -  
 IGUAL PROFUNDIDAD Y EL ESPESOR INTEMPERIZADO DE LA ROCA.

LO ANTERIOR NOS PERMITIO TRAZAR EL PARAMETRO DEL VOLUMEN Y -  
 SINCRONELEVADOR CON EL COSTO MINIMO EN DRAGADO Y PROYECTO DE  
 CIMENTACION (A BASE DE MURO MILANO) CON UNA APROXIMACION --  
 BASTANTE ACEPTABLE DE LAS PROFUNDIDADES DE EXCAVACION DE --  
 LOS ELEMENTOS PORTANTES Y PANTALLAS DE LA INFRAESTRUCTURA.

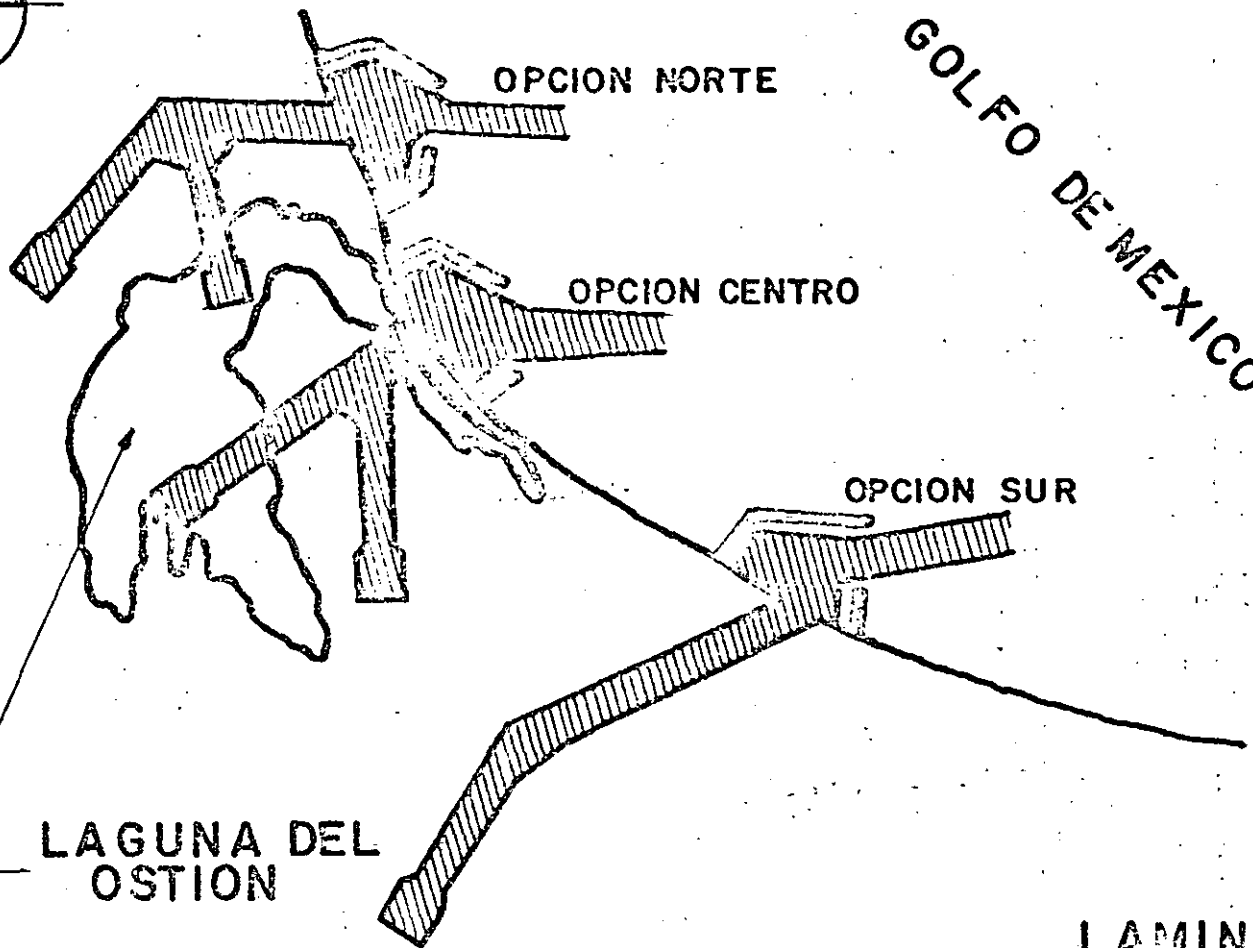
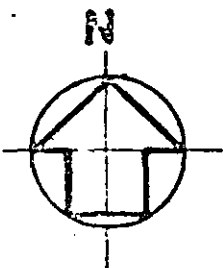
LA UTILIZACION DE LOS SONDEOS GEOFISICOS REDUNDO EN ECONOMIA  
 Y REDUJO LA INSERTIDUMBRE EN LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS.

LOS TRABAJOS PREVIOS DE MECANICA DE SUELOS Y GEOLOGIA REALIZADOS PARA EL PROYECTO DE LOS PUERTOS INDUSTRIALES DE ALTAMIRA, OSTION, DOS BOCAS, SALINA CRUZ Y LAZARO CARDENAS, SE PODRAN OBSERVAR EN LAS SIGUIENTES FIGURAS, TOMADAS DE LAS CONCLUSIONES DEL XI REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS.



ALTERNATIVAS DE UBICACION PARA EL PUERTO INDUSTRIAL

FIGURA III- 13



102

LAGUNA DEL OSTION

GOLFO DE MEXICO

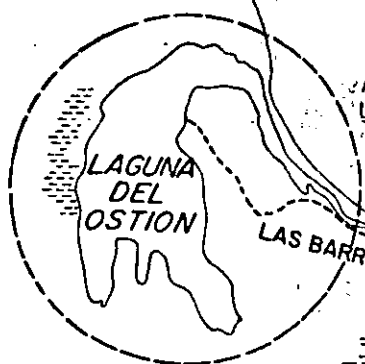
OPCION NORTE

OPCION CENTRO

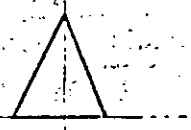
OPCION SUR

LAMINA N° 2

PUERTO INDUSTRIAL OSTION, VER	
DIVERSAS OPCIONES DE LOCALIZACION	



AREA EN QUE SE REALIZARON  
LOS ESTUDIOS PRELIMINARES



GOLFO DE MEXICO

COATZACOALCOS

AEROPUERTO

PAJARITOS

LA CANGREJERA

RIO COATZA COALCOS

NANCHITAL

MINATITLAN

XI REUNION NACIONAL DE MECANICA DE  
SUELOS, VERACRUZ.

LAGUNA DEL OSTION

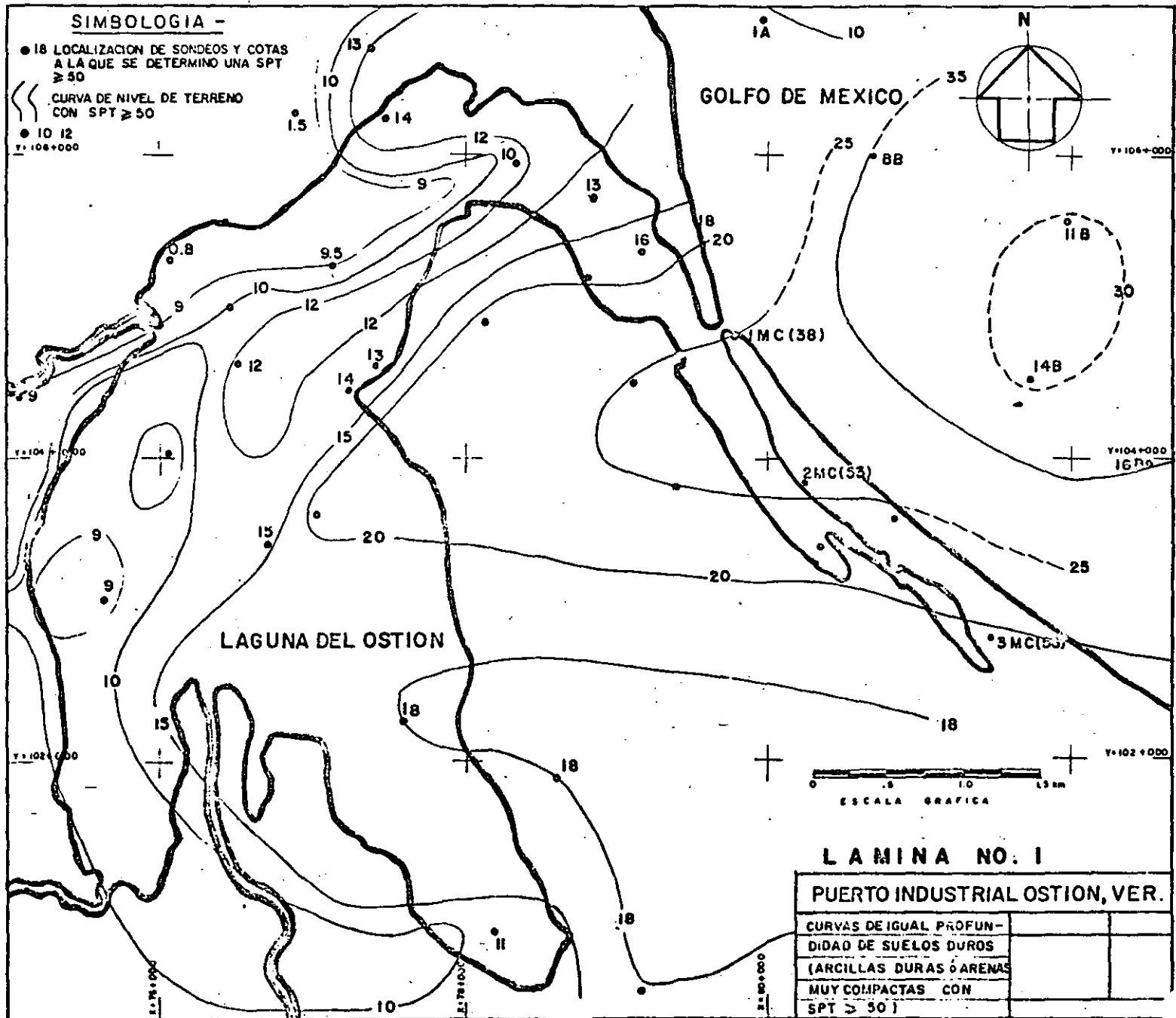
NOVIEMBRE DE 1982 FIGURA No. 1

**SIMBOLOGIA -**

● 18 LOCALIZACION DE SONDEOS Y COTAS  
A LA QUE SE DETERMINO UNA SPT  
≥ 50

— CURVA DE NIVEL DE TERRENO  
CON SPT ≥ 50

● 10 12  
V=104+000

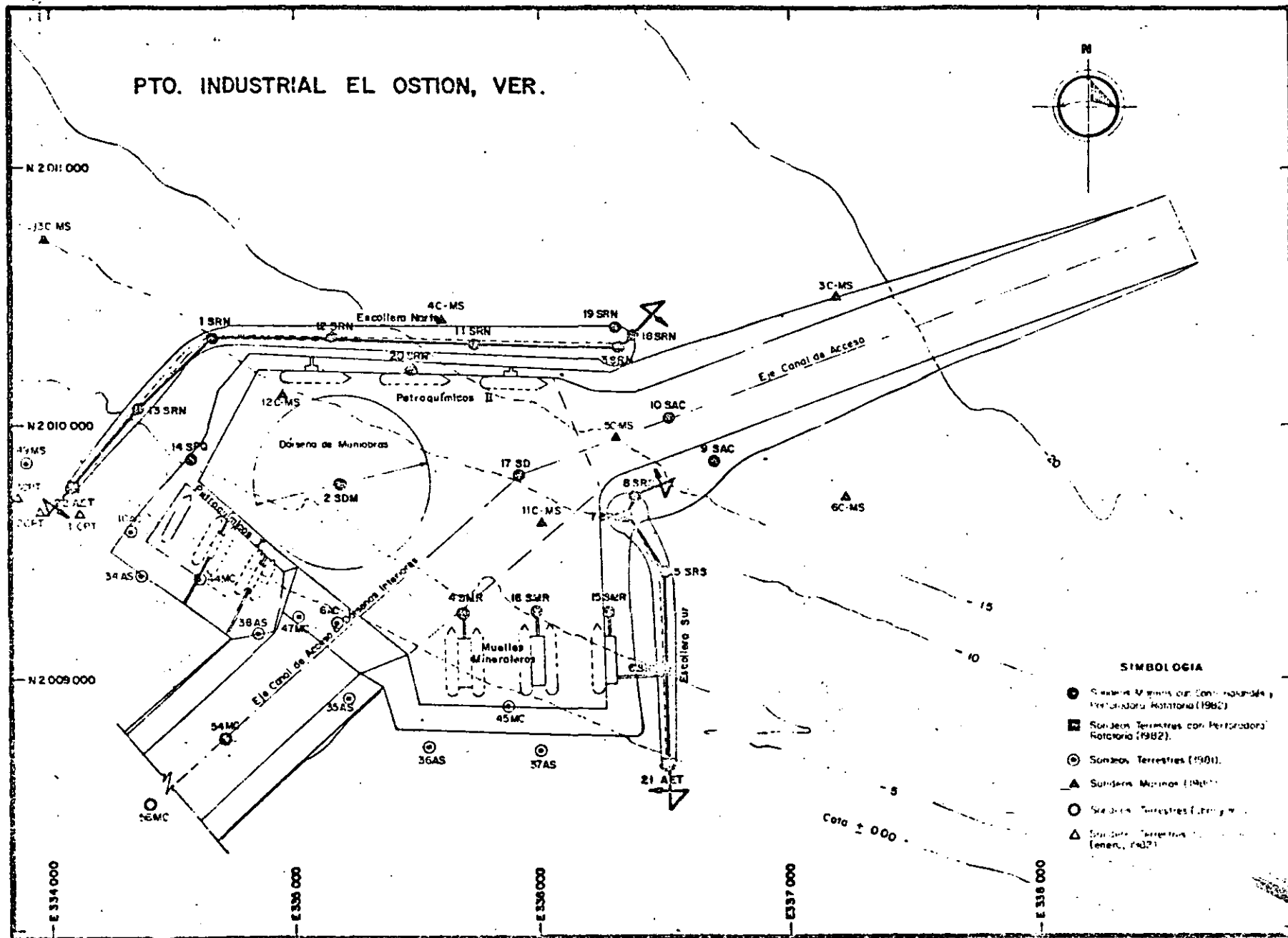


**LAMINA NO. I**

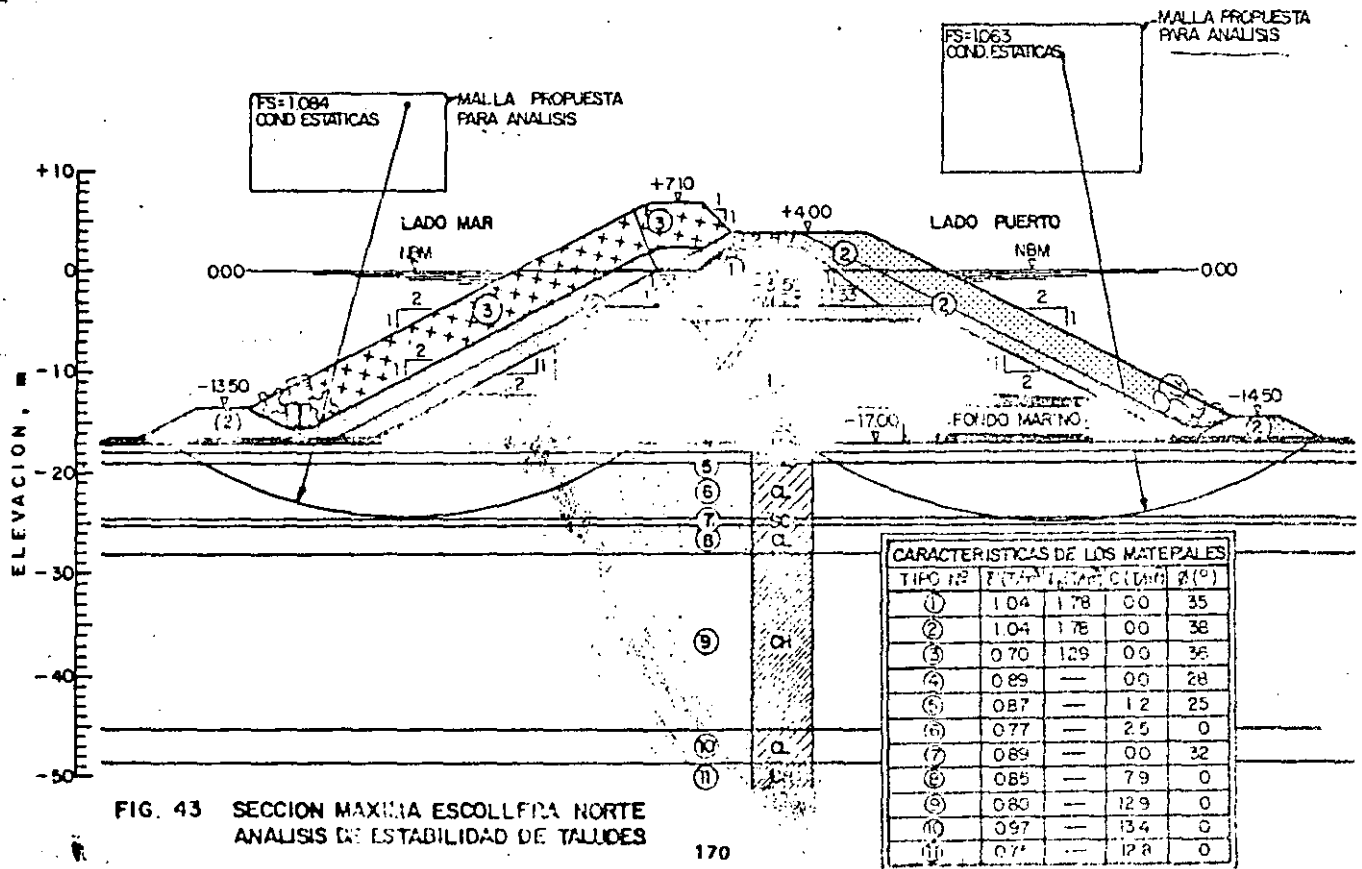
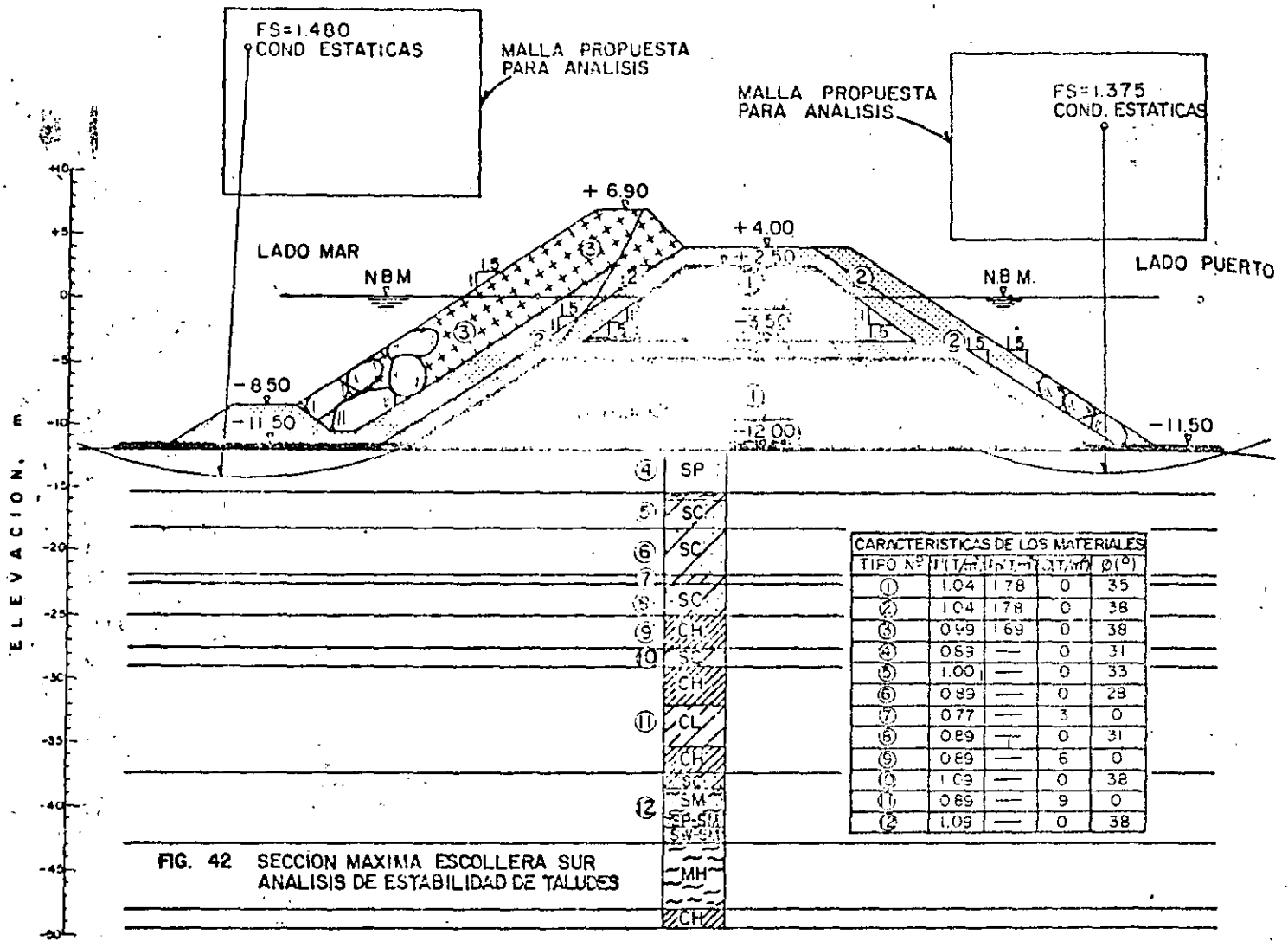
**PUERTO INDUSTRIAL OSTION, VER.**

CURVAS DE IGUAL PROFUN-		
DIDAD DE SUELOS DURES		
(ARCILLAS DURAS O ARENAS		
MUY COMPACTAS CON		
SPT ≥ 50)		





**FIG. 39 CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS MARINOS REALIZADOS Y ARREGLO GENERAL DE INSTALACIONES FUERA DE LA COSTA**



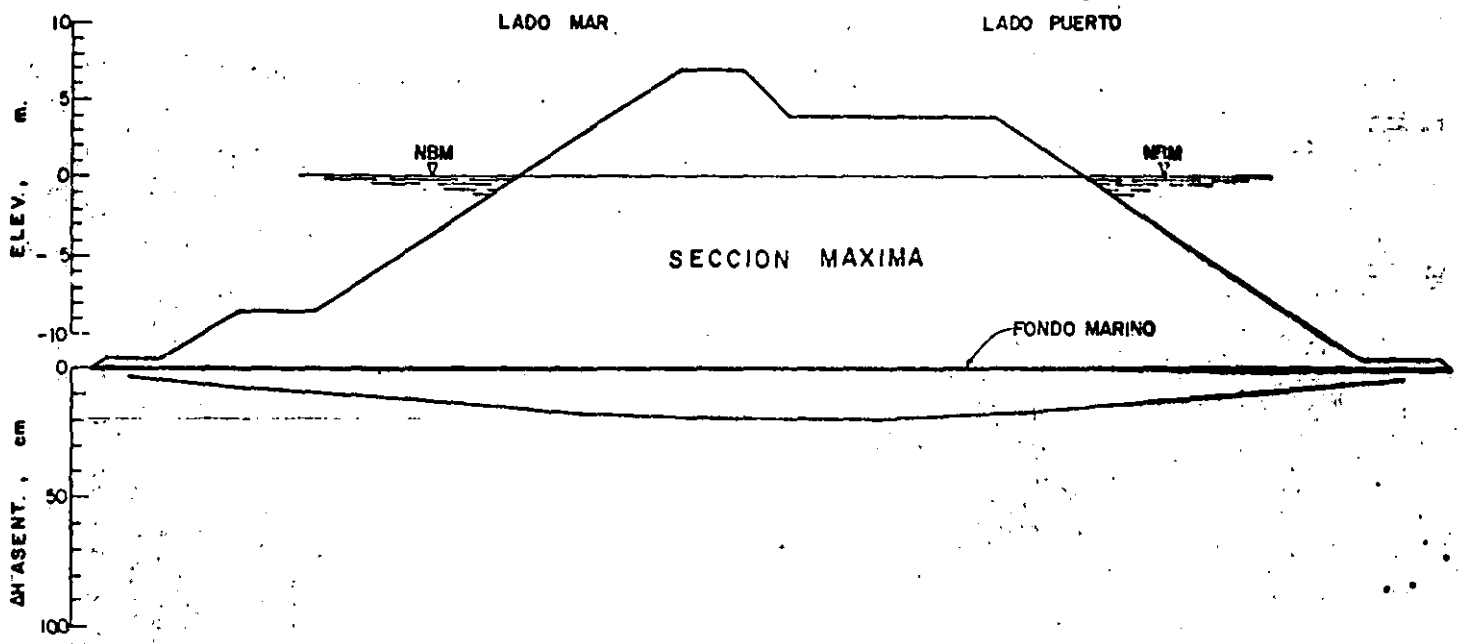


FIG. 44 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION BAJO ESCOLLERA SUR.

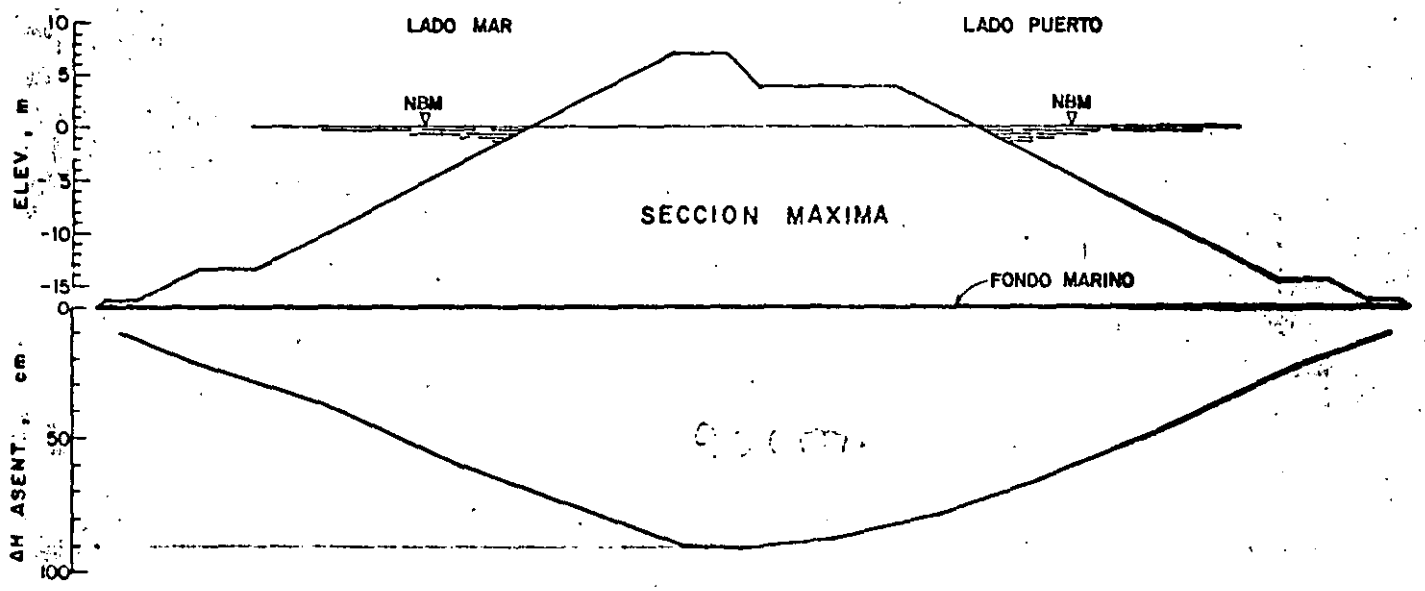


FIG. 45 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION BAJO ESCOLLERA NORTE.

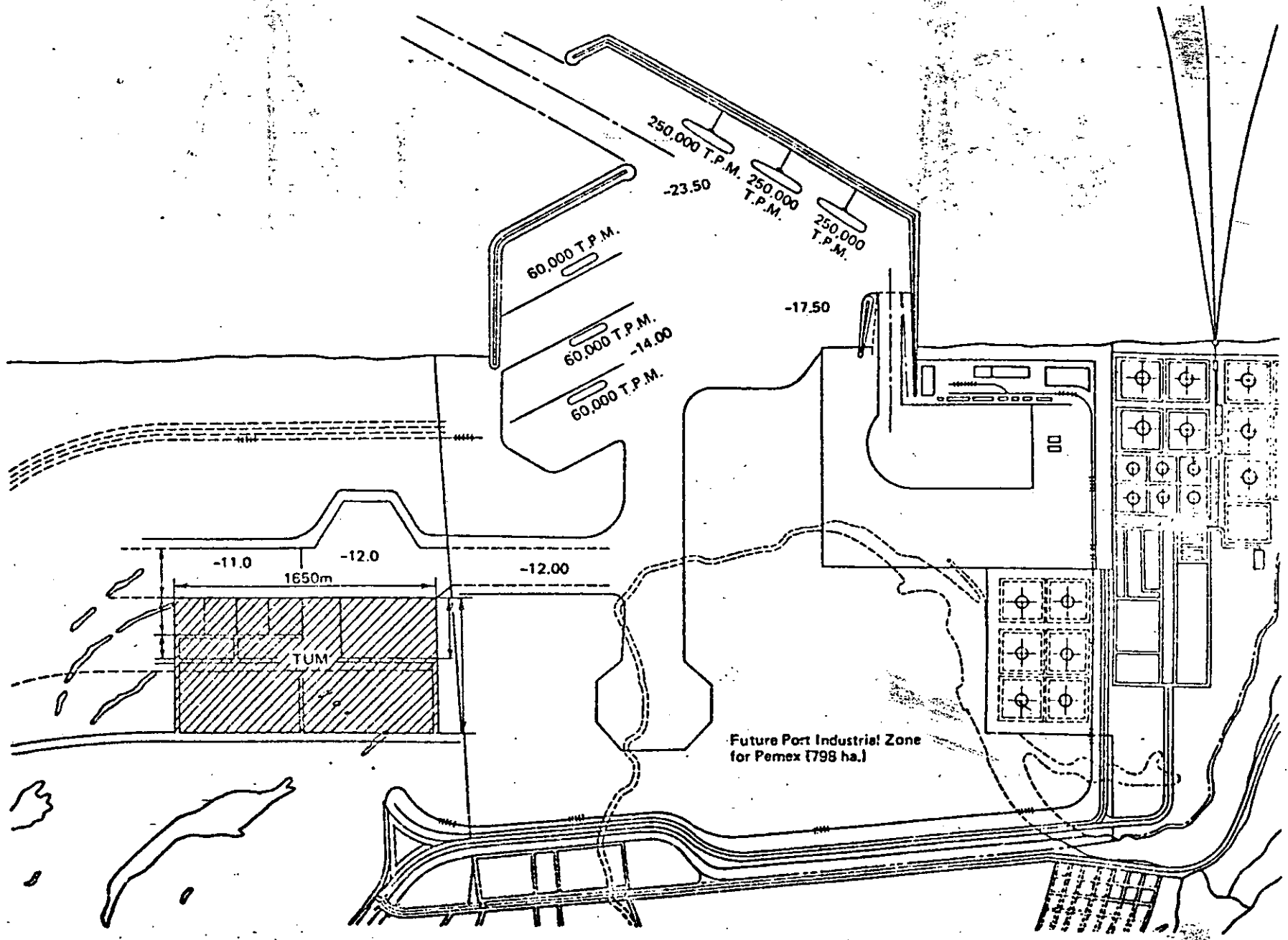


FIG. I. 3 PUERTO PETROQUIMICO PETROLERO PROYECTO DOS BOCAS TAB.

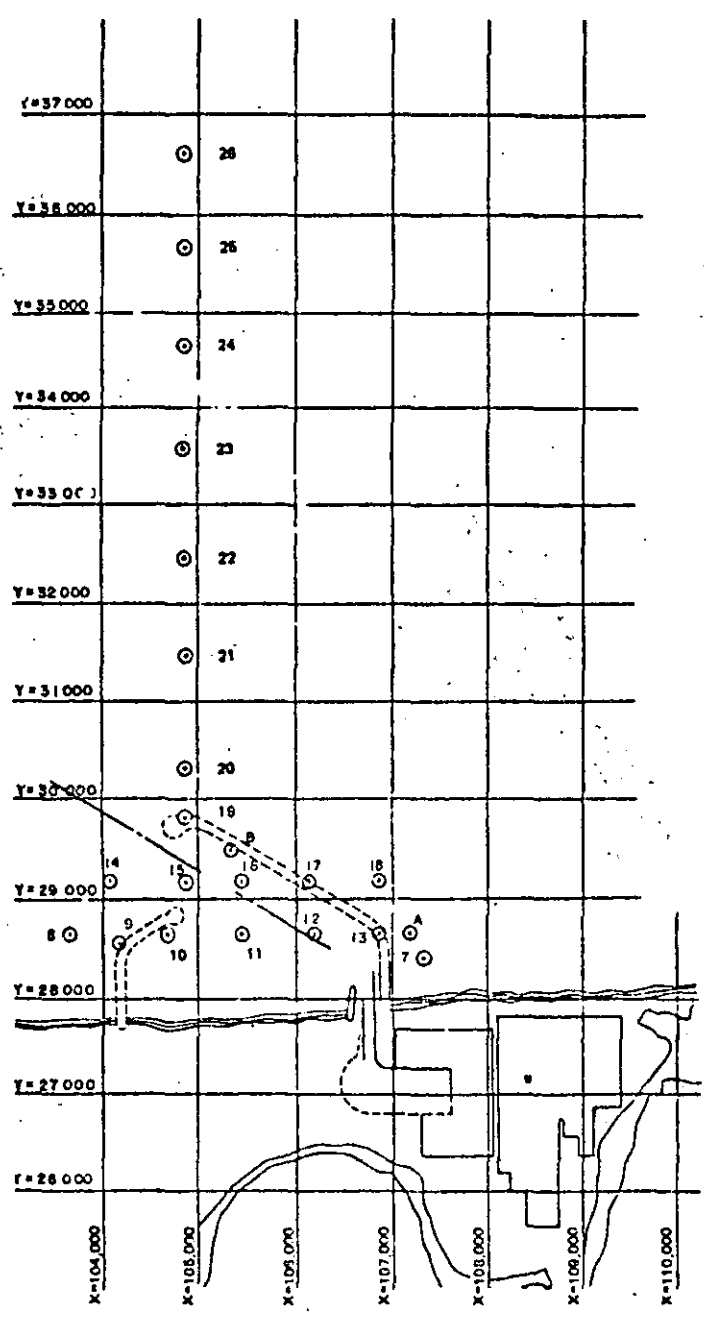


FIG. I.34 LOCALIZACION DE SONDEOS MARINOS FASES I Y II.  
PROYECTO DOS BOCAS, TAB.

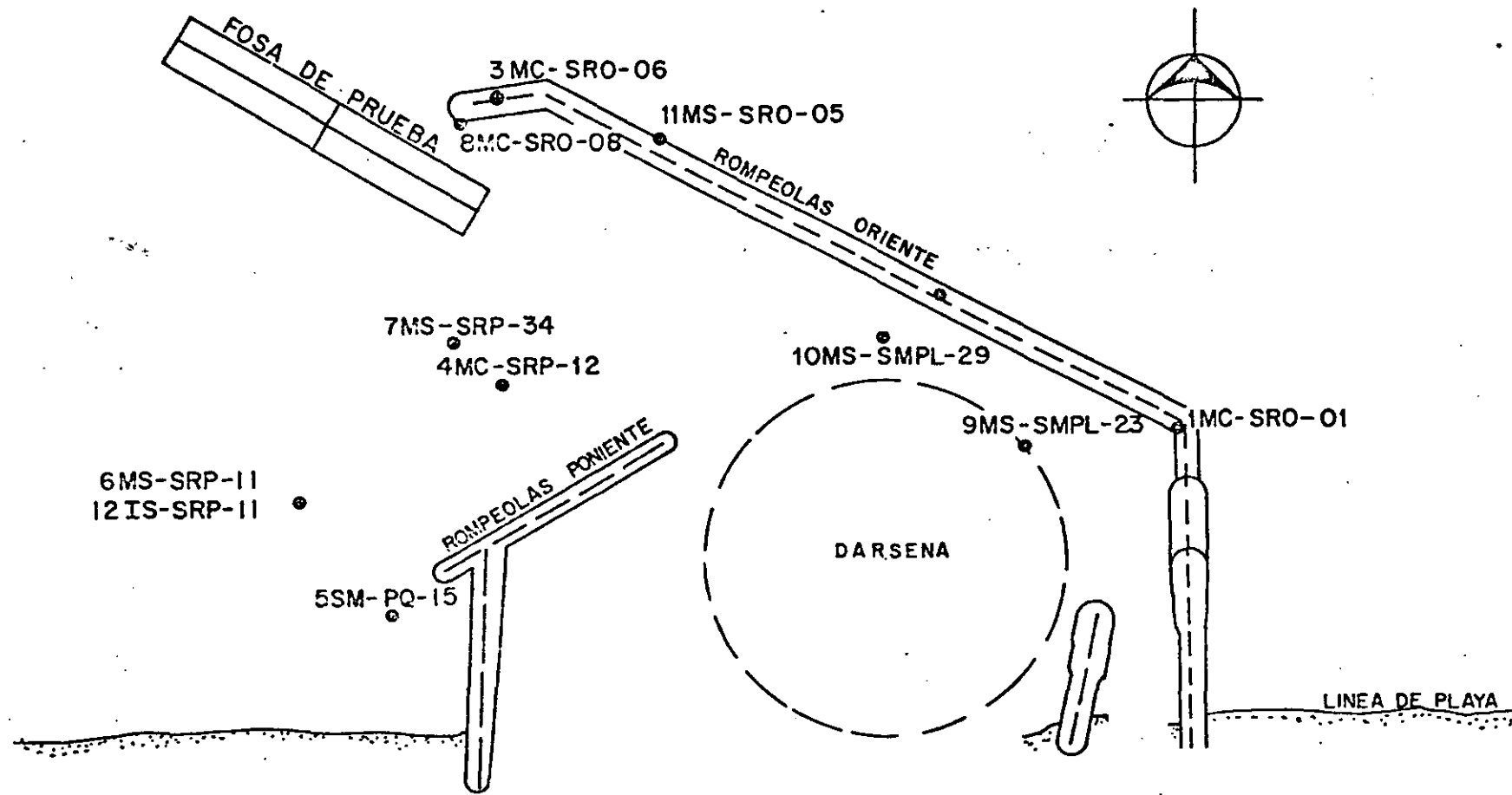
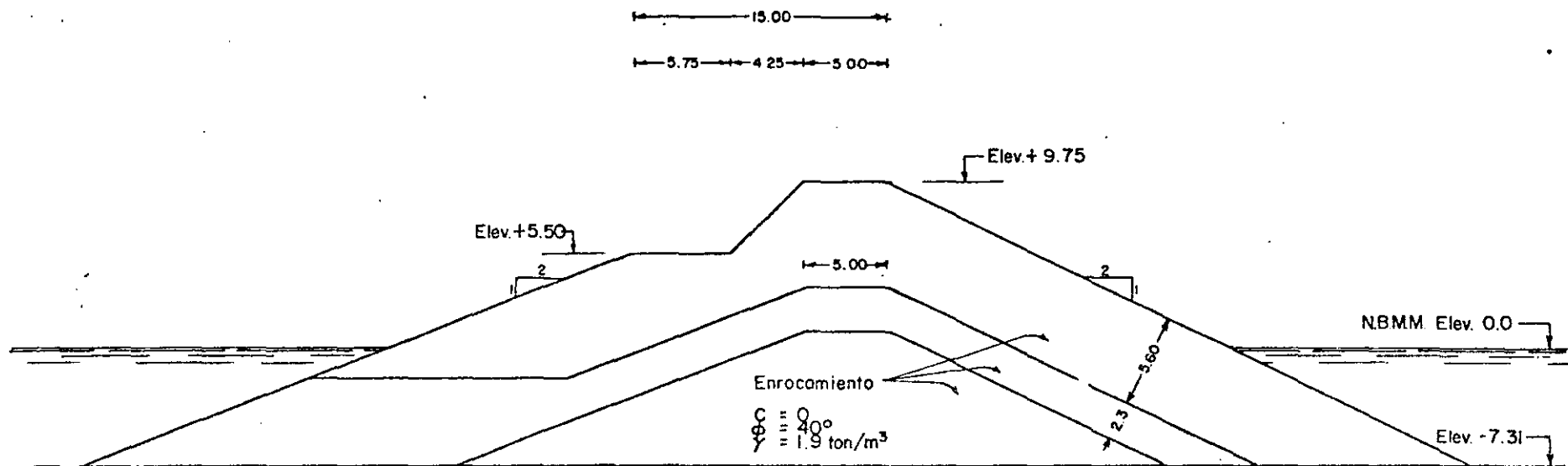
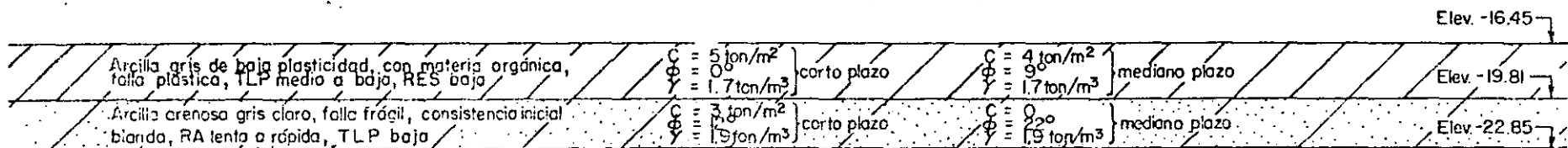


FIG. I.39 LOCALIZACION DE LOS SONDEOS GEOTECNICOS EN LA FASE III DE EXPLORACION MARINA.



Arena fina limpia y con pocos finos limosos café y gris

$C = 0$   
 $\phi = 30^\circ$   
 $\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$



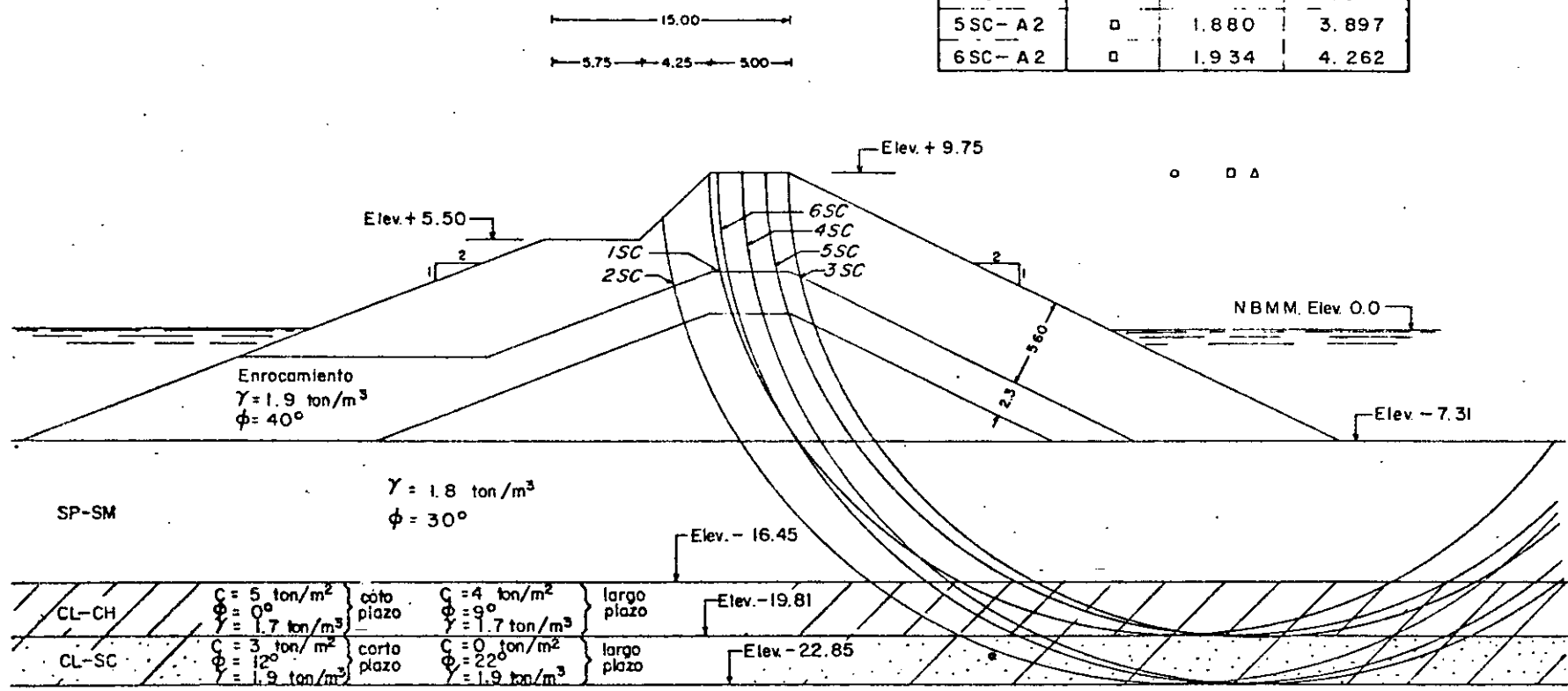
Arena fina ligeramente arcillosa, gris claro

$C = 0$   
 $\phi = 30^\circ$   
 $\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$

Notas: -Escala 1:400  
 -Acotaciones y Elevaciones en metros

FIG. I.37 SECCION DE ENROCAMIENTO PROPUESTA PARA EL ROMPEOLAS, PUERTO PETROQUIMICO Y PETROLERO. DOS BOCAS, TAB.

Círculo	Factores de Seguridad Bishop		
	Símbolo	Corto Plazo s/sismo	Largo Plazo c/sismo
1SC-A2	o	1.801	3.725
2SC-A2	o	2.057	5.158
3SC-A2	Δ	2.058	4.656
4SC-A2	Δ	1.935	4.054
5SC-A2	□	1.880	3.897
6SC-A2	□	1.934	4.262



ESC. 1:400

FIG. I. 10 SUPERFICIES DE FALLA Y FACTORES DE SEGURIDAD OBTENIDOS PARA LA ALTERNATIVA A BASE DE ENROCAMIENTO.





ZONA INDUSTRIAL PORTUARIA

PUERTO INDUSTRIAL Y COMERCIAL

AREA DE CIABOSAS

ZONA PEIEX

DARSENA

ANTEPUERTO

SALINA CRUZ

BAHIA SALINA DEL MARQUES

GOLFO DE TEHUANTEPEC

PUERTO PETROLERO  
Distancia - 2200

NOTAS:

- Equipamiento en metros referidos al Nivel de Bajas Mareas (Nivel C.M.M.) con elev. 0.00
- Las referencias indicadas en los planos, corresponden al sistema de coordenadas geográficas adoptado por OTEVAL.

PUERTO INDUSTRIAL Y COMERCIAL  
MUELLES DE CARGA GENERAL Y CONTENEDORES

LOCALIZACION GENERAL  
SALINA CRUZ, OAX.

FIG. No. 1

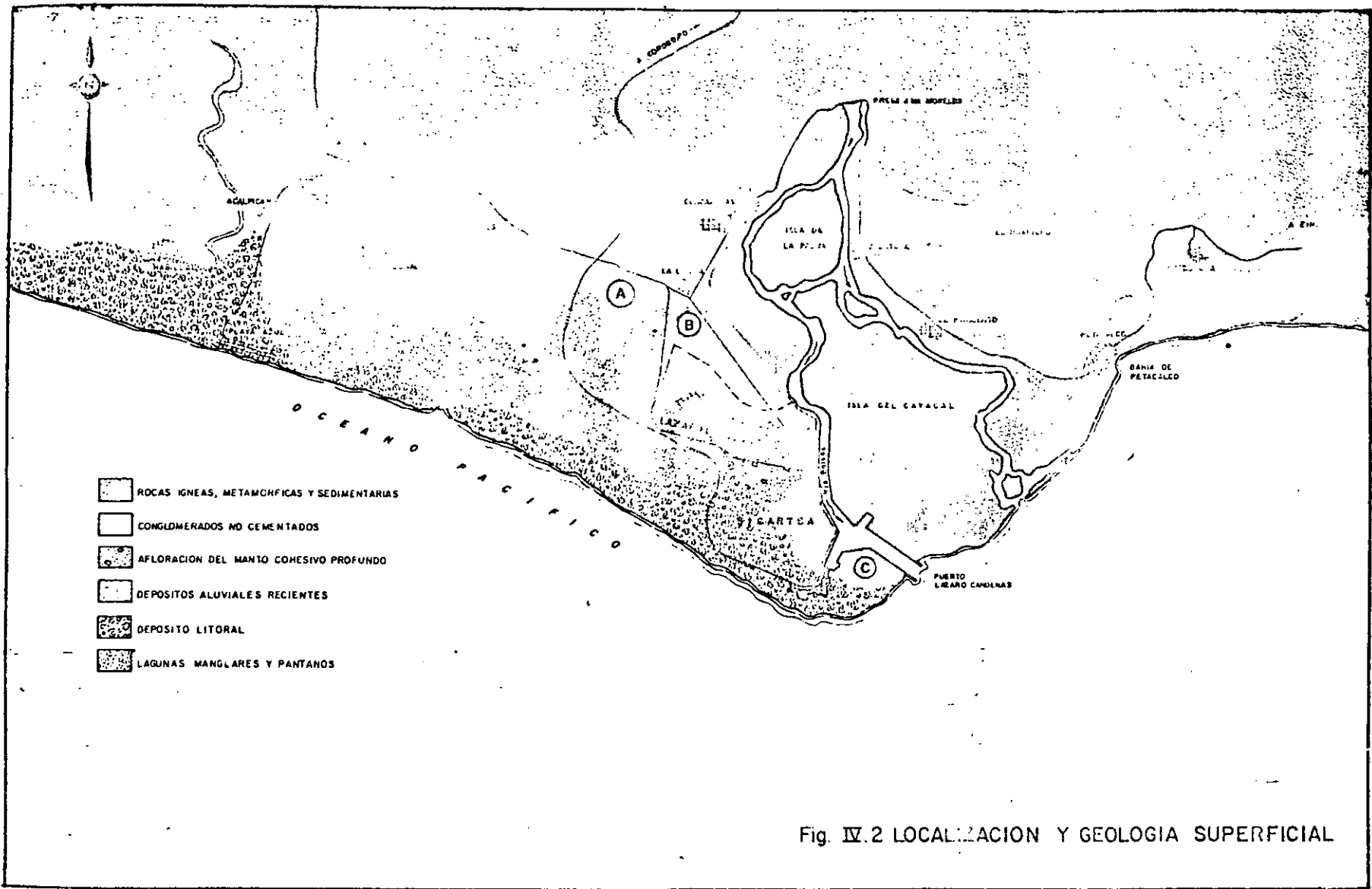


Fig. IV.2 LOCALIZACION Y GEOLOGIA SUPERFICIAL

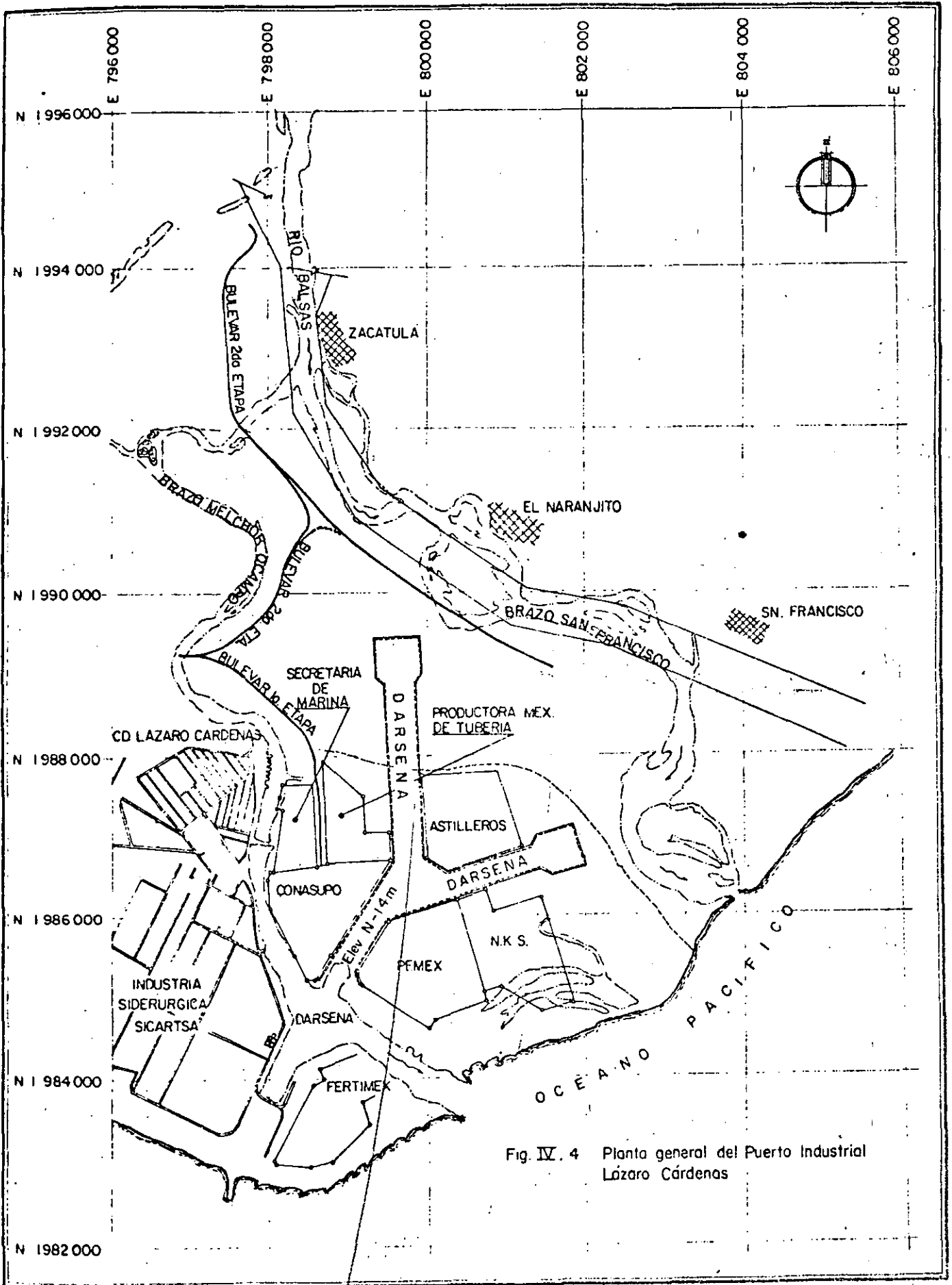


Fig. IV. 4 Planta general del Puerto Industrial Lázaro Cárdenas

PERSPECTIVAS DE LA UTILIZACION DE ESTUDIOS GEOLOGICOS EN --  
OBRAS MARITIMAS.

ZONAS PROXIMAS A LA DESEMBOCADURA DE LOS RIOS:

CON FINES DE APROVECHAMIENTO DE LOS RIOS PARA FINES DE NAVEGACION O LA ESTABILIZACION DE LA BOCA PARA EVITAR INUNDACIONES RIOS ARRIBA SE HACE NECESARIO EL ESTUDIO GEOLOGICO DE --  
DICHAS BOCAS.

DADO QUE LA MAYOR PARTE DE LOS RIOS DEL GOLFO DE MEXICO HAN TENIDO CURSOS DIVAGANTES EN SU DESEMBOCADURA, LAS FORMACIONES COSTERAS PROXIMAS A DICHOS RIOS PRESENTAN UNA GRAN ERRATICIDAD EN SUS CARACTERISTICAS FISICAS.

LOS DELTAS DEBIDO A ESA ERRATICIDAD ESTAN FORMADOS POR UN --  
SINUMERO DE TIPOS DE SUELO, NORMALMENTE DE LENTES DE GRAVA, ARCILLA Y LINO QUE DIFICULTA EL PROYECTO DE LAS OBRAS PARA LA ESTABILIZACION DE LAS DESEMBOCADURAS Y DE LAS ESTRUCTURAS QUE SE PROYECTEN EN DICHA ZONA. LO ANTERIOR TAMBIEN SE VE --  
AFECTADO POR LA DISMINUCION DE APORTES DE MATERIAL EN SUS--  
PENCION QUE SE DEPOSITA EN LA DESEMBOCADURA POR EFECTO DEL CONTROL DE FLUJO POR LA CONSTRUCCION DE UNA PRESA, LO QUE --  
TIENDE A MODIFICAR LA GEOMETRIA COSTERA.

PARA EL PROYECTO DE OBRAS MARITIMAS EN LA VECINDAD DE LA DESEMBOCADURA DE RIOS ES NECESARIO CONTAR CON LA HISTORIA GEOLOGICA DE LA ZONA Y CONTAR CON LA ESTRATIGRAFIA TANTO DE --

TIERRA COMO DEL FONDO MARINO A PROFUNDIDADES QUE REQUIERA EL PROYECTO.

PARA OBRAS DE GRAN TAMAÑO COMO LOS PUERTOS COMERCIALES E INDUSTRIALES, TANTO PARA LOS ROMPEOLAS, MUELLES Y INSTALACIONES INDUSTRIALES, SE REQUIERE EL CONOCIMIENTO DEL TERRENO A PROFUNDIDADES DE 30 A 40 M.

LOS SONDEOS GEOFISICOS COMPLEMENTARIOS CON SONDEOS DIRECTOS NOS PERMITIRAN DETERMINAR EL TIPO, NUMERO Y PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS DETALLADOS DE MECANICA DE SUELOS.

PARA PILOTES TRABAJANDO POR PUNTA SE REQUIEREN PROSPECCIONES A VEZ Y MEDIO LA LONGITUD DEL PILOTE.

PARA OBRAS MENORES, DEL TIPO PESQUERO SERAN MENORES LAS PROFUNDIDADES DE PROSPECCION.

LOS ESTUDIOS DE ESTE TIPO REALIZADOS A LA FECHA, HAN REPRESENTADO INVERSIONES MENORES AL 0.2% DEL VALOR DE LA OBRA ESPECIFICA CONSTRUIDA Y HA PERMITIDO CONTAR CON PROYECTOS CON UN ALTO GRADO DE FONFIABILIDAD. SIN EMBARGO ES NECESARIO CONSIENTIZAR A LOS RESPONSABLES DE PROYECTOS DE OBRAS MARITIMAS PARA LA REALIZACION DE ESTUDIOS GEOLOGICOS COMO NECESARIA PREVIA A CUALQUIER PROYECTO YA QUE SUS BONDADES LO CATALOGAN COMO UNA INVERSION Y NO COMO UN GASTO.

ZONA COSTERA DE LA PENINSULA DE YUCATAN:

LA PENINSULA DE YUCATAN, CARACTERIZADA POR SU FORMACION DE RO

CAS SEDIMENTARIA DE ORIGEN CALCAREO, LE CONFIERE UNA PARTICU-  
LARIDAD DIFERENTE AL RESTO DE NUESTRAS COSTAS.

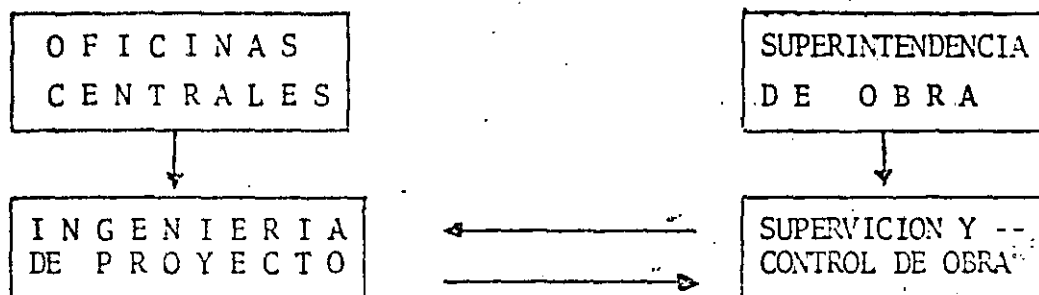
LA FRONTERA DEL FONDO ROCOSO, SE ENCUENTRA A DIFERENTES PRO-  
FUNDIDADES CON RESPECTO AL NIVEL DEL MAR. POR LO GENERAL SE  
ENCUENTRA CUBIERTA DE UNA CAPA DE ARENA FINA DE VARIOS ESPE-  
SORES.

PARA EL PAROVECHAMIENTO DE LA COSTA PARA FINES DE NAVEGACION,  
SE REQUIERE EFECTUAR DRAGADOS PARA LA FORMACION DE CANALES -  
DE NAVEGACION Y DARSENAS EN DONDE PUEDAN ATRACAR LAS EMBARCA-  
CIONES.

PARA PUERTOS PESQUEROS CON ESPECIALIDAD DENOMINADA DE ESCAMA  
SE NECESITAN DEL ORDEN DE 4 M. DE PROFUNDIDAD PARA BARCOS DE  
CABOTAJE Y CHALANES DE 6 M. SON SUFICIENTES.

LOS BARCOS DE ALTURA PARA PRESTAR SERVICIO AL COMERCIO INTERNA-  
CIONAL ENTRE 8 Y 10 M. DADA LA CONFIGURACION DE LA COSTA PENIN-  
SULAR, ES DIFICIL ENCONTRAR LUGARES O ZONAS EN DONDE LA ROCA -  
SE ENCUENTRE A LAS PROFUNDIDADES SEÑALADAS. SIN EMBARGO PARA -  
EL DESARROLLO COSTERO DE ESA REGION ES IMPERATIVO LOCALIZAR ZO-  
NAS EN DONDE LA PROFUNDIDAD DE LA ROCA CALIZA YA MENCIONADA SE  
ENCUENTRE A LAS PROFUNDIDADES MENCIONADAS, PARA DE ESA MANERA  
SEAN FACTIBLES DE DRAGAR LAS ARENAS SIN NECESIDAD DE TOCAR LA  
ROCA PARA ABATIR COSTOS Y PROPICIAR LA FORMACION DE PUERTOS IN-  
TERIORES TAN NECESARIOS EN DICHA REGION.

## RETROALIMENTACION OFICINA - OBRA



### AREAS CON PRIORITARIA DE CAPACITACION:

- TECNICAS DE BUCEO A MANDOS MEDIOS DE SUPERVISION E INGENIEROS CIVILES.
- MANEJO DE INSTRUMENTOS, TALES COMO: MONITORES DE TELEVISION Y FOTOGRAFIA SUBACUATICA.
- POSICIONADORES Y ECOSONDAS.
- LABORATORIO DE HIDRAULICA MARITIMA CON GENERADORES DE OLEAJE ALEATORIO.
- INGENIERIA DE COSTAS EN ASPECTOS DE:  
EROSION AL PIE DEL TALUD.
- MECANICA DE SUELOS: HUNDIMIENTO DEL FONDO MARINO POR EFECTOS DEL PESO DE LA ESTRUCTURA.
- GEOLOGIA EN PEDRERAS: RELACION ENTRE LOS ESTUDIOS IN SITU Y LAS CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES QUE SE OBTENDRAN.



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

GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

P R E S A S

- 1 GEOLOGY  
H. Thomas, 1976, The Engineering of Large Dams, Wiley Vol. I y II, 767 pp
- 2 DAMS AND DAM SITES  
Bell, FG., 1980, Engineering Geology and Geotechnics, Butterworth, 497 pp.
- 3 CURRENT TRENDS IN DESIGN AND CONSTRUCTION OF EMBANKMENT DAMS  
S.D. Wilson & R.J. Marsal, 1979, Embankment Dams, American Society of Civil Engineers, 125 pp.
- 4 ENGINEERING GEOLOGY FOR CONCRETE  
F.H. Kulhany, 1981, Geotechnical Engineering for Hydro Projects, American Society of Civil Engineers, 246 pp.
- 5 ENGINEERING GEOLOGY OF THE MICA AND REVELSTOKE DAMS  
A.S. Imrie & A.R. Bourne, 1981, FIELD GUIDES, Calgary, Can
- 6 BIBLIOGRAFIA

ING. TOMAS LUGO IBARRA  
NOVIEMBRE DE 1985



# Geology

For the engineering of a large dam, geological services are required in three main areas:

- The safety of the dam on its foundations;
- The watertightness of the reservoir basin; and
- The availability of natural materials for its construction.

The Engineering Geologist is therefore a key member of the team; the wider his experience on engineering projects the greater will be his contribution. Very close liaison must be maintained between the Engineering Geologist and the Engineers—commencing in the earliest days of investigation to ensure the feasibility of the project, continuing through the design stage to establish the significance of all geological exposures (cores, shafts, trenches, adits) and terminating only when construction has either proved that geological conditions revealed are in conformity with the premises adopted in design, or has made possible proper evaluation of any conditions not foreseen in the earlier stages.

Since every large dam should be under some form of regular surveillance for its entire life, it is essential that full geological records be available. It is in the national interest that all geological information derived during the construction of a dam be incorporated in the records of regional geology.

In many instances Engineers have had adequate knowledge of rock properties but have failed to appreciate the significance of the rock formations. Most rocks have adequate strength; their weakness is in the orientation and dip of discontinuities (joints, seams, faults, folds, etc.) relative to the loading from the dam, as well as the infilling material in, and depth of, weathering in such discontinuities. The strength of rocks, soils and infilling material can be measured in the laboratory. The important function of the Engineering Geologist is to map the boundaries within which such values can be applied for design and to advise the Engineer on the relevance of what must necessarily be small samples.

Seismic action has destroyed some large dams and seriously damaged others, whilst the disaster at Vaiont Dam, Italy,<sup>1</sup> highlighted the effects of a major landslide into a reservoir (Chapter 3). Similar landslides are not uncommon, for instance, on 22nd March, 1959, a slide involving 3 million cubic meters of material fell into the Mae Reservoir—Pontesei Arch Dam, Italy;<sup>2</sup> a wave several metres high passed over the crest but fortunately did no significant damage to the dam.

There are in the world today several large dams that retain no water; the reservoir sites overly cavernous limestone formations. In some cases remedial action has extended over many years at costs far exceeding those of the dams; at other sites the dams have been abandoned.

Availability of natural materials for construction of the dam will affect its cost; where foundation conditions do not govern, the cost on site of such materials may, in fact, determine the type of dam to be built.

The safety, viability and cost of a dam are therefore all dependent upon geology. Mutual understanding between the Engineer and the Engineering Geologist is essential if a dam is to be properly engineered. For this reason terminology is particularly important—they must use the same technical language and records must be commonly understood.

Unfortunately no two sites are the same, nor have rocks the same properties. Uniformity in description is therefore a prerequisite to understanding.

Rocks can be classified in accordance with their mechanical properties:

1. Uniaxial Compressive Strength
  - (a) Weak—less than 35 MPa
  - b Strong—35–115 MPa
  - c Very Strong—greater than 115 MPa.
2. Pretailure Deformation
  - a: Elastic
  - b Viscous
3. Failure Characteristics
  - a Brittle
  - b Plastic
4. Gross Homogeneity
  - a Massive
  - b Layered
5. Continuity in Formation
  - a Solid—joint spacing greater than, say, 2 m
  - b Blocky—joint spacing 1 to 2 m
  - c Broken—fragmented.

It is also helpful to have some standard description of weathering. The following definitions appeared in the *Quarterly Journal of Engineering Geology*, U.K., 1970, and appear to be appropriate:

- Fresh Rock:** No visible signs of weathering
- Slightly Weathered:** Penetrative weathering developed in open discontinuity surfaces but only slight weathering of rock material;
- Moderately Weathered:** Weathering extends throughout the rock mass, but the rock is not friable;
- Highly Weathered:** Weathering extends throughout the rock mass, but the rock material is partly friable;
- Completely Weathered:** Rock is wholly decomposed, and in a friable condition but rock texture and structure are preserved;
- Soil:** A soil material with the original texture, structure and mineralogy of the rock completely destroyed.

Other terminology that should be understood would refer to geological formations:<sup>1</sup>

*Bedding Planes* are the planes marking the termination of one sedimentary deposit and the beginning of another; they usually constitute a

weakness along which the rock tends to break.

*Foliation.* In rocks that have been subjected to heat and deforming pressures during regional metamorphism, some new minerals such as muscovite and biotite mica, talc and chlorite may be formed by recrystallization. These new minerals are arranged in parallel layers of flat or elongated crystals—the property of foliation. Because the rock was once deeply buried and has been uncovered, it tends to expand and separate along the foliations, Fig. 7.01.

*Joints* are fractures along which no movement has occurred. All rocks are jointed to some extent and weathering occurs in these joints. They offer pathways for water, any clay infilling offering little resistance to sliding.

*Faults* are fractures along which movement has occurred. They may range from rather inconspicuous slip planes a few metres long to brecciated zones hundreds of metres wide and many kilometres long. The movement may have formed a zone that is so crushed and chemically altered as to be unable to support any weight. The presence of faults may be recognized from such physical features as

- Offset of beds, dykes or veins;
- Slickensides;
- Gouge;
- Brecciation or crushing;
- Topographic features such as escarpments, linear trenches or sag valleys, offset alignment of vegetation—Fig. 7.02.

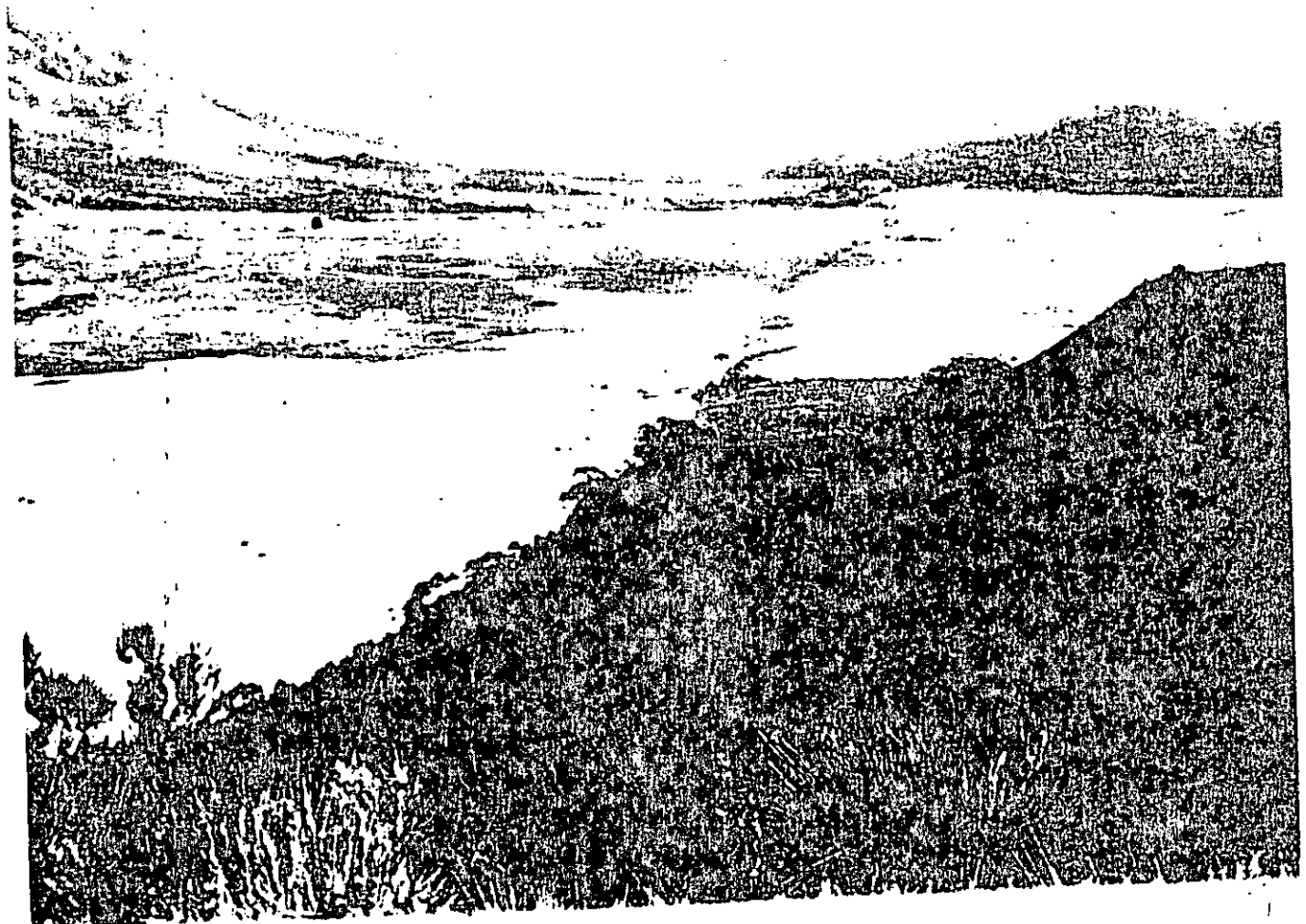
## 7.1 Regional Geology

To plan the detailed investigations of a dam-site it is advantageous to have some knowledge of both global and regional geology. The former will provide a picture of geomorphic and seismic history and possible crustal stresses, the latter will identify the ages of formations—Table 7.1—the location of major faults, and possibly the date of last movement thereon; it will also provide explanation of the erosion processes by which the existing topography was formed. It should reveal any glacial preconsolidation, past and potential landslides, the existence of karstic formations and the natural processes responsible



7.01

7.02



for weaknesses revealed in the local geology. Unfortunately many regional maps have been compiled from inadequate or insufficient information and care must therefore be exercised in their interpretation.

Colour and infra-red aerial photography is now possible in most countries, whilst for some, satellite photographs with colour differentiation are beginning to revolutionize the identification of regional geology—especially the extent, continuity and significance of major geological structures that are not readily recognizable from aerial or ground observations.

Table 7.1. Geological Time Scale

Era	Period	Epoch	Age (in years)
Cenozoic	Quaternary	Recent	0–15 000
		Pleistocene	15 000–3 000 000
	Tertiary	Pliocene	3–20 million
		Miocene	20–40
		Oligocene	40–50
Mesozoic		Eocene	50–70
		Cretaceous	70–135
		Jurassic	135–190
		Triassic	190–220
Palaeozoic		Permian	220–280
		Carboniferous	280–345
		Devonian	345–395
		Silurian	395–430
		Ordovician	430–500
		Cambrian	500–600
Precambrian		Proterozoic	600 plus million
		Archaean	3000 million

Table follows J. Verhoogen et al. *The Earth—An Introduction to Physical Geology*. 1970, Holt, Rinehart & Winston, New York.

It is essential to establish, as early as possible, the general geological formations of the region. Preliminary reconnaissance should therefore be concentrated in areas where rock *in situ* is exposed—usually on the mountain ridges and in the beds of streams. The possibility of leakage from the filled reservoir 'A' into an adjacent stream 'B' should not be overlooked, Fig. 7.03.

Chemical analysis of the water in various tributaries and the main stream will indicate the

Fig. 7.01 Folded quartzite

Fig. 7.02 Edgar fault, Australia

presence of limestone, whilst inconsistencies between analyses or water quantities may reveal the presence of karstic formations. The analyses will also warn the Engineer of possible characteristics that might affect his choice of materials.

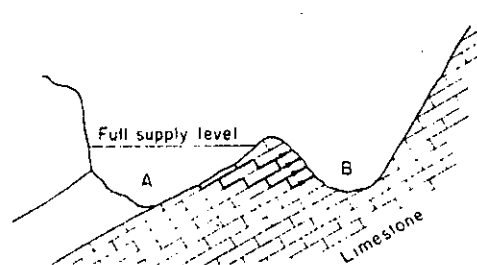


Fig. 7.03 Possible leakage through limestone series

At most sites, geological interpretation is by inference and its accuracy will be proportional to the amount of work done. This will apply particularly to complicated limestone areas where a wrong decision might well lead to an empty reservoir. This is well illustrated by one site in Tasmania where the first exploration revealed limestone outcrops in the river both upstream and downstream from the damsite. As the whole region was known to have suffered much folding, a simple interpretation would be that shown in Fig. 7.04. Since limestone was known to be permeable, this site might well have been condemned as being unlikely to hold water. However, work was continued over several seasons in which time various structural interpretations were suggested, Fig. 7.05(A) and (B). Finally a combination of detailed field mapping and deep drilling produced acceptable evidence of a watertight\* geological structure, Fig. 7.06.

## 7.2 Local Geology

It is important not to restrict the extent of local geological investigation. It should cover not only the damsite but the whole works area.

\* Author's Note. The above is given only to emphasize the need for thorough investigation; the full story of this particular site is published in the *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 7, No. 2, 1974, 'Investigations into the Watertightness of the proposed Gordon Olga hydro electric storage in South Western Tasmania', G. T. Roberts and M. Andric.

Fig. 7.04

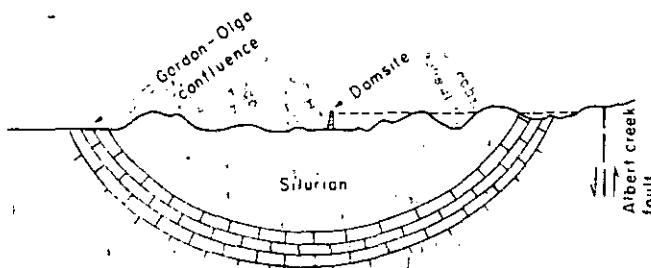


Fig. 7.05(A)

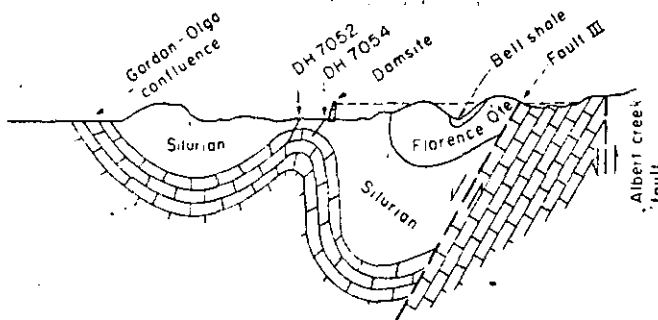
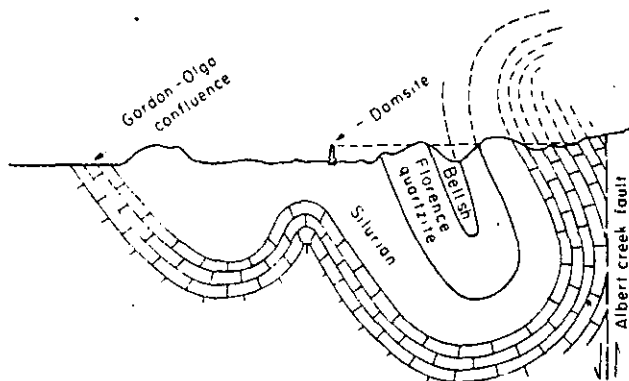


Fig. 7.05(B)



#### Site investigation, Gordon River, Australia

Access roads in steep gorges will involve steep batters, heavy machinery will require adequate foundations, whilst the method and efficiency of quarry operation will depend upon the depth of overburden and stability of slopes.

For the dam itself, I agree with the late Professor Lugeon of Lausanne—a very eminent engineering geologist; he stated that knowledge of the foundations on which a dam is to be constructed should extend to a depth as great as the height of the proposed structure. This does not mean that every drill hole should go to this depth, but that sufficient information should be obtained to ensure a reasonable understanding of the rock formations to that depth.

It is essential that the geological investigations

be concentrated in areas of greatest relevance to the dam, i.e. where the Engineer indicates high compressive or shearing forces.

#### 7.21 Surface Geology

Of greatest relevance are the discontinuities in the rock formations, i.e. do their strike and dip provide possible mechanisms for failure when the rock mass is subjected to loading from the dam—and when water under high pressure from the reservoir may have permeated the discontinuities?

The extent of weathering will govern the quantity of overburden to be removed. In general terms, we look for weathering problems in the

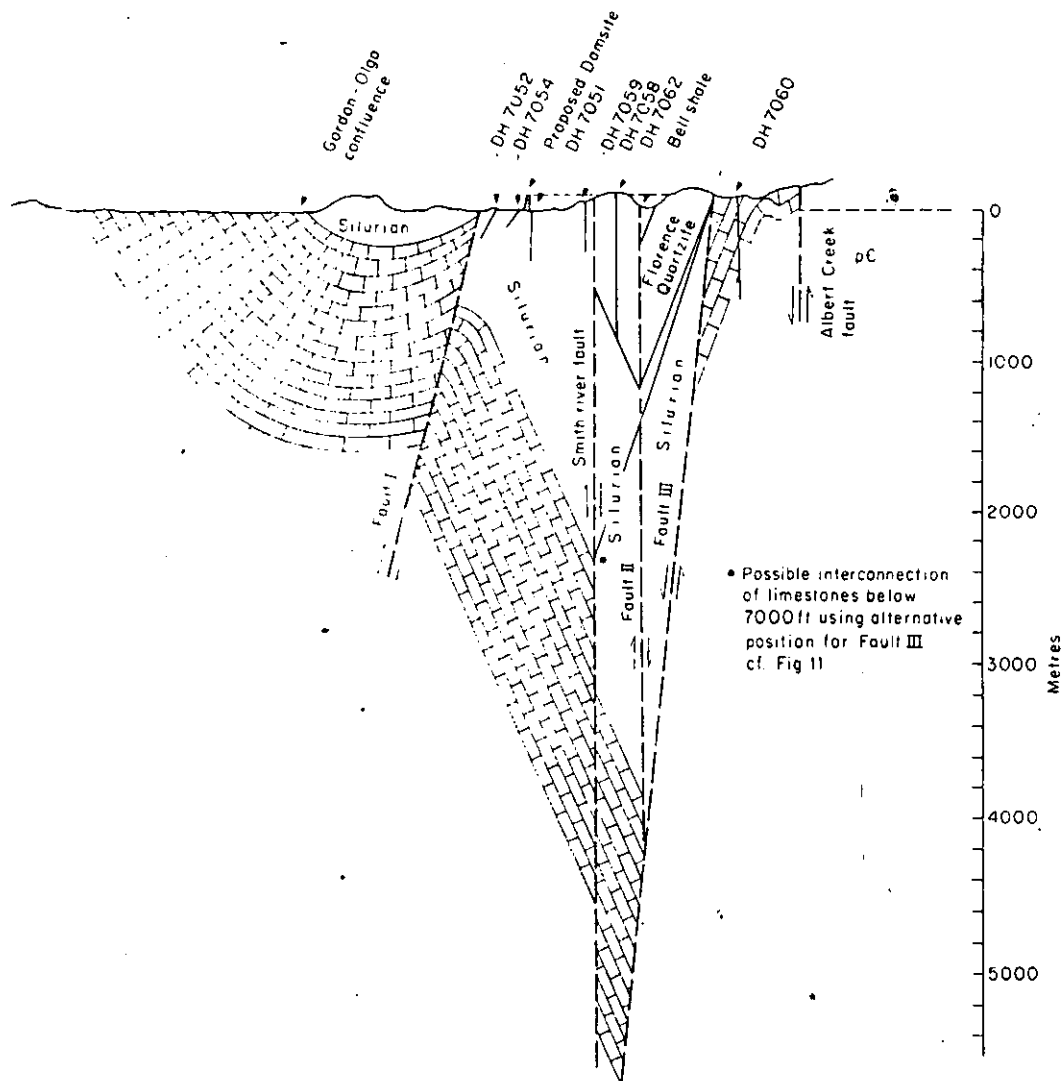


Fig. 7.06 Acceptable interpretation of geology

river bed in young topography but high on the banks in old topography.

Under embankment dams it may be possible to leave in place alluvium that has been well consolidated—except for a zone directly beneath the core, Fig. 7.24, or beneath the plinth of a decked rockfill dam, Fig. 7.07.

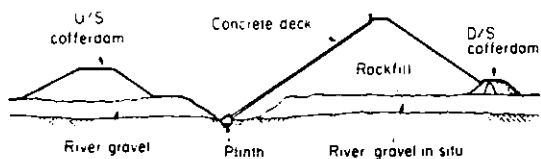


Fig. 7.07 Decked rockfill dam—River gravel left in place

The efficacy of surface mapping will depend upon accessibility and what can be seen. At most sites the *in situ* rock is covered with soil and debris; the most efficient way to expose the surface geology is by sluicing the site,<sup>4</sup> Fig. 7.08. If care is taken in this work it should be practicable to meet environmental requirements concerning river pollution. Joints, cracks and faults will be evident and determination of their orientation and dip relative to thrusts from the dam will be simplified.

In sedimentary series, Fig. 7.09, attention should be given to bedding planes and seams, i.e. the infilling material may have low shear strength especially when saturated. However,

non-planarity or discontinuity of seams can make a site acceptable, Fig. 7.10.

Although gneiss, mica schists and associated rocks are generally satisfactory for strength and watertightness, any excess mica in the foliations could drop the angle of friction from 40 to 30 degrees, Fig. 7.11. However, such weakness is sometimes counteracted by intense folding of the rock, Fig. 7.12; once away from the effects of surface weathering a very sound foundation is available, Fig. 7.13. On the other hand, quartzose foundations can be thinly bedded and heavily fractured, Fig. 7.14.

Dolerite (Diabase) is a hard strong intrusive rock. Cooling cracks are usually present and weathering can occur in these to considerable depth—often over 100 m. Vertical and subvertical cracks are also formed by the escape of gases during solidification, Fig. 7.15; Chemical deterioration by movement of water can lead to large-scale decomposition in these seams, and this may occur at any depth.

Faulting will also open cracks and crush the material with subsequent weathering—often to plastic clay. Another common feature of dolerite (and granite) is sheeting due to relief of tectonic stresses and other causes. Frequently this is subhorizontal and sometimes of 'onion peel' formation, Fig. 7.16. In either case it is a difficult foundation to prepare, i.e. overnight a layer can lift and become drummy. Once cleaned up the area should be covered with concrete and arrangements made for consolidation grouting.

For foundations other than rock the quickest method of revealing geology is by trenching with a back hoe. This is often a useful supplement to drilling where much core may be lost, or boulders may be interpreted as rock *in situ*. Care must be exercised to ensure stable slopes in any trench exceeding 2 m in depth. Although the orientation is normally controlled by the geology and topography, the grade of an exploratory trench should be adequate for drainage. The faces revealed should be mapped, sampled and photographed. If openings will not be within the limits of later dam excavation they should be backfilled for safety and appearance.

For each type of dam the possibility of leakage must be determined. This is most likely to occur through permeable materials if the pressure and hence velocity of water is sufficient to cause erosion. Leakage is most common along smooth

contact surfaces—either of the rock foundation of a non-integrated clay layer or of a conduit buried in the embankment. The concept of hydraulic gradient must be constantly before the geologist and the Engineer when studying both lower foundations and abutments.

## 7.22 Geophysical

Geophysical exploration is widely used to supplement surface and subsurface investigations, having the advantage of being relatively rapid and cheap when compared with other methods such as diamond drilling or aditing. Following a suitably planned geophysical survey more detailed-exploratory work can be sited to best advantage and, in turn, the results obtained can then be used to upgrade the original geophysical interpretations.

In general, seismic and electrical methods have proved of most value in engineering investigations, although other geophysical techniques, including the gravitational and magnetic methods, have occasional application. Specialized geophysical methods of drill hole logging can often be employed to solve specific or unusual problems, e.g. self-potential measurements or neutron-logging can be employed to define zones of high water leakage.

Fig. 7.08 Cethana Dam, Australia—Sluiced right abutment

Fig. 7.09 Horizontally bedded sandstones and shales

Fig. 7.10 Undulating, dipping bedding planes

Fig. 7.11 Laminated schistose quartzite

Fig. 7.12 Intensely folded schistose quartzite

Fig. 7.13 A sound quartzite foundation—Abutment drainage gallery in foreground

Fig. 7.14 Quartz-sandstone foundation—Thinly bedded quartz and siltstone overlain by thick beds of fine-grained ashstone

Fig. 7.15 Dolerite (Diabase) foundation—Cooling cracks, sheeting and near vertical fault

Fig. 7.16 Dolerite—'Onion-peel' sheeting

1962

to the  
of the  
of the

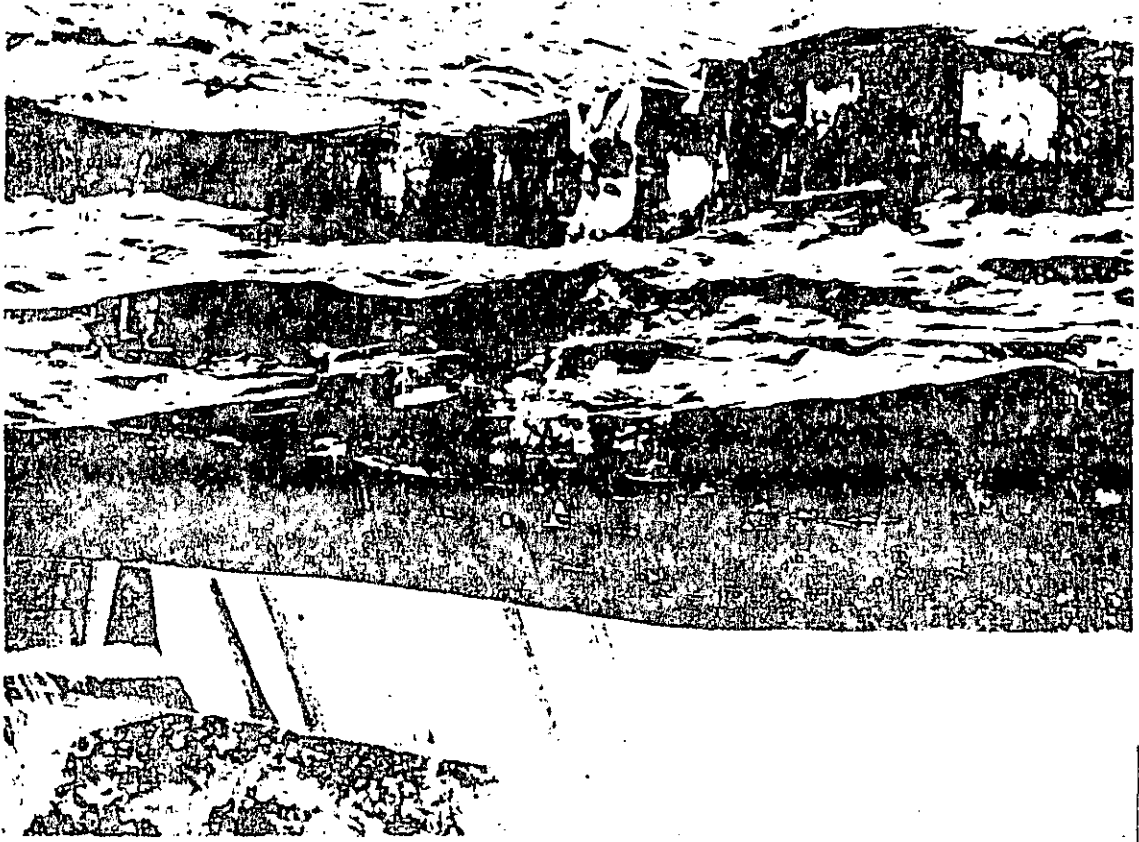
has been  
has been  
has been

1000  
1000

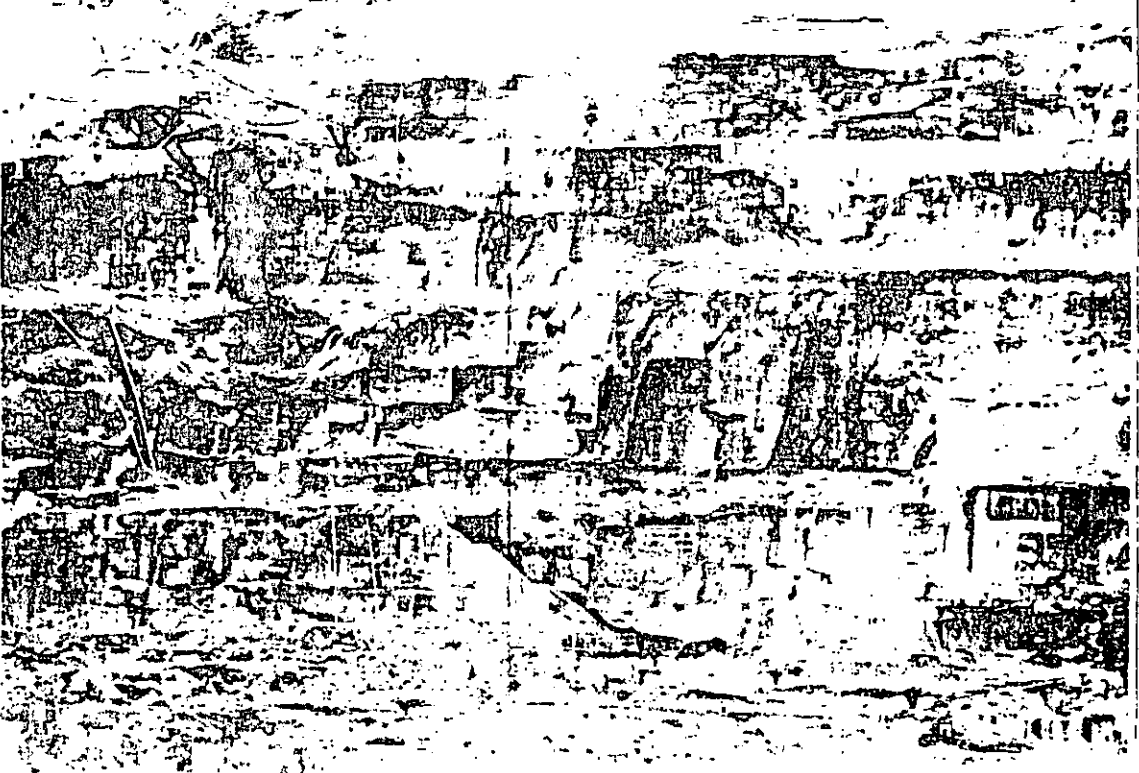




017

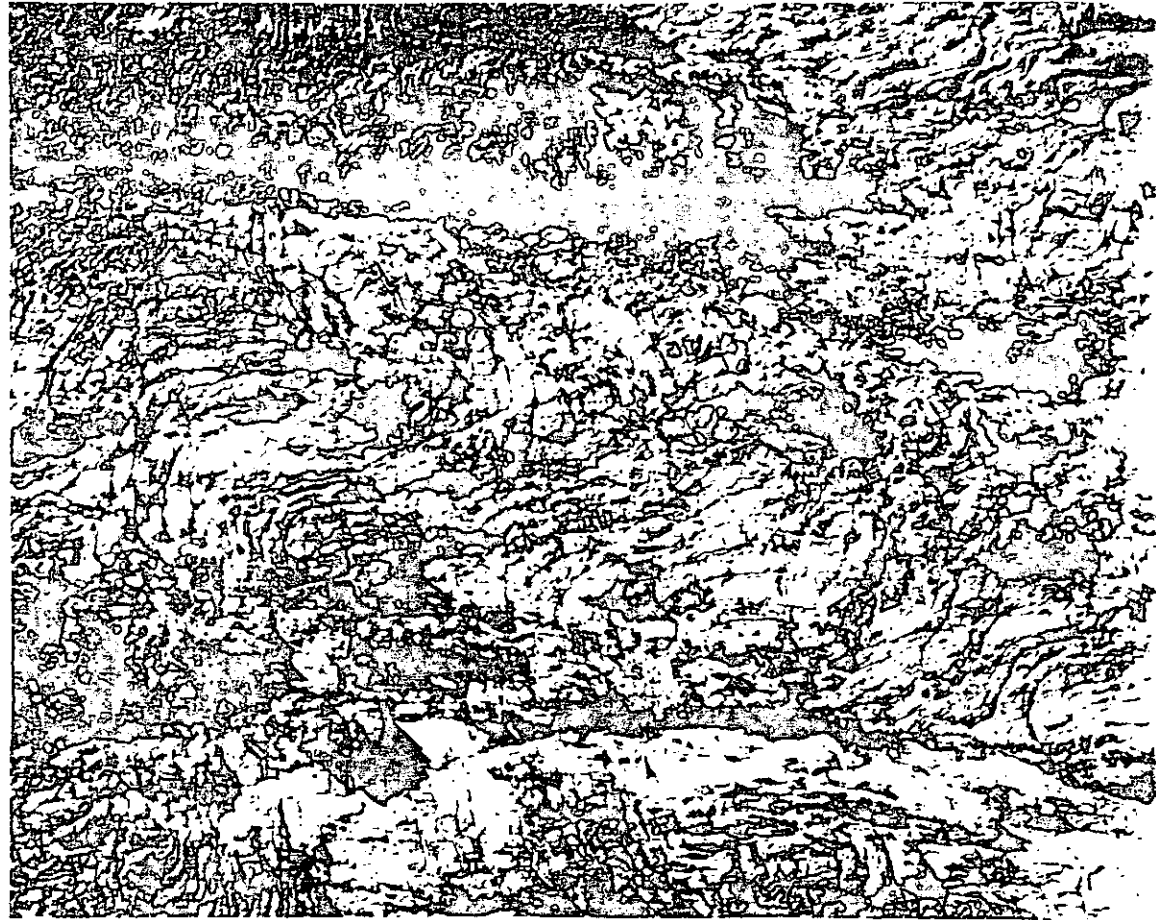


607





7.11



7.12

7.13



7.14



7.14

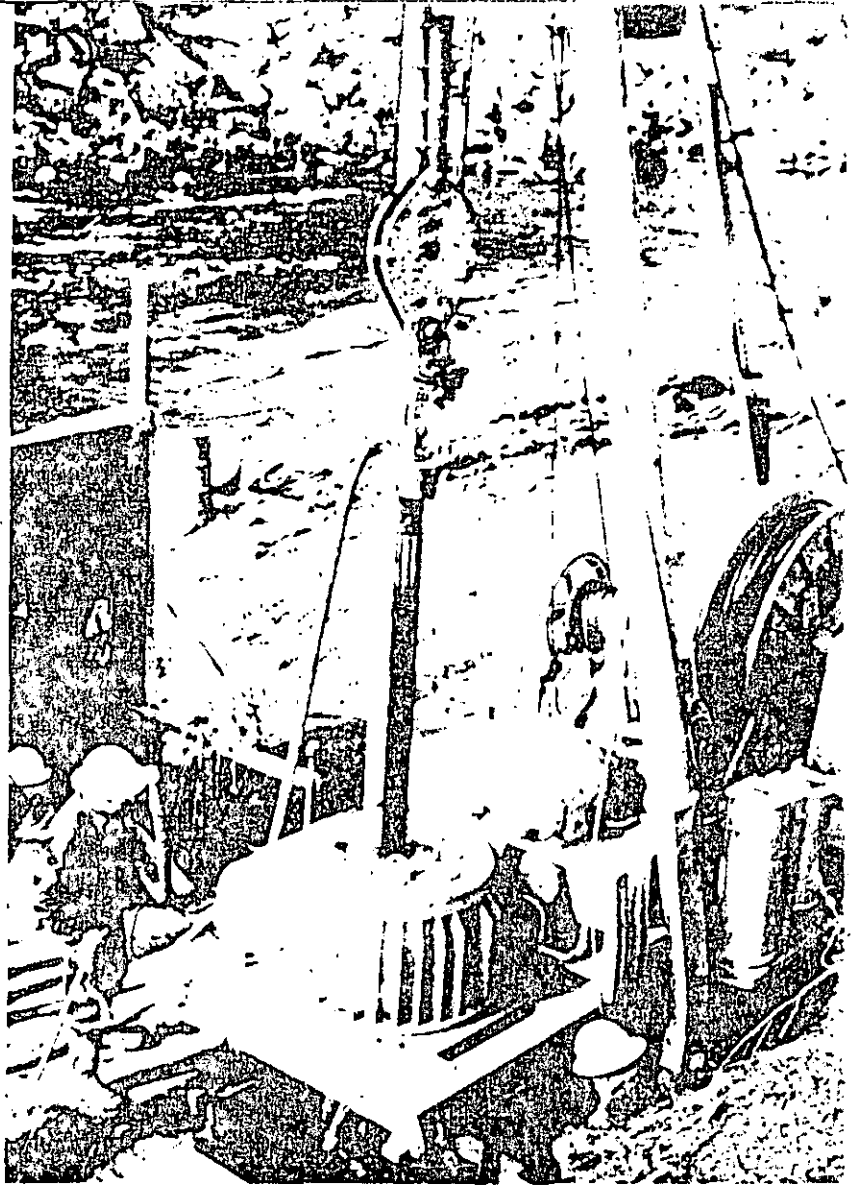




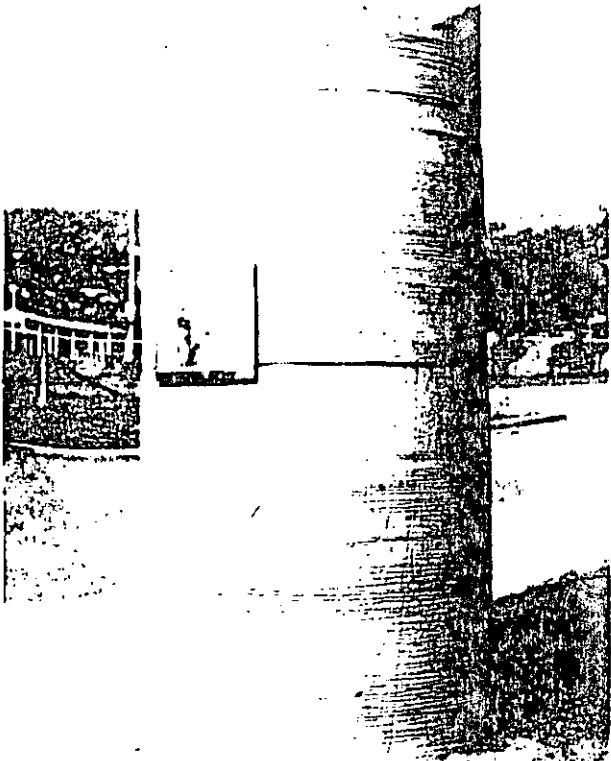
7.15



7.16



7.18



7.19

Seismic methods are the most highly developed of all the geophysical techniques and are widely employed in engineering investigations. They are based on the study of the travel paths of artificially created elastic waves in the earth. Such waves can readily be generated at or near the Earth's surface by a percussion, generally with an explosive or mechanical source; sensitive transducers (referred to as geophones) are sited at some distance from the source to record the time of travel of elastic waves through the intervening strata. Various modes of waves are generated by a percussion source; in most applications only the fastest-travelling mode, the compression wave, is studied. The velocity of elastic waves through rocks is determined by the density and elastic properties of the rocks. At discontinuities or interfaces, such as bedding-planes, joints, faults, etc., reflection and refraction of these waves occur. Thus by studying the travel times of the refracted or reflected waves between the source and the geophones a great deal of information about the properties of the subsurface materials can be deduced. For example, depth of overburden, thickness and extent of weathering, and the quality or nature of the bedrock can usually be readily determined by the seismic refraction method.

In more sophisticated applications, studies of other elastic modes such as the shear-wave can yield values for Young's Modulus and Poisson's Ratio, providing the density of the rocks is known or can be reasonably inferred. It should be noted that such determinations involve low 'dynamic-loading' of the rocks and commonly produce results slightly different from methods such as flat-jack tests which employ large static loads.

In engineering practice the most commonly used electrical method of geophysical exploration involves the measurement of the variability of the electrical conductivity (inversely the resistivity) of rocks. The electrical conductivity of a rock-mass is primarily dependent on the moisture content contained in pores and fissures, although the mineral composition is also important if conductive minerals such as clay, graphite or sulphides are present.

In the method a current is passed through the ground, usually through metallic stakes, and the potential difference produced between two other

points on the Earth's surface is measured. This potential is a function of the current, the geometry of the electrode array, and the resistivity of the Earth.

A commonly used electrode configuration is the 'Wenner' array, Fig. 7.17. By increasing the electrode spacing progressively the variation of resistivity with depths can be determined (electrical drilling), whereas by maintaining a fixed array and traversing across the ground surface, lateral variations can be observed (electrical trenching).

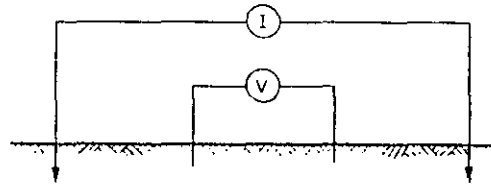


Fig. 7.17 Electrical resistivity—Wenner array

Since the geophysical work can be influenced by so many variables within the foundations, it cannot be used as the sole tool of exploration. When used in conjunction with other methods, and progressively calibrated against definite exposures, it is a cheap method of investigation—of particular value in determining variability of conditions over a large area.

### 7.23 Drilling

This is a basic means of subsurface investigation. Power augers and percussion drills will remove material as a powder or slurry. Its examination gives some information concerning the strata traversed. However, errors occur due to caving at unknown levels in the hole and damage to the hole by removal of the drill rods. If such holes are washed out they can accommodate periscopes or borehole cameras for *in situ* examination of the rock formations. The Calyx drill, Fig. 7.18, permits extraction of a core. An abrasive material—like steel shot—is fed under the rotating hollow cylindrical head. Chippings are removed in the water flush and a 'Calyx' is

Fig. 7.18 1.2 m diameter Calyx drill

Fig. 7.19 Sandstone core—1.2 m diameter



left standing at the bottom of the hole; this is broken off and removed as core; Fig. 7.19. This type of drill can drill holes up to 1.5 m diameter, the calyx being broken off with explosives. Holes larger than 1.2 m permit access for personnel—for inspection or testing.

Diamond drilling probably dates from work done by the Swiss Engineer, R. Leschot, at the Mount Cenis Tunnel. Its aim in foundation exploration is to obtain maximum core recovery. Generally speaking, the more broken the ground conditions the more difficult will be the task of recovering good core samples. Invariably the most important piece of core is the piece that has been lost. If drilling is to be done by contract it is unwise to base payment solely on length drilled; at least a proportion of the payment should be related to the percentage of core recovered in a condition acceptable to the geologist. Core recovery is dependent upon

The nature and character of the strata;  
The type and condition of equipment;  
The method of drilling;  
The experience, skill and patience of the drillers.

Thirty years ago a large proportion of drilling was done to recover EX cores—22 mm diameter. It was not unusual to lose 10 per cent of the core, especially from clay or brecciated zones in sedimentary series. At Poatina, Tasmania, EX drilling in the mid-1950's was successful to a depth of 532 m, but its prime purpose was to determine the thickness of a dolerite intrusion rather than to derive detailed geology. Good results were obtained at the Olga River, Tasmania, from a hole 1090 m deep, drilled through quartzites and mudstones, terminating with core 41 mm diameter.

However, in many parts of the world it is now the practice to recover 100 mm cores even though the cost per metre would be double that of 50 mm cores. It is claimed that the extra cost is justified by the better core recovery. Cores up to 150 mm are sometimes taken for special purposes.

The original diamond drill used a simple core barrel; this gave satisfactory results in rock but very poor core recovery in soft friable material. Developments in core barrels have been rapid, culminating in the triple tube, split inner tube barrel, Fig. 7.20. In this arrangement drilling

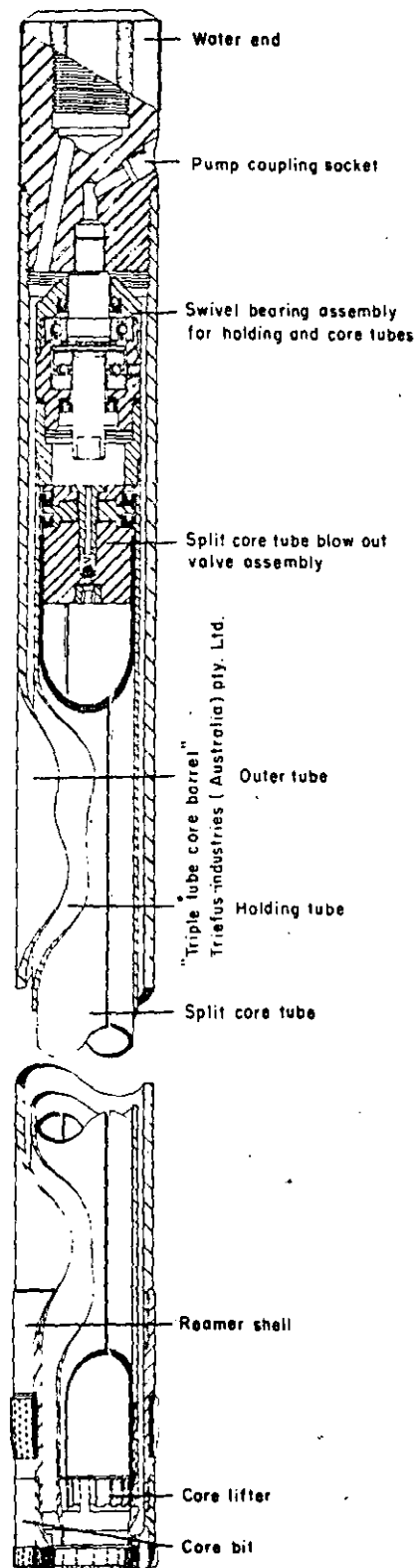


Fig. 7.20 Triple tube, split inner tube, core barrel

fluids are delivered to the face of the bit down the annulus between the holding tube and the outer tube; the core is thus protected from washing and consequent erosion. The split core tube can be removed hydraulically from the holding tube, laid horizontally and the top half removed to expose the core.

With hydraulic-feed machines the operator has definite control of the drilling, and with cores 40 to 50 mm diameter one should expect better than 97 per cent core recovery in most situations.

Some of the factors that control the length drilled by a diamond bit are size and pattern of diamonds on the bit, the wall conditions of the hole, rock hardness and abrasiveness, rock jointing, as well as the pressures applied and rotational speed of the bit. With so many variables it is difficult to provide an assessment of the life of diamond bits, but figures in Table 7.2 are indicative; these were derived from drilling done in Tasmania in the past decade with NMLC bits.

Table 7.2. Life of Diamond Bits

Rock type	Circulant	Length drilled (m)
Quartzite	Water	6
Quartzite	Sol. oil-water	11
Jointed quartzite	Sol. oil-water	1.8
Conglomerate	Water	6
Conglomerate	Sol. oil-water	9
Chert	Water	4.6
Chert	Sol. oil-water	7.6
Jointed chert	Water	2.2
Dolerite	Water	7.3
Dolomite	Water	7.4
Schist	Water	27
Schist	Sol. oil-water	43
Argillite	Water	24
Sandstone	Water	40
Mudstone	Water	44

From this table it is evident that the presence of joints in the rock seriously decreases the life of the bit, whereas the use of soluble oil in water as the circulant has improved life by as much as 75 per cent. Penetration rate has also been increased, by upwards of 40 per cent, by the use of soluble oil in the circulant. To obtain 100 per cent core recovery in which layers of drilled material would preserve their relative positions, Laboratorio Nacional de Engenharia, Lisbon, has developed a special sampling process.<sup>5</sup> This in-

volves the reinforcement with a steel rod of the mass to be sampled; the rod is encased in a narrow initial boring with a liquid that causes the whole of the core, when overdrilled, to adhere to the rod. Although expensive this method is justified to interpret thinly bedded rock, the direction of dip of which may be vital to stability of the dam.

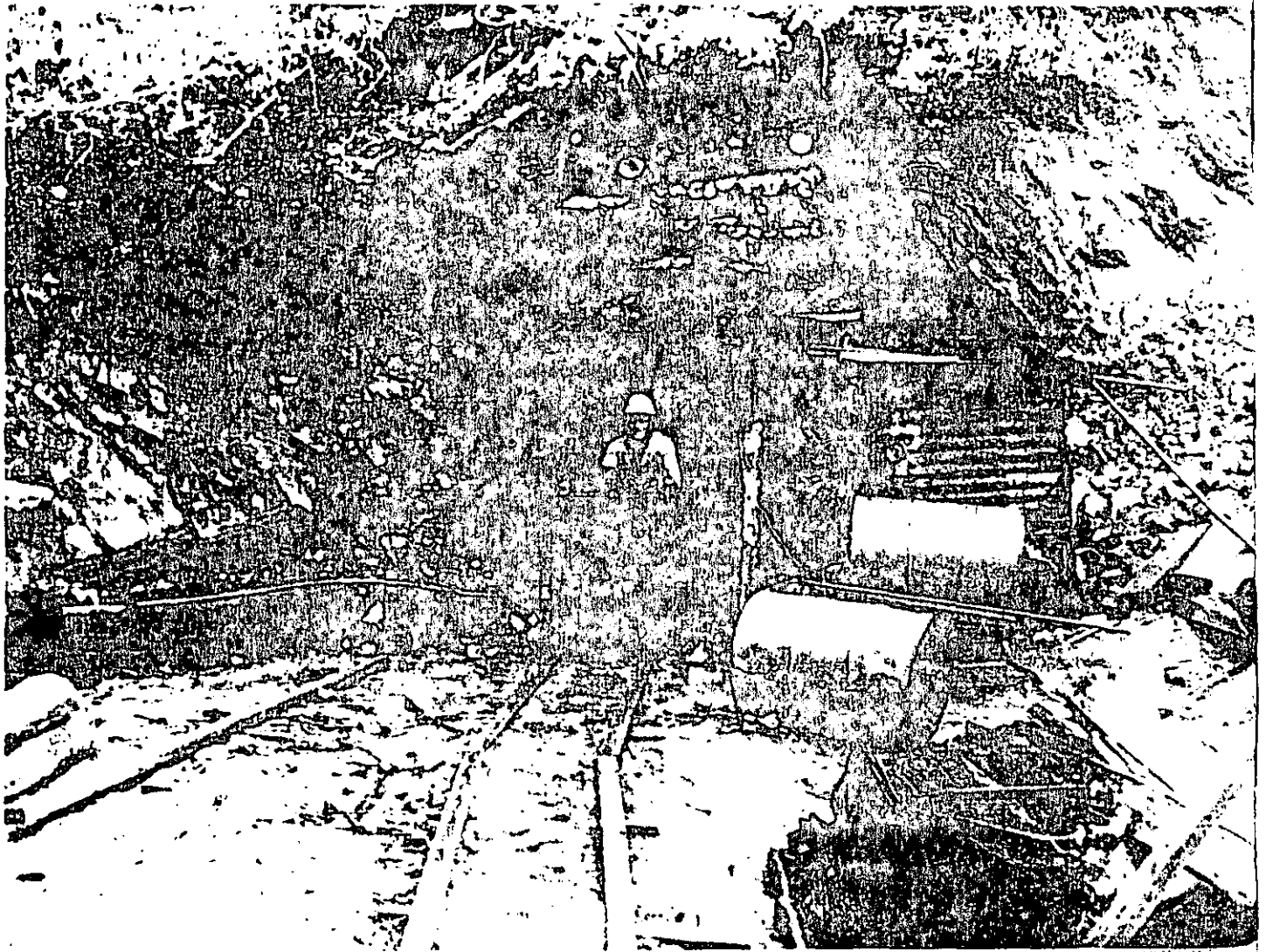
#### 7.24 Adits

The most positive information is obtained by going underground. In special cases the vertical Calyx hole is useful, but in general an adit has the advantage that it can follow geological features—with rises to different levels if required. Adits of minimum dimensions—2.2 by 1.5 m—can be excavated economically by a few men with primitive equipment, Fig. 7.21. This permits work to be done before vehicular access to the site has been provided. For investigation of the quartzite schist foundations of the Gordon Arch Dam, Tasmania, all equipment and personnel were transported and serviced by helicopter, a primitive haulageway and light cableways. Eight small adits were excavated of total length 1600 m, Fig. 7.22. The cost of these adits per metre was about twice the cost per metre of 41 mm diamond drill holes. There was, of course, no comparison in their relative values. The walls, floor and roof of the adits can be properly mapped, Fig. 7.23, and photographed; the direction of strike and dip of all discontinuities can be seen; samples of the infilling material can be taken—for both undisturbed and remoulded laboratory testing—and *in situ* testing can be carried out at special locations. In many instances these adits can later be used for permanent drainage and surveillance of the abutments.

A note of warning is justified concerning small adits since there is always the possibility of noxious or explosive gases accumulating in dead ends. Special safety precautions are necessary if the depth of shaft or length of tunnel exceeds four times the square root of the cross sectional area of the opening.

At the site of the 210 m Auburn arch dam, U.S.A., the exploratory tunnels were 3.1 m high and 2.5 m wide. They were excavated with conventional tunnelling equipment and were large enough to permit underground testing on a large





7.21

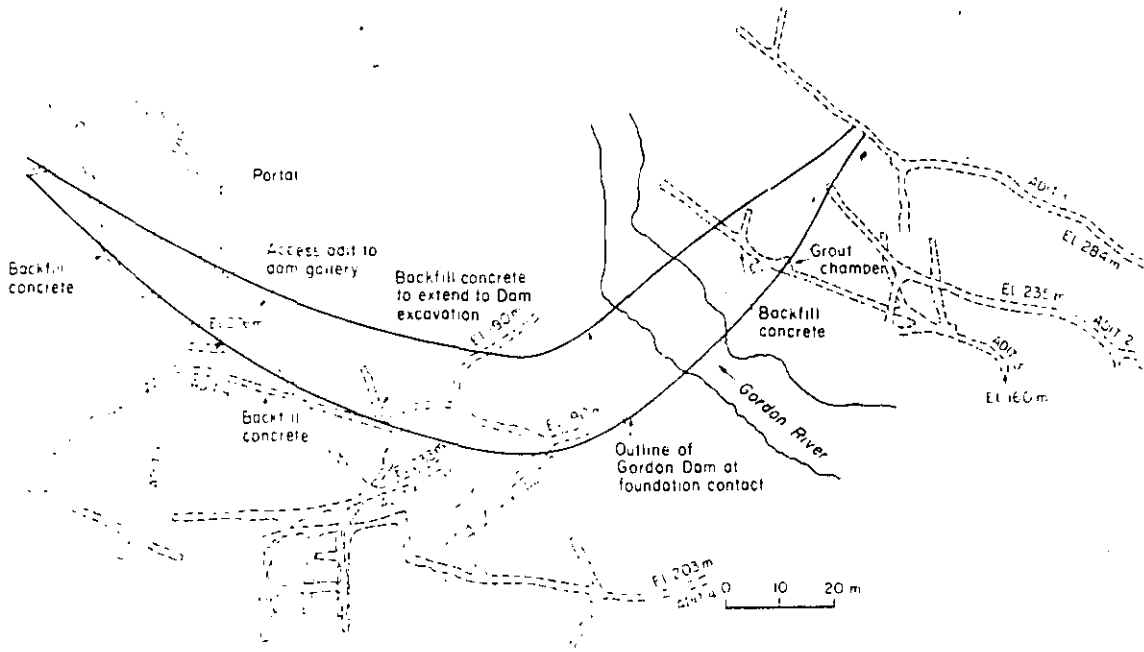


Fig. 7.22 Gordon Dam, Australia—Layout of investigation adits

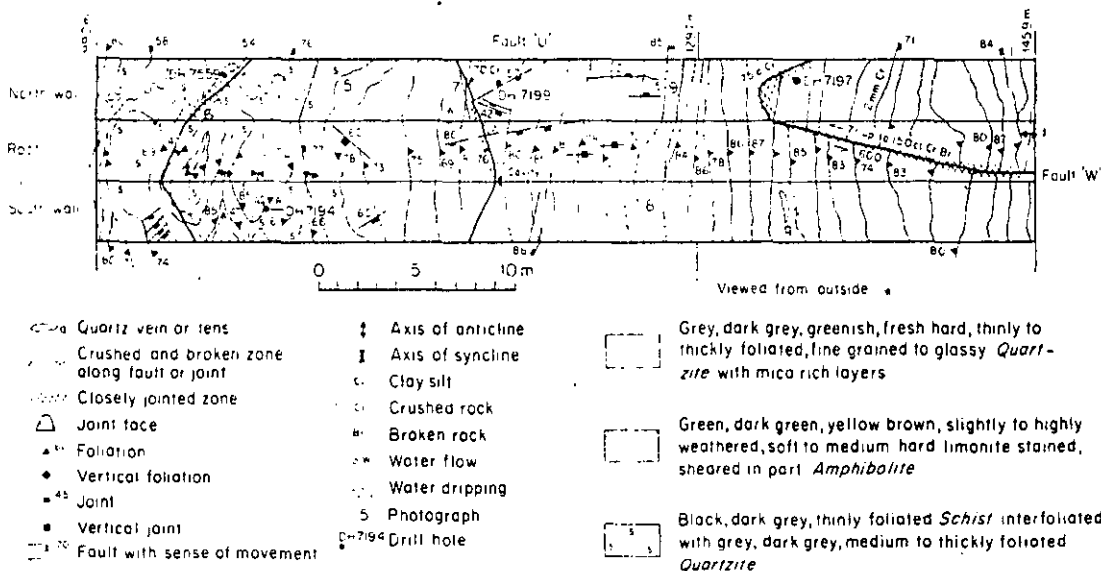


Fig. 7.23 Typical logging of exploratory adit

scale as well as the access of equipment for later foundation improvements.

The size of adits and how they are excavated will vary from site to site; the important fact is that they permit visual inspection and *in situ* testing where required.

Fig. 7.21 Small exploratory adit

### 7.25 Permeability

Permeability of foundations is of basic importance—see Chapter 8—it can lead to piping under the dam, gradual erosion of material and collapse of part of the dam. It can also provide access for water into the foundations to cause uplift under the dam or into the abutments such that their stability might be endangered. Great

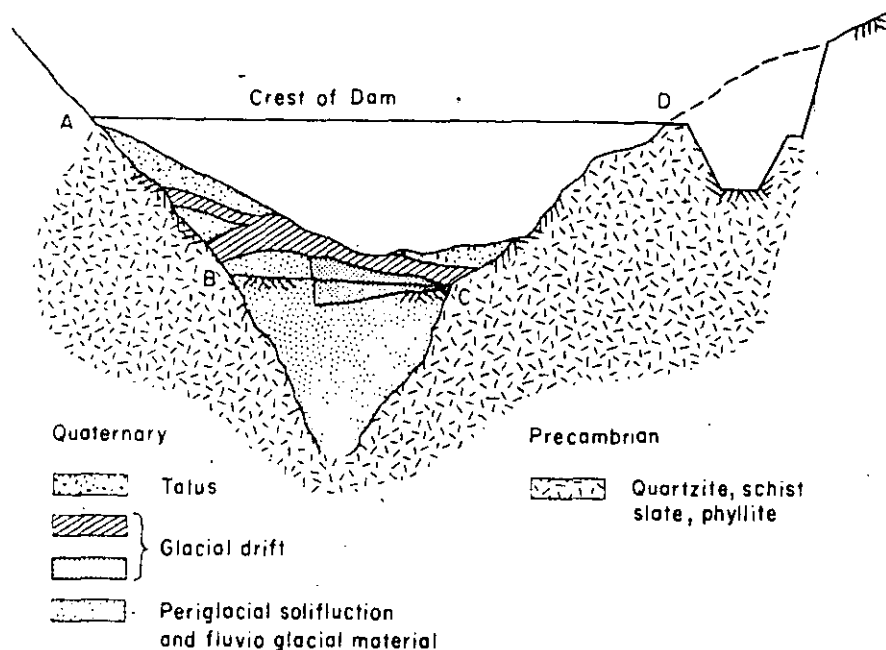


Fig. 7.24 Parangana Dam, Australia—Central core rockfill on foundation ABCD

responsibility therefore rests with the geologist to explain any possible mechanisms whereby water might leak from the reservoir or prejudice the safety of the dam.

Parangana Dam, Australia, is a central core rockfill 46 m high. The Mersey river eroded a deep gorge in Precambrian rocks, but this was filled with periglacial solifluction (eroded and deposited) and fluvio glacial (eroded and transported by water) materials overlain with glacial drift and talus, Fig. 7.24. The central core was continued downwards as a cut-off—Fig. 13.68—with grouting extending below its base. The important recommendation by the geologist was the depth to which the cut-off and the grout curtain should extend.

### 7.3 Recording and Presentation

The significance of the geology must be made clear to the Engineer whose training in geology may be minimal. For this reason the methods of recording and presentation must be readily understandable to all concerned.

All logging—whether of drilled cores, shafts, trenches, adits or other exposures—should be done by Engineering Geologists using standard

geological terms, Fig. 7.25. It is unsafe to permit logging to be done by untrained personnel simply because they know the standard terms. It is equally important that the logging be done in close liaison with the Engineer so that any qualifying 'Engineering language' can be added with mutual agreement at the time. It can be unsafe for an Engineer to place his interpretation on geological terminology! For preference, drilled cores should be retained for some years after the dam is commissioned. If it is necessary for them to be taken from the site for examination or discussions they should be returned to the site for permanent safe storage. The cores in each box should be photographed, Fig. 7.26, preferably in colour; the photographs, copies of log sheets and their interpretations should be filed at the one location. Geological maps, both regional and local, should be continually updated, from the preliminary reconnaissance stage through the design stage and well into the construction stage.

It is most desirable that a geological model of the site be prepared—Chapter 19. As with the maps it can be regularly updated. The careful representation of strata, seams, joints and faults—together with the directions of lines of

thrust from the dam—will greatly facilitate understanding and should reveal incipient structural weaknesses or paths of possible water loss.

#### 7.4 Seismic Activity

The Engineer is particularly interested in two aspects of seismic activity, namely:

- (i) Whether natural earthquakes, of an intensity that may cause damage to the dam or appurtenant structures, are likely to occur in close proximity to the dam; and
- (ii) Whether earthquake activity might be induced by the filling of the reservoir—with the possibility of damage to the dam or liability for damage to other structures or persons. Though the magnitude of the shocks may be low, the proximity of the epicentres could make the effects serious.

##### 7.41 Natural Events

Preliminary investigations should include research of earthquake history of the region. Besides official records, the local newspapers will often reveal shocks felt by people in centres remote from any seismographs.

Even though no evidence is found of past seismic activity it may be unwise to assume that nothing could happen in the future; in fact the two largest events recorded in U.S.A. occurred in seismically quiet regions. Field surveys should include the recording of all faults in the region with particular attention being paid to the period when the last movement occurred. However, movement on faults is not the sole form of earthquake.

The Engineer must decide the scope of seismic investigations with due regard to their probable cost in comparison with the cost of conservative assumptions in design, the effect of such extra cost on the viability of the project, and the damage that might occur by neglect of such investigations.

Appraisal of the seismicity of the site should be undertaken by experts at the earliest possible date. Equipment should preferably record the three components of movement direct on to

magnetic tape—together with accurate time control. Extraneous background noise, such as quarry blasting, must be separated and efforts made to establish the magnitude of all natural events, their epicentres and depths of focus. Records should be continued for as long as possible—at least 5 years after initial filling of the reservoir and preferably to cover several periods of large drawdown and refilling of the reservoir.

Large dams should be monitored for any major events. The installation of strong-motion seismographs is not expensive. These instruments do not give a continuous record but are triggered to record activity of predetermined magnitude; they can be operated by batteries—but would not then record standard time. It is usual to install such instruments on rock at the base of the dam, on the crest of the dam and preferably on rock at a short distance from the dam.

The magnitude of an earthquake is an indication of its absolute size, or total energy release.<sup>6</sup> It is measured by the *Richter Scale*, an arbitrary logarithmic scale which defines magnitude in terms of the maximum amplitude of a standard seismometer at a distance of 100 km from the epicentre. Accurate calculation of total energy release is not possible, but a number of empirical formulae have been put forward which roughly correlate estimated energy release with Richter magnitude. A magnitude of 8 to 8½ is a typical value for the greatest historical earthquakes.

The intensity of an earthquake is a measure of its effects at a particular place, and depends on both the magnitude and the distance from the epicentre.

Most intensity scales are related to human experience and structural damage, and there is no clear relationship between ground acceleration and intensity, although various empirical formulae have been put forward. The commonly adopted scale is the Modified Mercalli Scale; this, as described by the U.S. Atomic Energy Commission, is compared in Table 7.3 with the scale used in Japan.

A recent example of damage by natural earthquake is the occurrence at San Fernando, California, on 9th February 1971.<sup>7,8a</sup> There was no warning and no foreshock. The initial shock was felt for more than a minute but most of the damage was done in the first 13 seconds. The

Fig. 7.26 Cores available for inspection

Table 7.3. Scales of Earthquake Intensity

Modified Mercalli scale	Ground acceleration	Japanese scale
I. Detected only by sensitive instruments		0. Felt on Seismograph
II. Felt by a few persons at rest, especially on upper floors; delicate suspended objects may swing		I. Felt when standing still
III. Felt noticeably indoors but not always recognized as a quake; cars rock slightly, vibration like passing a truck	0.005 g	II. Generally felt by everyone. Slight shaking of window or door
IV. Felt indoors by many, outdoors by few, at night some waken, dishes, windows, doors disturbed, cars rock noticeably	0.01 g	III. Building shakes, windows and doors rattle, hanging objects such as electric lights sway, ripple on surface of water in a vessel noticed
V. Felt by most people, some breakage of dishes, windows and plaster, disturbance of fall objects		
VI. Felt by all, many frightened run outdoors, falling plaster and chimneys, damage small	0.05 g	IV. Strong movement of buildings, unstable objects fall and water spills from a vessel 4/5 full
VII. Everyone runs outdoors, damage to buildings varies on quality of construction. Noticed by drivers of cars	0.1 g	V. Grave stones and stone lantern topple, damage to brick chimneys and plaster walls
VIII. Panel walls thrown out of frames, fall of walls, monuments, chimneys. Sand and mud ejected, car drivers disturbed		VI. Approximately 30% of wooden buildings destroyed, mountain and cliff slides numerous
IX. Buildings shifted off foundations, cracked, thrown out of plumb, ground cracked, underground pipes broken	0.5 g	
X. Most masonry and frame structures destroyed, ground cracked, rails bent, landslides	1 g	VII. Over 30% of wooden buildings destroyed
XI. New structures remain standing, bridges destroyed, fissures in ground, pipes broken, landslides, rails bent		
XII. Damage total, waves seen on ground surface, lines of sight and level destroyed, objects thrown into the air	5 g	

magnitude of the earthquake was 6.6 on the Richter scale. Sixty-four people were killed and property damage was estimated at a thousand million dollars.

In the 3 days following the earthquake more than 1000 aftershocks, of magnitude 2 or greater, were recorded in the area; the maximum magnitude was 5. The earthquake was associated

with oblique slip reverse faulting along the southern front on the San Gabriel mountains which rose 1 m and moved horizontally 0.3 m.

Fig. 7.27 Pacoima Dam, U.S.A.

Fig. 7.28 Lower San Fernando Dam, U.S.A.  
(Both photographs by courtesy of Department of Water Resources, California)



7.27

7.28

9



Maximum recorded acceleration was by an accelerometer located on bedrock on the left abutment of the Pacoima Arch Dam about 6 km north east of San Fernando. This arch dam was located directly on the overriding thrust plate of the fault. The accelerometer recorded a short-duration peak reading of 1.01 g in a horizontal direction and 0.7 g vertically. This was the highest acceleration ever recorded in California. The chord of the arch at crest level shortened by 25 mm—and it has been decided to abandon this dam, Fig. 7.27.

Although the two seismoscopes on the Lower San Fernando Dam plunged into the lake they were recovered and had recorded maximum accelerations of 0.5 g horizontal and 0.1 g vertical. The original dam was built in 1912 to 1915 by the hydraulic-fill process to a height of 27 m. Over the years it was progressively raised by various means, the final modification in 1940 being with a rolled-earth downstream toe and berm. The dam is founded on a dense clay alluvium with lenses of sand overlying an impervious complex of shales and sandstones. In 1967, on the recommendation of the city's consultants, concurred in by the State Division of Safety of Dams, the reservoir was being operated with maximum water surface elevation 3 m below spillway level. Strengthening of the dam was scheduled for 1973–74. This dam was severely damaged, Fig. 7.28, and was taken out of service. A length of 550 m of the upstream face slid into the reservoir—some 22 500 m<sup>3</sup> of material.

'As later demonstrated<sup>9</sup> by extensive exploration and analysis, the slide occurred when portions of the upstream shell near the base of the dam liquefied. The resulting overall lateral movement of the slide mass was largely on horizontal planes and not on a circular arc surface typical of slides where limiting equilibrium has been exceeded in static cases.'

It is reported<sup>8b</sup> that Los Angeles will spend \$30 million to replace the San Fernando dam completely.

#### 7.42 Triggered Seismic Events

The simplest cases have been documented in deep mining, i.e. in the Witwatersrand gold mines where the stopes are effectively plane—about 1 m high, and exceeding 30 m in length. These constitute slits at depths exceeding 3000 m—their

prolongation causes rock bursts—which are seismic events of magnitude up to 4; the greater part of the energy goes into fracture but some passes into the earth as seismic waves.

*Underground Explosions.* Underground nuclear explosions have been carefully monitored and provide a powerful source for study of seismic events. It was reported in 1969 that one explosion triggered thousands of small earthquakes in a zone 12 km long and 4 km wide at depths of 4 to 6 km. Observations have been made at over twenty underground explosions and it is quite evident that they are capable of triggering seismic events. It has been suggested that they may be activating stressed fault zones that are already highly stressed tectonically.

*Fluid Injection.* The events at the Rocky Mountain Arsenal near Denver, Colorado, are well documented,<sup>10</sup> and continue to be the subject of study. The well was drilled over 4000 m deep and huge quantities of fluid were gravitated or pumped into it between 1962 and 1966. Previous seismic history is lacking, but the region was one of low seismicity. In the period 1962–65 there was good correlation between the number of shocks per month and the rate of injection. An unusual feature is that during 1967, that is after final cessation of injection, the seismic activity increased—three tremors of magnitudes greater than 5 being recorded.

*Reservoir Filling.* The classic case is that of the filling of Lake Mead impounded by Hoover Dam, U.S.A. The capacity of the reservoir is  $42 \times 10^9$  tonnes. No earth tremors were reported in the region prior to construction. Filling began in 1935 and the first shock was recorded in 1936 when the water level had reached 100 m. During 1937 over 100 tremors were felt and seismic instrumentation was begun. The largest shock recorded was magnitude 5. The most important conclusions are the pronounced variation of seismic activity with the annual variations of water level and the clustering of epicentres in two regions which appear to be associated with special geological features. It has been assumed that the earthquakes are caused by the load imposed on the crust probably on faults or regions of weakness. Other large dams in U.S.A. have been instrumented but only at Shasta has

pronounced activity (up to magnitude 3) been observed.

The reservoir above Kariba Dam, Rhodesia, began to fill in 1958, total load being  $170 \times 10^9$  tonnes. No information was available of prior seismic history. Shocks were first observed 6 months after filling began—but the greatest (of magnitude 5.8, did not occur until 4 years later when filling was complete. Epicentres appear to be mainly within the dam region in which several faults are present. Rothé (1968) has drawn attention to ten other dams that have shown important seismic events of magnitudes up to 6.4.

Koyna Dam, India,<sup>12</sup> was sited in a region regarded as exceptionally quiet—being classified 0.1 on the Indian seismic zoning range of 0–7. The dam is 103 m high and reservoir  $2.8 \times 10^9$  tonnes. The strongest earthquake recorded after filling of the reservoir was of magnitude 6.4; it subjected the dam to accelerations of 0.5 g under which it did not fail despite considerable damage. It was later strengthened by heavy buttresses.

Lake Eucumbene, Australia ( $4.8 \times 10^9$  tonnes of water), was instrumented because the reservoir was created in a region of known seismicity. During the early filling two shocks of magnitude 4 and 5 occurred, but doubt is felt regarding any relationship to the reservoir filling. However, since that date many shocks up to magnitude 4 have been recorded—but with no discernible relationship between magnitude of shock and reservoir level.

Filling of Talbingo Reservoir, Australia ( $0.9 \times 10^9$  tonnes of water), began on 1st May, 1971. During 13 years prior to filling no tremors had been recorded—except one some 20 km from the site. Seismic activity commenced on 19th May with a very small event followed by two more in the same month. In June, 39 events were recorded. A further increase in activity was noted in July and August with increasing water level in the reservoir. After August, when the rate of filling dropped sharply, there was a corresponding drop in seismic events recorded. All events were of magnitude less than 2.4 but were of sufficient strength to be observed at several seismic stations in the area; the epicentres could therefore be located and the activity was attributed to the filling of the reservoir. Up to 1972 over 2000 weak events were recorded—the strongest being of magnitude 3.5 recorded on 24th July, 1972. Most

of the events large enough to be located were concentrated within a 7 km radius, on the west bank and upstream from the dam.

The raising of Lake Pukaki in New Zealand in 1976 will probably cause an increase in seismological activity in the area according to the Department of Scientific and Industrial Research. The DSIR and the Ministry of Works have recommended that special seismological recording instruments be installed in the Pukaki area to monitor earthquake activity while the lake is being filled. After Lake Benmore was created, 29 shocks occurred in the following 6 years, whereas only 4 had been recorded in the  $2\frac{1}{2}$  years prior to filling the lake. Half of the 29 shocks occurred in fairly close proximity to the lake. Some recent studies show the Pukaki region could be 'overdue' for an earthquake and the raising of the lake could trigger this (*Water Power*, May 1974, p. 154).

It is interesting to note that Mickey, a seismologist in U.S.A., compared seismic activity surrounding Hoover Dam, Flaming Gorge Dam and Grand Canyon Dam.<sup>13</sup> He states that at the first the frequency of seismic events appears to be related to the level of water in Lake Mead. However, at the other two sites, the filling of the reservoirs in 1962–63 apparently caused a dramatic lessening of seismic activity.

At this date there is no confirmation that the building of a dam will initiate seismic activity in the particular area. However, it is a possibility, and for that reason it is advisable to monitor the region well before, during and after filling of the reservoir, particularly if it is subject to regular drawdown.

### 7.5 Valley Wall Stability

A gorge wherein the side slopes are equal to or steeper than the angle of repose of loose rock is attractive as a damsite; however, in such a gorge instability of the slopes can pose serious problems. The cliffs in Fig. 7.08 received very detailed examination before confidence could be established in their stability, particularly during construction. Of more concern is instability that may be induced by inundation of the base of a slope as the reservoir fills, Fig. 7.29. This will lower the effective weight of the toe of the bank and lubricate any seams and joints in the rock



mass. Fluctuations of the reservoir level will cause corresponding changes in the ground water gradient, which in turn may induce a landslide.

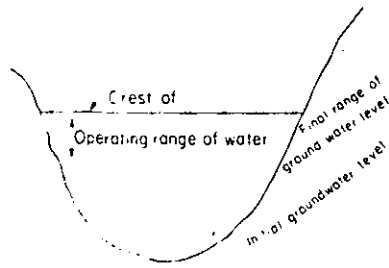


Fig. 7.29 Ground water level

Some disastrous slides have been discussed in Chapter 3. However, many cases exist of precautionary measures taken either to prevent a slip or to ensure that no catastrophe to the dam would result if the slip did occur.

From late mid-1963 to June, 1964, three rock slides occurred immediately downstream from the Gmuend Arch Dam in Austria (built 1943-44). These were caused by progressive loosening of the rock mass by pressure water from the reservoir moving within the abutment. The dam was reinforced with a huge foundation gravity block and the sides of the valley were supported from the block.<sup>14</sup>

At Pontesei Arch Dam, Italy, the Rio di Bosco Nero joins the reservoir a little upstream from the dam. In 1957 cracks were noticed in the road tunnel that passes through the intervening pinnacle of rock, and it appeared that large masses of rock might fall. It was decided to construct a concrete buttress supported by the rock on the

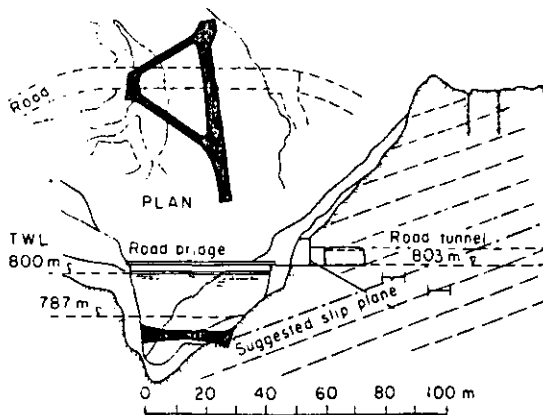


Fig. 7.30 Pontesei Reservoir, Italy—Buttress support for valley wall

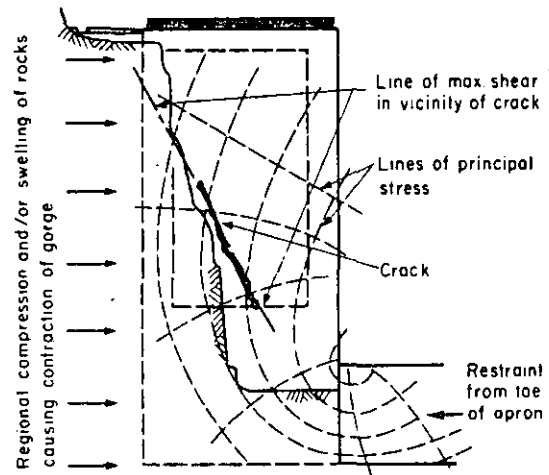


Fig. 7.31 Stresses in valley wall—Crack in wall of building follows line of maximum shear

other side of the ravine (Rio di Bosco Nero), Fig. 7.30. In 1959 a large landslide of 3 million m<sup>3</sup> fell into the reservoir some 500 m upstream of this site.<sup>15</sup> Although a wave of water passed over the dam no significant damage was done to the arch dam.

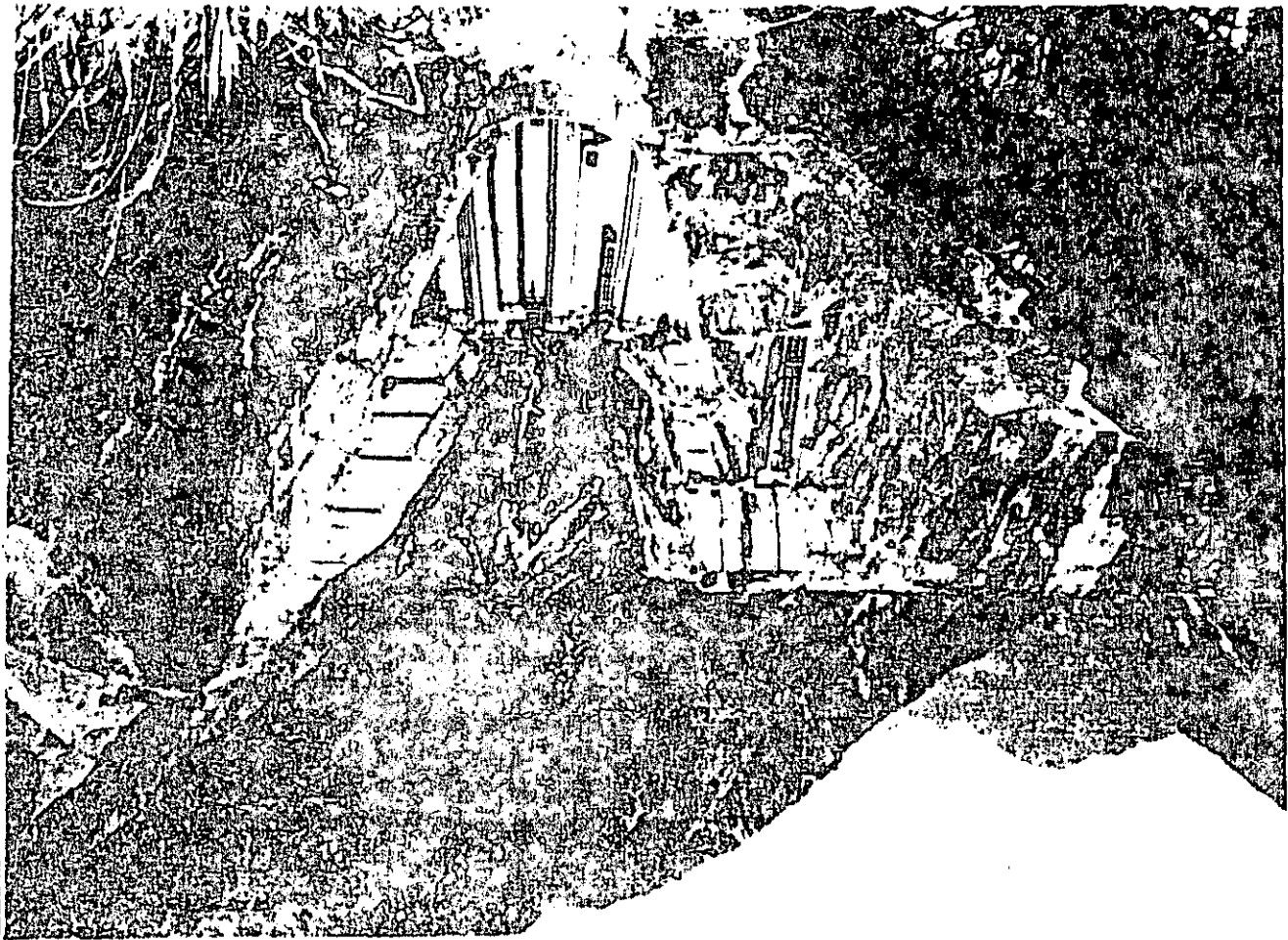
In Peru in 1974 a landslide of incredible proportions occurred. This was apparently triggered by the draining of some lakes high up on the mountains following earth movements. The slide of 1600 million m<sup>3</sup> of material moved downward some 2 km and laterally 7 km and dammed a river to a depth of 200 m. The collapse of this natural dam caused a flood of 7000 m<sup>3</sup>/s and the loss of 400 lives. Although this was a natural event it emphasizes the need for a thorough knowledge of regional geology.

Geological studies of the valley above Mica Dam, Canada, revealed the possibility of a large landslide into the future reservoir. Even though its occurrence appeared unlikely it was unpredictable; steps were therefore taken to ensure the safety of the dam should the slide occur. Amongst other actions, the crest of the dam was widened considerably and the rate of filling of the reservoir was under strict control.

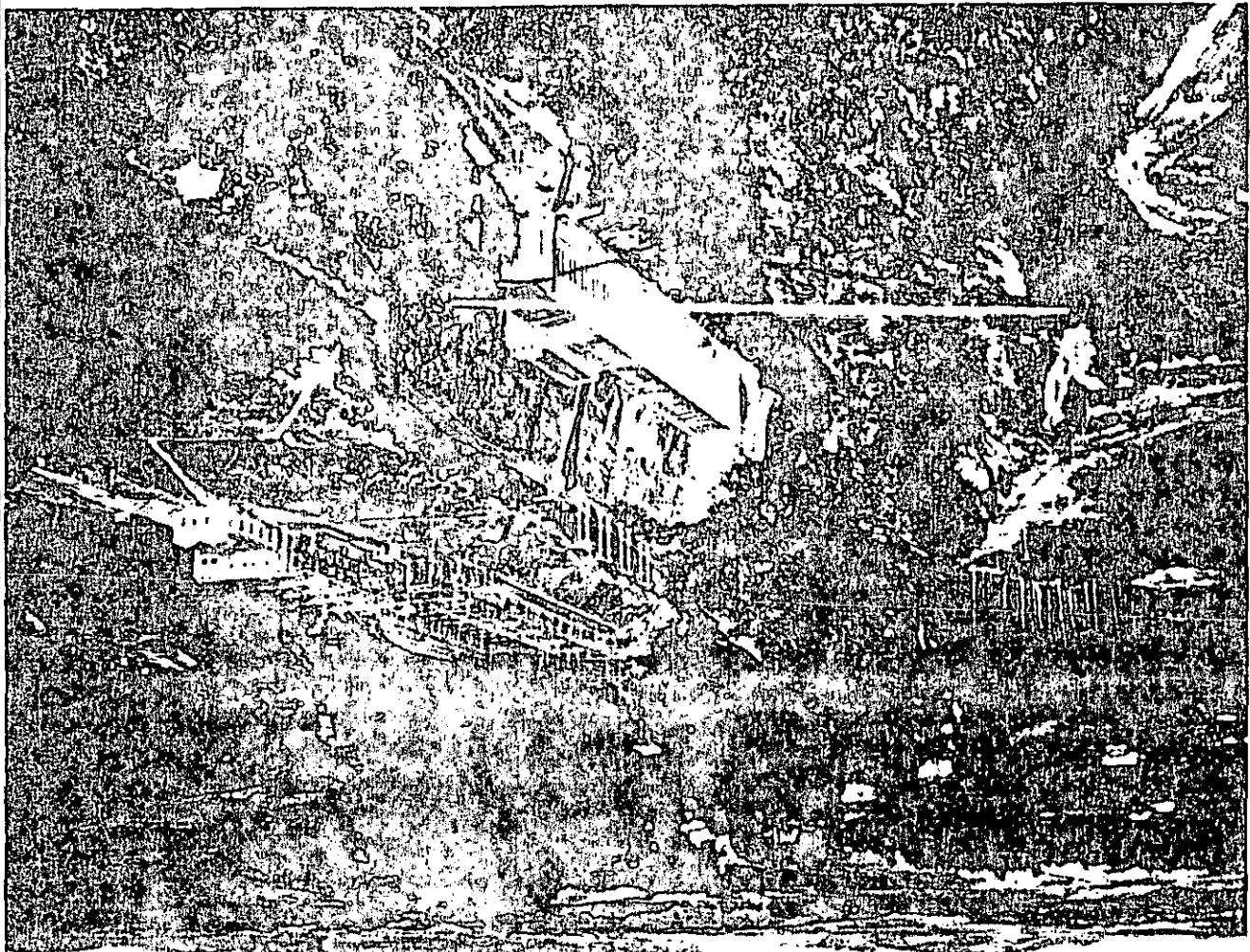
Deep excavations into the banks of a steep gorge may cause instability related to existing tectonic stresses, Fig. 7.31; in this case a high

Fig. 7.32 Arapuni Dam, New Zealand

Fig. 7.33 Tachien Dam, Taiwan—Owner Taiwan Power Co.; design by Electroconsult



7.33



7.32

horizontal stress existed in the rock mass. Pressure water from the reservoir infiltrated the bedded sandstone and the rock itself swelled with saturation. The resulting forces caused cracks to appear in the end wall of a building—following the line of maximum shear.

Where the river takes a 180° bend below a dam a narrow ridge results and there can be a very significant hydraulic gradient between its two sides. Serious leakage occurred below Arapuni Dam, New Zealand, Fig. 7.32, but it was successfully stopped by grouting. The 180 m Tachien Dam in Taiwan,<sup>17</sup> Fig. 7.33, is being built in a very steep gorge; Pitan Creek joins the Tachia River just upstream from the dam, resulting in such a ridge between the reservoir and the river downstream from the dam.

Wide valleys should not be exempted from close investigation for possible slip planes. One large slide was initiated in Tasmania by a canal excavated through country with a surface cross-fall of about 1 in 20. Filling of the canal, coincidental with rain, lubricated a very thin seam of montmorillonite clay which provided the failure plane.

## 7.6 Mining

The existence of a mine either under or adjacent to a dam will present many problems such as:

Possible subsidence of the foundation of the dam;  
Loss of water from the reservoir;  
Flooding of the mine;  
Excessive hydrostatic pressure at faces in the mine.

The Cataract Dam, Australia—and other nearby dams of the Sydney Water Board—have been built on Triassic sandstone that overlies coal seams some 500 m below. Studies prior to construction<sup>16</sup> led to the conclusion that a pillar of coal 270 m diameter should be left in the mine directly below the dam, i.e. a conical angle of 30° at the base of the dam. Based on coal-mining practice, and particularly if lesser depth were involved, this angle might well approach 45°. It was also agreed that coal could be extracted under the reservoir owing to the presence of shale beds in the series—any resulting subsidence would not endanger the water supply by

undue leakage. Where the mine is under the reservoir there is, however, the possibility that sufficient water could pass through the intervening rocks to flood the mine, or at least increase its drainage problems. Even if the rock series were sufficiently impermeable to impede the flow of water, there is the possibility that excessive interstitial pressures could be built up—with danger to the mine faces. If the mine is above and adjacent to the reservoir, saturation of the hillside and change in the water table could lead to potential instability. Seismic effects from blasting within the mine might then be sufficient to trigger a landslide.

Since the matter of liability could be of major importance, the geological investigation should include information on both existing mines and potential mine sites.

## 7.7 Materials Investigations

As early as possible in the general investigations the Engineer must be advised on the availability of suitable materials for the dam, i.e. impervious, semi-impervious and free-draining materials for an embankment as well as sound, inert rock or gravel and sand for concrete aggregate. The work normally proceeds in three stages: reconnaissance, prospecting (or feasibility) and detailed examination.

### 7.71 Reconnaissance

In this stage an assessment is made of the types and very approximate quantities of suitable materials occurring within reasonable distance of the site. This is often based on a study of aerial photographs, reports on regional geology, the gathering of local information and possibly aerial inspection. Usually little subsurface work is done at this stage. However, samples would be taken for preliminary property testing as well as petrographic and mineralogical examination. A locality plan showing the sources of various materials relative to the site would be prepared for appraisal by design and construction engineers.

### 7.72 Prospecting

Selected areas are more accurately delineated

for systematic exploration, with sampling on a grid of, say, 100 m squares. Samples of materials that might be used for embankment dams are tested for maximum dry density, optimum moisture content and the likely range of shear strength parameters. Alluvial sand and gravel deposits are prospected to determine overburden depths and the likely quantity of usable materials available at reasonable cost.

### 7.73 Detailed Investigations

The exploration techniques employed will depend upon the topography (accessibility), the properties of the materials and the nature of the deposit, particularly its depth. Augers are commonly used in fine materials, but bulldozer trenches or backhoe pits will present a broader and a more accurate picture. In coarse materials the dozer is often used above the water table and the backhoe or dragline below the water table. Seismic methods are normally employed to supplement the information so obtained.

It is usual to prove quantities of materials at least 50 per cent in excess of the volumes required for the dam; this is to cover actual losses, materials used for other purposes, and for possible increases in the required quantities. In

coarse materials requiring separation and re-blending—for processed filters in embankment dams or for concrete aggregate—a further allowance should be made to cover losses in the split of gradings and the waste in sizes in excess of requirements.

All exploratory excavations should be logged by the Engineering Geologist, in close liaison with the Engineers, so that misinterpretation of terminology will be avoided.

Normal testing of mechanical properties will be carried out by the Engineer, but the Engineering Geologist should arrange for petrographic and mineralogical examination of the materials—especially to:

- Aid correlation of geological formations;
- Explain anomalous behaviour or predict changes in composition or properties in the new environment;
- Define mineral composition, type and degree of alteration, microfractures, etc.;
- Warn of possible alkali aggregate reaction in concrete;
- Warn of any dispersive characteristics of soils;
- Report on soundness of particles, as may be related to undue breakdown in stockpiling, mixing, or consolidation in an embankment.

### References

1. G. A. Kiersch, 'Vaiont Reservoir Disaster—Geologic Causes', *A.S.C.E. Civil Engineering*, 34, No. 3, March 1964, pp. 32–39.
2. R. C. S. Walters, *Dam Geology*, 2nd edn., Butterworths, London, 1971, pp. 71 and 257.
3. C. J. Okeson, 'Geologic Requirements of the Foundations of Large Dams', *8th ICOLD Congress*, Edinburgh, 1964, Q.28, R.4, 1, pp. 73–85.
4. 'Sluicing for Site Investigations—Corin Dam-site', *Journal I.E. Aust.*, 37, No. 9, Sept. 1965, p. 258.
5. *L.N.E.C. Activity Sheet*, No. A.s. 401/72.
6. J. C. Jaeger, 'Occurrence and Effects of Earthquakes', *ANCOLD Bulletin No. 29*, Oct. 1969, pp. 2–24.
7. 'The San Fernando, California, Earthquake', *J. Internat. Ass. Earthq. Engng.*, 1, No. 1.
8. (a) D. J. Leeds, 'Report on the 1971 San Fernando Earthquake', *A.S.C.E. Civil Engineering*, 42, No. 5, May 1972, pp. 58–60, with discussion August 1972; (b) K. V. Steinbrugge and H. J. Degenkolb, 'Meeting the Earthquake Challenge—California's New Laws', *Civil Engineering*, Feb, 1975, p. 45.
9. *Effects of the San Fernando Earthquake on the Van Norman Reservoir Complex*, California Dept. of Water Resources, Division of Safety of Dams Interim Report, May 1971.
10. J. H. Healy et al., 'The Denver Earthquakes', *Science*, 161, pp. 1301–1310.
11. J. P. Rothé, 'Fill a Lake, Start an Earthquake', *New Scientist*, 11th July, 1968, pp. 75–78.
12. G. W. Housner, 1969, 'The Seismic Events at Koyna Dam, India', *Proc. 11th Symposium Rock Mechanics*, Berkeley, California.
13. Mickey, *New Scientist and Science Journal*, 1st July, 1971.
14. G. Horninger and H. Kropatscher, 'The Rock Slides Downstream from GMEUND Dam Austria and Measures to Safeguard the Dam', *9th ICOLD Congress*, Istanbul, 1967, Q.34, R.37, 111, pp. 657–669.
15. (a) Q. Zaruba and V. Marich, *Landslides and their Control*, Czechoslovak Academy of Sciences, Prague, 1969, Elsevier, Amsterdam, London, New York; (b) R. C. S. Walters, *Dam Geology*, 2nd edn., Butterworths, London, 1971.

16. L. A. B. Wade, 'Dam Construction in New South Wales, Australia', *Minutes of Proc. I.C.E.*, 178, Pt. IV, 1908-1909.
17. C. H. Wang, 'Design and Construction of the Tachien Dam', *World Dams Today*, Japan Dam Association, Tokyo, 1970.

### Bibliography

- R. E. Leggett, *Geology and Engineering*, McGraw-Hill, New York and London, 1939.
- C. Jarger, *Rock Mechanics and Engineering*, Cambridge University Press, Cambridge, 1972.
- M. Duncan, *Engineering Geology and Rock Mechanics* (2 Vols.), Leonard Hill, London, 1969.
- D. S. Parsimis, *Principles of Applied Geophysics*, Methuen's Monographs on Physical Subjects.
- D. U. Deere et al., *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock*, University of Illinois, Urbana, Illinois, U.S.A., Dec. 1966.
- D. G. Moye, 'Classification of Rock Weathering', *Engineering Geology for the Snowy Mountains Scheme*, *Journal I.E. Aust.*, 27, No. 10-11, Oct., Nov. 1955, pp. 287-298.
- T. N. Burke-Gaffney, 1951, 'Seismicity of Australia', *Journal & Proceedings Royal Society of N.S.W., Australia*, No. 85, pp. 47-52.
- H. A. Doyle, I. B. Everingham and D. J. Sutton, 'Seismicity of the Australian Continent', *Journal Geol. Society, Australia*, 15, 1968, pp. 295-312.
- D. S. Carder, 'Reservoir Loading and Local Earthquakes', *Proc. 6th Annual Engineering Geology Symp.*, Boise, Idaho, 1968.
- R. G. T. Lane, 'Seismic Activity at Man-made Reservoirs', *Proc. I.C.E.*, 50, Sept. 1971, pp. 15-24; Discussion, 51, April 1972, pp. 767-784.
- N. M. Newmark and E. Rosenbleuth, *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, New York, 1971.
- W. G. Milne and A. G. Davenport, 'Earthquake Probability', *Proc. 4th World Conf. on Earthquake Engineering 1969*, 1, pp. 55-67.
- W. G. Milne and A. G. Davenport, 'Earthquake Damage to Earth Dam—U.S.S.R.', *Water Power*, Aug. 1972.
- R. V. Phillips and D. L. Georgeson, 'Environmental Considerations of Dam Construction and Operation in Seismically Active Urban Areas' (San Fernando), *11th ICOLD Congress*, Madrid, 1973, Q.40, R.18, 1, pp. 255-270.
- P. M. Manc, 'Earth Tremors in Koyna Project Area', *9th ICOLD Congress*, Istanbul, 1967, Communication C13, V, pp. 509-518.
- S. S. Saini, 'Behaviour of Koyna Dam—Dec. 1967 Earthquake', *Journal of Structural Division*, Paper 9015, *Proc. A.S.C.E.*, 98, No. ST7, July 1972, pp. 1395-1412.
- UNESCO, 1970, 'Report on First Meeting of the Working Group on Seismic Phenomena Associated with Large Reservoirs', *SC/CONF.*, 200/4, Dec. 1970.
- General Report of Yugoslav National Committee, 'Grancarevo Dam', *10th ICOLD Congress*, Montreal, 1970, Q.39, G.P.10.
- C. Jaeger, 'The Vaiont Rock Slide', *Water Power*, 17, No. 3-4, March-April 1965, and *Civil Engineering and Public Works Review*, July 1965, pp. 1033-1034.
- P. Londe, G. Vigier and R. Vormeringer, 'Stability of Rock Slopes—A Three-dimensional Study', *Journal Soil Mechanics and Found Divn.*, Paper 6363, *Proc. A.S.C.E.*, 95, No. SM1, Jan. 1969, pp. 235-262.
- B. Nath, 'Hydrodynamic Pressure on High Dams During Earthquakes', *Proc. I.C.E.*, 42, March 1969, pp. 413-421.

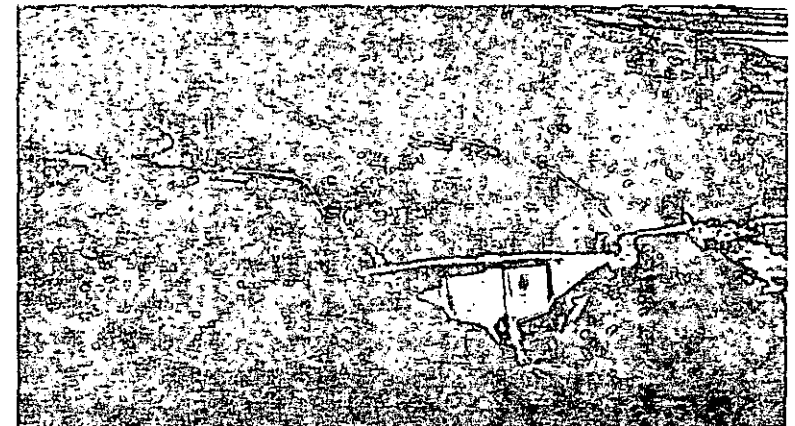
21. Jaeger, C. 'The stability of partly immersed fissured Rock Masses and the Vajont Rock Slide', *Civ. Eng.*, 64, 1204-7 (1969).
22. Kiersch, G.A., 'Vajont Reservoir Disaster', *Civil Engineering Am. Soc. Civ. Eng.*, 32-39 (1964).
23. Confitzen, W.E., 'Economic Effects of Reservoir Sedimentation', *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, 114, pp 1109-1119 Paper 2458 (1951).
24. Winter, T.R.S., 'The Silting of Impounding Reservoirs', *Jl. Inst. Civ. Engrs.*, 30 Paper No. 5781, 65-88 (1950).
25. Gottschalk, L.C., 'Reservoir Sedimentation', in *Handbook of Applied Hydrology*, (ed by Chow, V.T.) McGraw Hill, New York, 17-1 to 17-33 (1964).
26. Bell, H.S., 'Density currents as agents for Transporting Sediments', *Jl. Geol.*, 50, 512-547 (1942).
27. Fry, A.S., 'Sedimentation in Reservoirs', in *Applied Sedimentation*, (ed by Trask, P.D) Wiley, New York, 347-363 (1950).
28. Johnstone, G.S. and Crichton, J.R., 'Geological and Civil Engineering Aspects of Hydroelectric Developments in the Scottish Highlands', *Engng. Geol.*, 1, 311-342 (1966).
29. Kay, J.A., 1969, 'The proposed Solway Firth Barrages: A Review of the Geological and Geotechnical Aspects', *Engng. Geol.*, 3, 265-306.
30. Water Resources Board, *Morecambe Bay Estuary Storage*, H.M.S.O., London (1971).

## Dams and Dam Sites

### TYPES OF DAM

The type and size of dam constructed depends upon the need for and the amount of water available, the topography and geology of the site, and the construction materials which are readily obtainable. Dams can be divided into two major categories according to the type of material with which they are constructed, namely, concrete dams and earth dams. The former category can be subdivided into gravity, arch and buttress dams whilst rolled fill and rock-fill embankments comprise the other. As far as dam construction is concerned safety must be the primary concern, this coming before cost. Safety requires that the foundations and abutments are adequate for the type of dam selected.

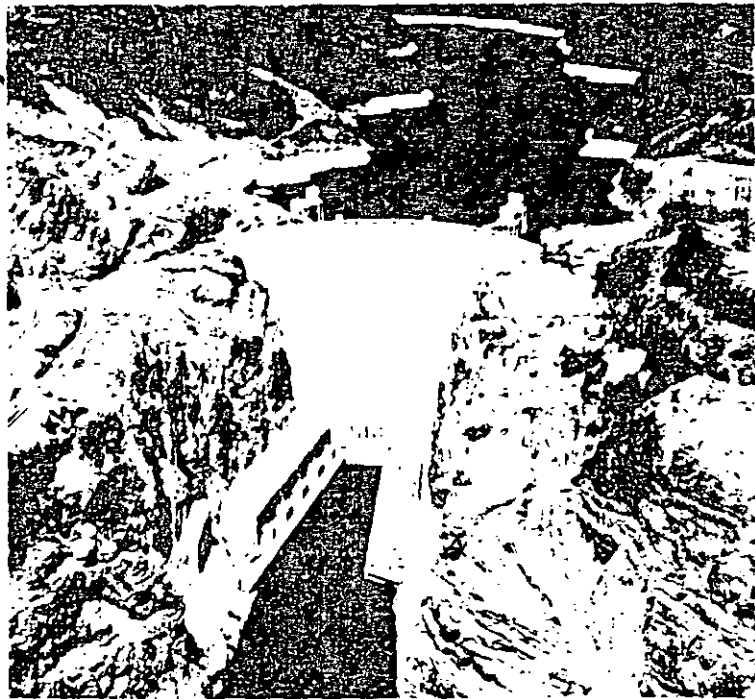
A gravity dam is a rigid, monolithic structure which is usually straight in plan although sometimes it may be slightly curved (*Figure 7.1*). Its cross section is roughly trapezoidal. Generally gravity dams can tolerate only the smallest differential movements and require large amounts of concrete since their



*Figure 7.1 Meldon dam near Okelhampton, viewed in a late stage of construction, with impounding of water well advanced. The Meldon reservoir was formed by damming the West Okewent river. The dam impounds 3.25 million m<sup>3</sup> of water, providing a reliable daily yield of 22700 m<sup>3</sup>. (Courtesy of Gleeson Civil Engineering Ltd)*

resistance to dislocation by the hydrostatic pressure of the reservoir water is due to their own weight. However, gravity dams have been built on badly fractured, variable rock and even on river fill, the ground requiring adequate treatment before their construction. Properly constructed gravity dams with adequate foundations are probably among the safest of all dams. A favourable site is usually one in a constricted area of a valley where sound bedrock is reasonably close to the surface, both in the floor and abutments. An important consideration in some areas of the world is the availability within a reasonable hauling distance of adequate deposits of suitable aggregate for concrete.

An arch dam consists of a concrete wall, of high strength concrete, curved in plan, with its convex face pointing upstream (*Figure 7.2*). Arch dams are

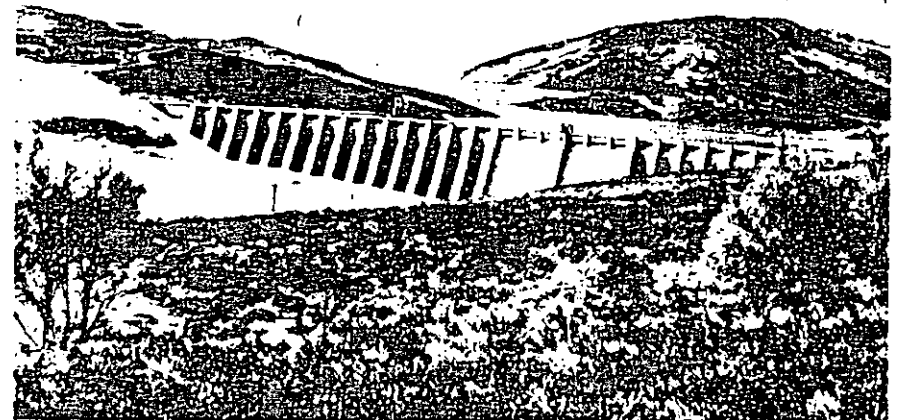


*Figure 7.2 Aerial view of Hoover Dam and Lake Mead. The world-famous dam, completed in 1935 spans the Colorado between Nevada and Arizona, providing multipurpose benefits, flood protection, river control, water storage, and conservation for irrigation and low-cost hydroelectric energy. (Courtesy of United States Bureau of Reclamation)*

relatively thin walled and lighter in weight than gravity dams. They will stand up to large deflections in the foundation rock provided that the deflections are uniformly distributed. They transmit most of the horizontal thrust of the reservoir water to the abutments by arch action and this, together with their relative thinness, means that they impose high stresses upon narrow zones at the base as well as the abutments. Therefore the strength of the rock mass at the abutments and immediately down-valley of the dam must be unquestionable, and its modulus of elasticity must be high enough to ensure that its deformation under thrust from the arch is not so great as to induce excessive stresses in the

arch. Ideal locations for arch dams are provided by narrow gorge where the walls are capable of withstanding the thrust produced by the arch action. The arch itself must be well keyed into the abutments. If the load on the abutments and foundation are about equal then the dam is called a gravity-arch dam.

In locations where concrete aggregate is in limited supply and the foundation rocks are competent, buttress dams provide an alternative to other concrete dams. Buttress dams also involve more limited excavation of foundations. A buttress dam consists principally of a slab of reinforced concrete which slopes upstream and is supported by a number of buttresses whose axes are normal to the slab (*Figure 7.3*). The buttresses support the slab and transmit the water load to the foundation. They are rather narrow and act as heavily loaded walls thus exerting tremendous unit pressures on the foundation. In weak rocks buttresses may punch into the ground causing upheaval of material between them. The problem of uplift pressure is practically eliminated in buttress dams and access is available for the inspection of the foundations.



*Figure 7.3 Errochty dam - an example of a buttress dam (Courtesy of North of Scotland Hydro Electric Board)*

Earth dams are embankments of earth or rock with an impermeable core for controlling seepage (*Figure 7.4*). This usually consists of clayey material or if sufficient quantities are not available then concrete or asphaltic concrete membranes are used. The core is normally extended as a cut-off below ground level when seepage beneath the dam has to be controlled. These cut-offs may be very deep, for example, that for the Ladybower dam reached a maximum depth of 76 m. In some cases cut-offs have been extended into the abutments as wing trenches. Drains of sand and/or gravel installed within and beneath the dam also afford seepage control. Because of their broad base earth dams impose much lower stresses on the foundations than concrete dams. Furthermore they can more readily accommodate deformation such as that due to settlement. As a consequence earth dams have been constructed on a great variety of foundations ranging from weak, unconsolidated stream or glacial deposits to high strength rocks. A fuller note on earthfill dams is given in section 7.7.



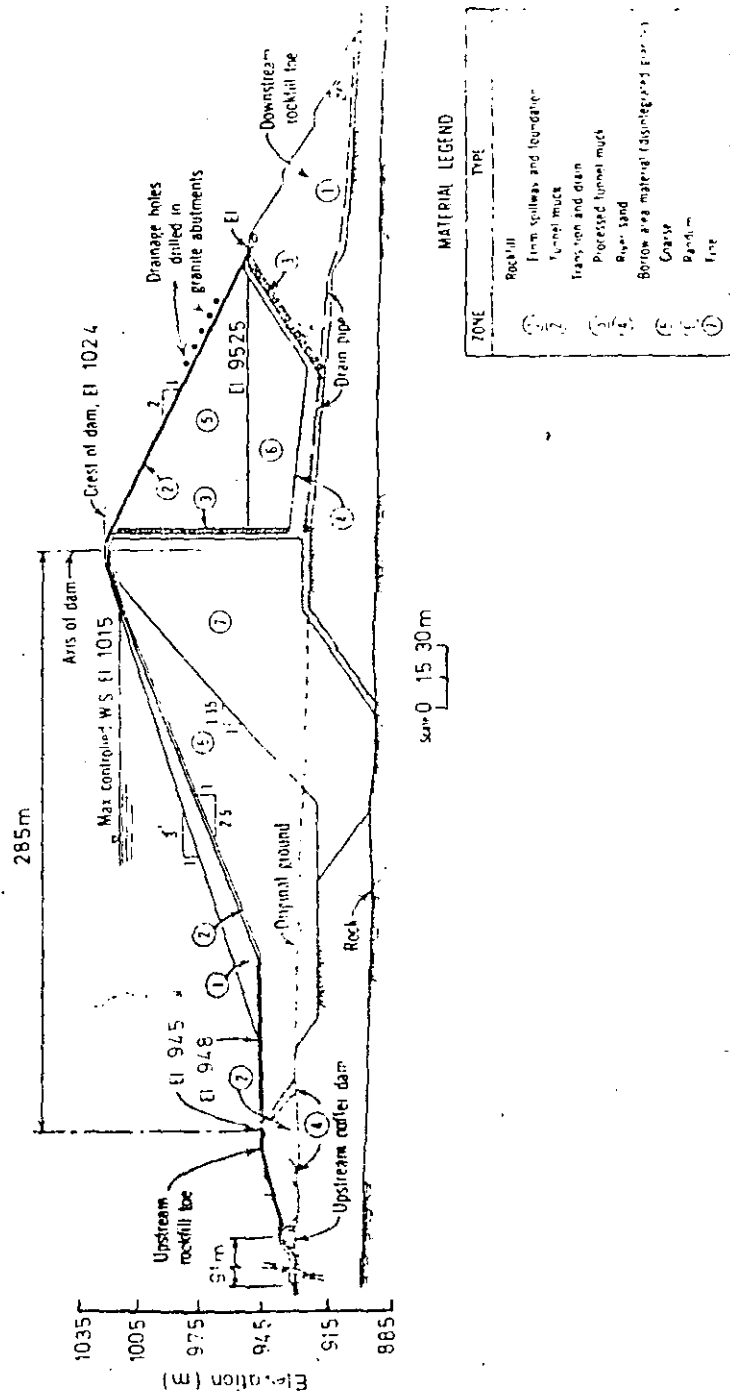


Figure 7.4 Mahumoth Pool dam, California, an example of an embankment dam (After Terzaghi, 1962)

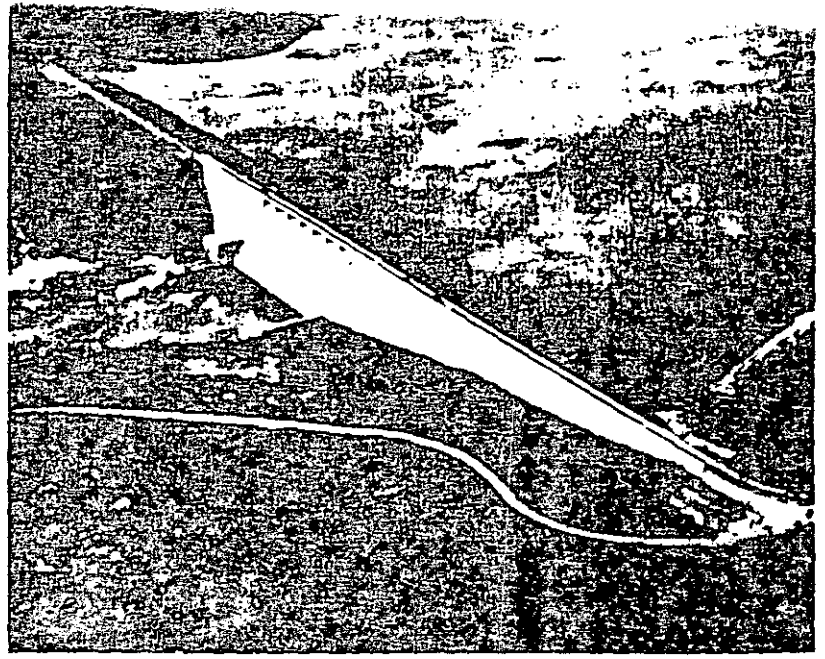


Figure 7.5 Cow Green dam - an example of a composite dam

Some sites which are geologically unsuitable for a specific type of dam design may support one of composite design. For example, a broad valley which has strong rocks on one side and weaker ones on the other can possibly be spanned by a combined gravity and embankment dam as at Cow Green in Teesdale (Figure 7.5).

### 7.2 FORCES ON A DAM

The construction of a dam and the filling of a reservoir behind it impose a load on the sides and floor of a valley creating new stress conditions. These stresses must be analysed so that there is ample assurance that there will be no possibility of failure. A concrete dam behaves as a rigid, monolithic structure, the stress acting on the foundation being a function of the weight of the dam as distributed over the total area of the foundation. By contrast earthfill dams exhibit semi-plastic behaviour and the pressure on the foundation at any point depends on the thickness of the dam above that point. Vertical static forces act downward and include both the weight of the structure and the water, although a large part of the dam is submerged and therefore the buoyancy effect reduces the influence of these two forces. The most important dynamic forces acting on a dam are wave action, overflow of water, shocks and seismicity.

Horizontal forces are exerted on a dam by the lateral pressure of water behind it. These, if excessive, may cause concrete dams to slide. The tendency towards sliding at the base of such dams is of particular significance in fissile rocks such as shales, slates and phyllites. Weak zones, such as interbedded



ashes in a sequence of basalt lava flows, can prove troublesome. The presence of flat-lying joints may destroy much of the inherent shear strength of a rock mass and reduce the problem of resistance of a foundation to horizontal forces to one of sliding friction so that the roughness of joint surface becomes a critical factor. Rocks which contain montmorillonite are also suspect since this limits the value of the coefficient of friction between the concrete of the dam and the rock of the foundation. The rock surface should be roughened to prevent sliding and keying the dam some distance into the foundation is advisable. This can be done by building a key wall or by providing a cut-off wall at the heel of the dam. Another method of reducing sliding is to give a downward slope to the base of the dam in the upstream direction of the valley.

The pore water pressure within foundation materials is a variable force which acts in all directions and exerts an important influence on their engineering performance. Estimation of pore pressure, therefore, is a fundamental factor in dam design and in the study of the stability of the adjacent slopes. It has been reviewed by Serafim and Campo (1965)<sup>1</sup>. Variations in pore pressure cause changes in the state of stress in rock masses (see Serafim, 1968)<sup>2</sup>. For example, pore pressures reduce the compressive strength of rocks and cause an increase in the amount of deformation they undergo. Pore water also may be responsible for swelling in certain rocks and for an acceleration in their rate of alteration. Pore water in the stratified rocks of a dam foundation reduces the coefficient of friction between the individual beds and between the foundation and the dam. Increasing pore pressure may lift beds and the dam itself and so decrease the shearing strength and resistance to sliding within the rock mass.

Percolation of water through the foundations of concrete dams, even when the rock masses concerned are of good quality and of minimum permeability, is always a decisive factor in the safety and performance of dams. Such percolation can remove filler material which may be occupying joints, which in turn can lead to differential settlement of the foundations. It may also open joints which decreases the strength of the rock mass.

In highly permeable rocks excessive seepage beneath a dam may damage the foundation. Seepage rates can be lowered by reducing the hydraulic gradient beneath the dam by incorporating a cut-off into the design. A cut-off lengthens the flow path so reducing the hydraulic gradient. It extends to an impermeable horizon or some specified depth and is usually located below the upstream face of the dam. The rate of seepage can also be effectively reduced by placing an impervious earth fill against the lower part of the upstream face of a dam.

Uplift pressure acts against the base of the dam and is caused by water seeping beneath it which is under hydrostatic head from the reservoir. Uplift pressure should be distinguished from the pore pressure in the material beneath the dam. The uplift pressure on the heel of a dam is equal to the depth of the foundation below water level multiplied by the unit weight of the water. In the simplest case it is assumed that the difference in hydraulic heads between the heel and the toe of the dam is dissipated uniformly between them. The uplift pressure can be reduced by allowing water to be conducted downstream by drains incorporated into the foundation and base of the dam.

A dam settles under its own weight and filling the reservoir basin causes additional settlement, the amount of settlement depending upon the strength of the foundation rocks. A dam built on rocks which swell on exposure undergoes

When load is removed from a rock mass on excavation it moves slightly upward. In other words it is subject to rebound. The rebound problem may be serious if, during dam construction, a thick layer of unreliable rock material is removed from the dam site. The amount of rebound depends on the modulus of elasticity of the rocks concerned, the larger the modulus of elasticity, the smaller the rebound. The situation is complicated if the foundation consists of more than one rock type with differing physical properties. This can lead to differential rebound. The rebound process in rocks generally takes a considerable time to achieve completion and will continue after a dam has been constructed if the rebound pressure or heave developed by the foundation material exceeds the effective weight of the dam. Hence if heave is to be counteracted a dam should impose a load on the foundation equal to or slightly in excess of the load removed.

### 7.3 GEOLOGY AND DAM SITES

Of the various natural factors which directly influence the design of dams none is more important than the geological, not only do they control the character of the foundation but they also govern the materials available for construction. No matter how much preliminary investigation may have been afforded the problem, it is never certain what geological features will be discovered when a dam site is excavated. Nor perhaps are engineers ever free from doubt about every factor in their construction until after a dam has been completed and the reservoir filled. Even years later, unforeseen and unpredictable weaknesses may appear. In the USA for instance, alkali reaction in concrete affected a number of dams many years after they were built. Most unanticipated difficulties have been related to the geology of the site rather than to engineering design and workmanship. For instance, Gruner (1962)<sup>6</sup> listed the causes of failure of dams as follows:

Foundation failure	40%
Inadequate spillway	23%
Poor construction	12%
Uneven settlement	10%
High pore pressure in the case of pumped fill embankments	5%
Acts of war	3%
Embankment slips	2%
Defective materials	2%
Incorrect operation	2%
Earthquakes	1%

As a consequence projects should not be embarked upon until all reasonable doubt relating to the geological feasibility has been removed. Every site has some geological peculiarity but the major questions which need answering include the depth at which adequate foundations exist, the strengths of the rocks involved, the likelihood of water loss and any special features which have a bearing on excavation (see Okeson, 1964)<sup>7</sup>. The character of the foundations upon which dams are built and their relation to the basic conditions of stress and strain of

hydrostatic pressure and of exposure to weathering must be ascertained so that the proper factors of safety may be adopted to insure against subsequent failure.

Major flaws in the foundations such as shear zones, faults, buried channels, cavernous zones, active and potential slides and low water tables may constitute threats to stability or effective operation, or interfere with construction. Minor flaws resulting from weathering, jointing, bedding, lineation, hydrothermal alteration, creep and other factors frequently have a significant bearing on the location, design and construction of a dam. What is more Rocha (1964)<sup>8</sup> pointed out that as far as the foundations for concrete dams are concerned it is also necessary to investigate how the properties of the rock mass concerned influence the behaviour of the dam, since the dam and foundation should be regarded as a structural unit. A margin of safety, under the action of the forces transmitted by the dam to the foundation, must be allowed if failure is to be avoided, and displacements of the foundation must be acceptable to the concrete dam.

A systematic method of recording geological conditions at dam sites has been proposed by Knill and Jones (1965)<sup>9</sup>. In their account they refer to the Roseires, Kariba and Latiyan dams, Kiersch and Treasher (1955)<sup>10</sup> and Moye (1955)<sup>11</sup> also have provided reviews of similar geological investigations.

Dam construction requires extensive use of geological materials, namely, aggregate for concrete, soils for embankments, stone for riprap, sand and gravel for filters and drainage.

### 7.3.1 Investigation at dam sites

Surface investigations include a general study of the topography, hydrology, and geology of the area concerned. Subsurface exploration at dam sites should aid the production of detailed geological maps and sections showing the succession, structures, depth of weathering, position of the water table and information on the physical properties of the foundation rocks. Most of the detailed geological information is obtained from drilling. Initially one hole may be put down in the middle of each abutment, and one or more in the river section to determine the depth of river fill. Additional holes can then be located from the results of these holes. Holes should always be taken into bedrock unless the weathered zone or superficial material is extremely deep. The presence of boulders above the rock formation at the dam site may be misleading if they are of the same composition as the local solid rock, and they usually are. For example, the preliminary borings at the Silent Valley dam site in Northern Ireland were taken as proving rock head at slight depths on either side of the valley. By projecting these supposed rock surfaces towards the centre of the valley, it was inferred that rockhead there lay at a depth of about 20 m. This interpretation was erroneous because the borings had been stopped in large boulders. After contracts had been signed additional boring disclosed that the depth to bedrock was actually about 59.4 m in the centre of the valley. Therefore when rock is met with on drilling it is usually recommended that drilling should continue for at least another 6 m. Cores should be closely examined for weathered surfaces or linear structures which may help determine whether the hole is in sound rock or boulder.

Adits provide an effective means of exploring dam abutments, especially if the valley walls are steep. They are preferable to all other methods for exploring steeply dipping joints, faults, shear zones, creep zones and cavernous structures in valley walls. Shafts provide the best and most reliable means of exploring and sampling overburden. Trenches can be used to explore weathered zones and for exposing rock formations under shallow overburden.

Seismic refraction has frequently been used in preliminary investigations of dam sites. It has proved most useful in the detection of buried channels and in the approximate location of bedrock. However, the results should not be used to fix the location of structures or establish grade lines. Seismic refraction also can be used to determine the *in situ* value of Young's modulus. The resistivity method has been used with varying degrees of success in locating buried channels, in determining the depths to bedrock at prospective dam sites and in detecting permeable beds in valley alluvium. However, it is much less dependable than seismic refraction.

An outline of the various large scale *in situ* tests carried out at the Pahlavi dam site on the Dez river in Pakistan is given by Fox *et al* (1964)<sup>9</sup>. Subsequently Rocha (1974)<sup>10</sup> reviewed the techniques which are available for obtaining data relating to foundation rocks and more importantly how to interpret such information in relation to the design of concrete dams. Serafim and Guerreiro (1974)<sup>11</sup> also have discussed the interpretation of the results of *in situ* tests in relation to foundations for concrete dams. It is advisable to test every foundation zone which, according to the data available, can be distinguished with respect to deformability.

All foundation and abutment rocks yield elastically to some degree. In particular the modulus of elasticity of the rock is of primary importance as far as the distribution of stresses at the base of a concrete dam is concerned. What is more tensile stresses may develop in concrete dams when the foundations undergo significant deformation. The modulus of elasticity is used in the design of gravity dams for comparing the different types of foundation rocks with each other and with the concrete of the dam. In the design of arch dams, if Young's modulus of the foundation has a lower value than that of the concrete or varies widely in the rocks against which the dam abuts, dangerous stress conditions may develop in the dam. The elastic properties of a rock and existing strain conditions assume importance in proportion to the height of a dam since this influences the magnitude of the stresses imparted to the foundation and abutments. The influence of geological structures in lowering Young's modulus must be accounted for by the provision of adequate safety factors. It should also be borne in mind that blasting during excavation of foundations can open up fissures and joints which leads to greater deformability of the rock mass. The deformability of the rock mass, any possible settlements and the amount of increase of deformation with time can be taken into consideration by assuming lower moduli of elasticity in the foundation or by making provisions for prestressing (see Serafim, 1964)<sup>12</sup>. However, when Bourbonnais and Morgenstern (1974)<sup>13</sup> calculated the elastic deformation parameters consistent with the reported displacements of three dam foundations and compared the results with those obtained from *in situ* tests, they found that the overall stiffness of the rock masses, subjected to loadings by these three dams, were higher than the stiffness estimated from the *in situ* testing programme. Hence the actual dam foundations were better than predicted. They attributed the discrepancy

between the two sets of results to the fact that the rocks tested were not characteristic of the rock masses at depth. In fact most rock masses increase in stiffness with depth.

Rocha (1974)<sup>10</sup> used model testing as a means of investigating how the deformability of a foundation influences the state of stress in a concrete dam. He showed that one of the most important parameters is the  $E_f/E_c$  ratio (the ratio of Young's modulus for the rock mass to that of the concrete). With  $E_f/E_c < 1:16$  the behaviour of a dam is governed by the deformability of the foundation, whereas when  $E_f/E_c$  exceeds 1.4 the influence of the foundation is very slight. The conclusions presented in Figure 7.6 apply to arch dams when the

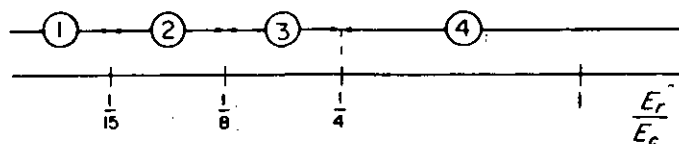


Figure 7.6 Influence of the modulus of elasticity of the foundation. 1. Very important. 2. Important. 3. Rather important. 4. Irrelevant.

$E_f/E_c$  ratio has the values indicated even in very small zones such as fault zones. For gravity and buttress dams the same conclusions are applicable to weak zones in the foundation. However, when a foundation is homogeneous the state of stress in these structures is not much influenced even by values of  $E_f/E_c$  as low as 1:16.

Percolation of water along joints, fissures, fault zones, and altered and crushed zones must be assessed in order to design grout curtains and drainage systems, otherwise dangerous uplift forces may develop in the foundations.

## 7.4 ROCK TYPES AND DAMS

Excluding the weaker types of compaction shales, mudstones, marls, pyroclasts and certain very friable types of sandstone, there are few foundation materials deserving the name rock that are incapable of resisting the bearing loads even of high dams (see Morton, 1974)<sup>14</sup>.

### 7.4.1 Igneous rocks

In their unaltered state plutonic rocks are essentially sound and durable with adequate strength for any engineering requirement. Sites with sound rock exposed at the surface are often found in regions where glaciers have removed the weathered mantle. In some instances, however, intrusives may be highly altered by weathering or hydrothermal attack.

In humid regions valleys carved in granite may be covered with residual soils which extend to depths often in excess of 30 m. Fresh rocks may only be exposed in valley bottoms which have actively degrading streams. At such sites it is necessary to determine the extent of weathering and the engineering properties of the weathered products. Particularly the shearing strength since this must be adequate to preclude failure of the structure by sliding within the foundation. Generally the weathered product of plutonic rocks has a large clay content, although that of granite rocks is sometimes porous with a permeability

comparable to that of medium grained sand, so that it requires some type of cut-off or special treatment of the upstream surface. The effect of weathering on construction materials is to put quarries at a premium while residual soil suitable for earth fill is abundant. Three main design alternatives exist. Firstly, to excavate down to sound rock in order to provide a foundation for a concrete dam. Secondly, to construct an earth fill dam in which stripping will be largely confined to the removal of organic top-soil. Cut-off problems in the residual soil could involve concrete walls, chemical grouting or deep core trenches. If foundations are inadequate for chute spillways, resort may be made to bellmouth spillways. Thirdly, a composite dam might be built, for example, a buttress section including the spillway in the valley bottom with fill shoulders.

Most of the Avon dam was founded on sound relatively unfissured granite at an average depth of 7.6 m. Under one hillside, however, frequent near vertical fissures occurred, together with a clay filled mineralized vein and a large crescent-shaped pocket of highly decomposed granite. The vein was grouted by means of rake holes and was bridged with a concrete slab at formation level. Clay material was removed from the pocket and replaced by cement grout.

At Stithians dam a wide and deep zone of decomposed granite occurred under the valley floor. The central spillway section of the dam was carried on an arch which abutted on sound granite on either side of the kaolinized zone and weight blocks were added to the gravity abutments. The grout curtain extended the full length of the dam and pressure relief holes were connected to the inspection gallery. A graded sand filter was provided at the downstream toe to prevent the transportation of clay particles by seepage from under the dam.

Thick massive basalts make satisfactory dam sites but many basalts of comparatively young geological age are highly permeable, transmitting water via their open joints, pipes, cavities, tunnels, and contact zones. Foundation problems in young volcanic sequences are two-fold. Firstly, weak beds of ash and tuff may occur between the basalt flows which give rise to problems of differential settlement or sliding. Secondly, weathering during periods of volcanic inactivity may have produced fossil soils, these being of much lower strength. Where thick beds of sound basalt adequately confine such weak horizons concrete designs may be adopted, otherwise foundation conditions dictate the adoption of an earth fill embankment.

Rhyolites, and frequently andesites, do not present the same severe leakage problems as basalts. Their joints are usually amenable to cement grouting. They frequently offer good foundations for concrete dams although at some sites chemical weathering may mean that embankment designs have to be adopted. The best foundation conditions encountered in the United Kingdom according to Knill (1970)<sup>15</sup> are those at the buttress dam at Haweswater, these being composed of massive andesite.

Pyroclastics usually give rise to extremely variable foundation conditions due to wide variations in strength, durability and permeability. Their behaviour very much depends upon their degree of induration, for example, many agglomerates have a high enough strength to support a concrete dam and also have a low permeability. By contrast ashes are invariably weak and often highly permeable. One particular hazard concerns ash not previously wetted which is metastable and undergoes a significant reduction in its void ratio on saturation. Clay/cement grouting at high pressures may turn ash into a satisfactory foundation. Hydraulic fracturing occurs and consolidation of the ash is induced. Tuffs and ashes are

frequently prone to sliding. Dam sites that contain young ashes and tuffs dipping toward the valley in either abutment are especially questionable. Montmorillonite is not an uncommon constituent in these rocks when they are weathered and its presence should be given special attention.

#### 7.4.2 Metamorphic rocks

The metamorphic rocks vary considerably in their suitability for dam sites. Fresh, thermally metamorphosed rocks such as quartzite and hornfels are very strong and afford excellent dam sites. Marble has the same advantages and disadvantages as other carbonate rocks.

Cleavage, schistosity and foliation in regional metamorphic rocks may adversely affect their strength and make them more susceptible to decay. Moreover areas of regional metamorphism have usually suffered extensive folding so that rocks may be fractured and deformed. Some schists, slates and phyllites are variable in quality, some being excellent for dam site purposes, others, regardless of the degree of their deformation or weathering, are so poor as to be wholly undesirable in foundations and abutments. For instance, talc, chlorite and sericite schists are weak rocks containing closely spaced planes of schistosity. Large scale field tests may be required to measure shear strength and sliding potential, the latter being especially critical if the rocks dip downstream. Some schists become slippery upon weathering and therefore fail under a moderately light load. On the other hand slates and phyllites tend to be durable. Although slates and phyllites are suitable for concrete dams where good load bearing strata occur at a relatively shallow depth, problems may arise in excavating broad foundations, the greater use of mechanical excavators adversely affecting slaty cleavage and jointing. Particular care is required in blasting slates, phyllites and schists, otherwise considerable overbreak or shattering may result. It may be advantageous to use presplitting for final trimming purposes.

Foundation treatment should include curtain grouting where any open fractures need sealing in order to reduce the permeability. Consolidation grouting to reduce deformability and increase mechanical strength may be required beneath a concrete dam.

At one time these rocks were not favoured as a source of rock fill as it was feared they would give rise to bridging action which would subsequently cause settlement under load. Experience has shown, however, that when compacted in lifts using a vibratory roller, the rock breaks down to give a well graded, permeable fill. Consequently rock fill embankments are being increasingly adopted for these sites.

The St. Francis dam, near Saugus, California, was a gravity dam with a height of 62.5 m. Filling began in 1926 and failure occurred two years later. Leakage through the foundation preceded the failure. The floor and one abutment at the dam site were composed of mica schist, the other abutment consisting of conglomerate. The contact between the two was faulted. Failure occurred near the fault and basically was due to softening and disintegration of the conglomerate, which had a matrix composed of clay and gypsum, by percolating water. However, the dam may have slipped initially along the planes of schistosity of the mica schist, these dipping towards the river in the abutment. A water flow up to 38 m in depth rushed down the valley causing the death of 236 persons and several million dollars worth of damage to property.

Generally speaking gneiss has proved a good foundation rock for dams, although a notable exception was at the Malpasset dam site. The rupture of the Malpasset dam, near Frejus, France, occurred on December 2nd, 1959. Over 400 people lost their lives and part of Frejus was destroyed. This arch dam was founded in gneiss in which there are magmatic intrusions. It would appear that fissures opened in the rock under the heel of the dam, which was then subjected to tensile stresses. Consequently this zone became very pervious allowing the slow build-up of water pressure in the gneiss which in turn led to increased fissuration and further weakening, so allowing the dam to slide. The dam underwent a double rotation movement.

These displacements may have caused a fissure, 10 to 20 mm wide, to open up on the upstream side of the dam, some 6 months before rupture occurred. At this junction it is very likely that the foundation had been weakened all along the periphery of the dam. The displacement of the dam foot increased and an active arch was formed within the dam. Because the dam was more or less loose from its foundation a tremendous thrust was transferred to the left abutment. A blow-out therefore occurred in the rock mass on the left bank and the left concrete abutment slid causing the dam to collapse. Failure occurred when the reservoir reached its top water level. A fuller account of the disaster is given by Jaeger (1963, 1972)<sup>16,17</sup>.

#### 7.4.3 Joints, faults and shear zones

Joints, faults and shear zones are responsible for most of the unsound rock encountered at dam sites on plutonic and metamorphic rocks. Unless they are sealed they may permit leakage through foundations and abutments. Slight opening of joints on excavation leads to imperceptible rotations and sliding of rock blocks, large enough, however, to appreciably reduce the strength and stiffness of the rock mass. Sheet or flat lying joints tend to be approximately parallel to the topographic surface and introduce a dangerous element of

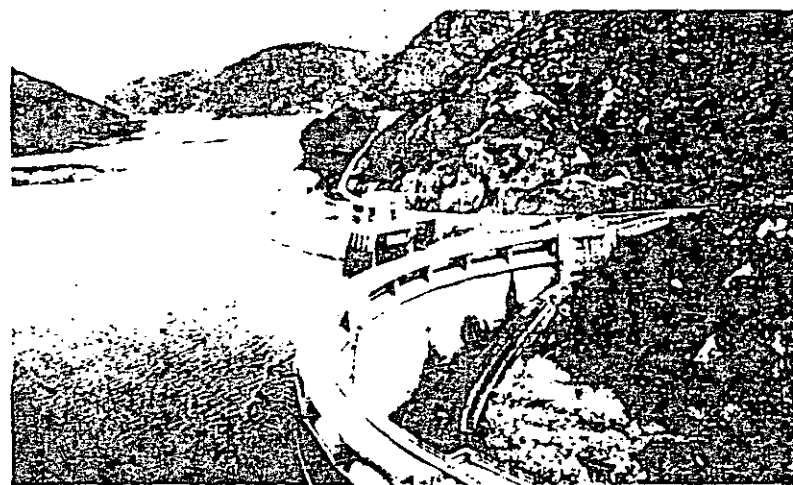


Figure 7.7 Monar dam. A double curvature arch dam founded on steeply folded and jointed psammitic granulite of the Moine Series (Courtesy North Scotland Hydro Electric Board)

weakness into valley slopes. Indeed in a consideration of Mammoth Pool dam foundations on sheeted granite Terzaghi (1962)<sup>18</sup> observed that the most objectionable feature was the sheet joints orientated parallel to the rock surface. Their width varies and if they remain untreated large quantities of water may escape through them from the reservoir. Moreover, the joints may transmit hydrostatic pressures into the rock downstream from the abutments which are high enough to dislodge sheets of granite located above them. If a joint is very wide and located close to the rock surface it may close up under the weight or lateral pressure exerted by the dam and cause important differential settlement.

The Monar dam is a double curvature arch dam which was built across the headwater of the river Farrar in Invernesshire (Figure 7.7). Excavation for the dam was carried through a surface zone of more open jointed rock. A few narrow and nearly vertical seams of broken rock crossed the foundation trench. The dam is founded on psammitic granulites of the Moire series which have been strongly folded. Generally the rocks are massive and unweathered and contain thin pelitic or semi-pelitic layers, pegmatites and occasional quartz veins. However, the engineering behaviour of the rock mass is largely controlled by the joint pattern, a detailed study of which was made by Henkel *et al* (1964)<sup>19</sup>.

#### 7.4.4 Sandstones

Sandstones have a wide range of strength depending largely upon the amount and type of cement-matrix material occupying the voids. With the exception of shaley sandstone, sandstone is not subject to rapid surface deterioration on exposure. As a foundation rock even poorly cemented sandstone is not susceptible to plastic deformation. However, friable sandstones introduce problems of scour within the foundation. Moreover, sandstones are highly vulnerable to the scouring and plucking action of the overflow from dams and have to be adequately protected by suitable hydraulic structures. A major problem of dam sites located in sandstones results from the fact that they are generally transected by joints, which reduce resistance to sliding. Generally, however, sandstones have high coefficients of internal friction which give them high shearing strengths, when restrained under load.

Sandstones are frequently interbedded with shale. These layers of shale may constitute potential sliding surfaces. Sometimes such interbedding accentuates the undesirable properties of the shale by permitting access of water to the shale-sandstone contacts. Contact seepage may weaken shale surfaces and cause slides in formations which dip away from abutments and spillway cuts. Severe uplift pressures may also develop beneath beds of shale in a dam foundation and appreciably reduce its resistance to sliding. Foundations and abutments composed of interbedded sandstones and shales also present problems of settlement and rebound, the magnitude of these factors depending upon the character of the shales.

The permeability of sandstone depends upon the amount of cement in the voids and, more particularly, on the incidence of discontinuities. The porosity of sandstones generally does not introduce leakage problems of moment, though there are exceptions. The sandstones in a valley floor may contain many open joints that wedge out with depth and these are often caused by rebound of interbedded shales. Conditions of this kind in the abutments and foundations of

dams greatly increase the construction costs for several reasons. They have marked influence on the depth of stripping, especially in the abutments. They must be cut off by an elaborate programme of pressure grouting and drainage to the combined purposes of preventing excessive leakage and reducing the undesirable uplift effects of hydrostatic pressure of reservoir water on the base of the dam or on the base of some bedding contact within the dam foundation. Where beds of sandstone in a hillside dip downstream it has been common practice to construct a wing trench upstream from the main cut-off in order to prevent the impounded water from gaining access to the hillside. If the dip is upstream, the wing trench has been carried in a downstream direction. Where the beds rise steeply into the hillside the main cut-off has been continued as an arc trench into the hillside.

Many sandstones found in valleys carved out of Millstone Grit country have been fractured by valley bulging or cambering. These crumples gradually die out with depth. Spectacular valley bulges were recorded in the foundations of the Howden, Derwent and Ladybower dams. In the latter the fold was present to a depth of almost 60 m and nearly 9.5 M litre/day was pumped from the cut-off trench during construction (see Hill, 1949)<sup>20</sup>. As far as earth dams are concerned it has been the practice in the past to extend the cut-off into the undisturbed strata below the crumple. However, in future more use will be made of grouting so as to limit the depth of excavation.

In the case of concrete dams it is necessary either to take the excavation into undisturbed strata, or to thoroughly grout the foundations to arch over the crumple. A further consequence of valley bulges is the opening up of tensile fissures in sandstones forming the valley sides. These fissures run parallel to the valley and may be up to 250 mm wide close to the valley side, but they become progressively narrower and finally disappear when followed into the hillside. They form easy channels for the escape of impounded water around the abutments of a dam.

#### 7.4.5 Carbonate and evaporitic rocks

Limestone dam sites vary widely in their suitability. Thick bedded horizontally lying limestones relatively free from solution cavities afford excellent dam sites. Limestone requires no special treatment to ensure a good bond with concrete. On the other hand thin bedded, highly folded or cavernous limestones are likely to present serious foundation or abutment problems involving bearing strength or watertightness or both. Resistance to sliding involves the shearing strength of limestone. If the rock mass is thin bedded a possibility of sliding may exist. This should be guarded against by suitably keying the structure into the foundation rock. Beds separated by layers of clay or shale, especially those inclined downward, may, under certain conditions, serve as sliding planes and give rise to failure.

Some solution features will always be present in limestone. The size, form, abundance and downward extent of these features depends upon the geologic structure and the presence of interbedded impervious layers. Individual cavities may be open, they may be partially or completely filled with clay, silt, sand or gravel mixtures, or they may be water filled conduits. Solution cavities present numerous problems in the construction of large dams, among which bear:

strength and watertightness are paramount. Few dam sites are so bad that it is impossible to construct safe and successful structures upon them but the cost of the necessary remedial treatment may be prohibitive. Dam sites should be abandoned where the cavities are large and numerous and extend to considerable depths. Sufficient bearing strength generally may be obtained in cavernous rock by deeper excavation than otherwise would be necessary. Watertightness may be attained by removing the material from cavities, and refilling with concrete. The small filled cavities may be sealed effectively by washing out and then by grouting with cement. The establishment of a watertight cut-off through cavernous limestone presents difficulties in proportion to the size and extent of the solution openings. There is no reason for apprehension over the possibility of damage caused by the solution of foundation or abutment rocks as the rate of limestone solution is too slow to constitute a threat.

Hales Bar dam was located at the downstream limit on the gorge where the river Tennessee emerges from the mountains (see Moneymaker, 1968)<sup>21</sup>. The left (east) abutment was in talus, the right was in Bangor Limestone. The foundation was also in the Bangor Limestone, which consists of thick bedded, quite pure, fine to coarsely crystalline limestone, interbedded with layers of calcareous shale. Structurally the dam was situated on the south eastern limb of an anticline. Minor faults were fairly abundant and the rocks were transected by numerous vertical joints. The limestone was in places much dissolved to depths of more than 30 m below the original bed of the river. Solution was controlled predominantly by the minor faults. Unfortunately the site was selected almost wholly on the basis of the physiographic character of the gorge. Leakage through the limestone was so great that completion was long delayed and the cost was much greater than anticipated. In the worst areas copious quantities of cement grout were pumped into the rock. After completion of the dam in 1971 attempts were made to cut off the leakage by plugging the inlets but they were unsuccessful and leakage continued to increase. By 1919 there were nine small boils immediately downstream from the eastern cavernous area and there were eight stronger boils downstream from the western cavernous area. From 1919 to 1921 attempts were made to stop the leakage by pumping molten asphalt into the cavities. However, soon after asphalt grouting was discontinued, leakage began to increase again. By the time the Tennessee Valley Authority took over the dam (1939) leakage amounted to about 48 m<sup>3</sup>/s and the stability of certain parts of the dam was in doubt. The T.V.A. installed a subriver cut-off wall along the upstream toe of the dam, which extended from the foundation to depths, which ranged from 7.6 to 32 m, below the open cavernous rock. This initially reduced leakage appreciably. But by the late 1950's leakage had increased to more than 53.8 m<sup>3</sup>/s. In 1960 drilling and grouting were resumed but without success. Even asphalt injected into the deep subriver cavities was carried through the foundation and appeared in the river downstream of the dam. Several inlets were located in the reservoir by a diver and these were plugged with concrete placed by a tremie. Unfortunately as soon as an inlet was plugged a new opening developed nearby. It was decided to replace Hales Bar with a new project on a satisfactory foundation 10.5 km downstream (Figure 7.8). Hales Bar dam was demolished in 1968. Underwood (1964)<sup>22</sup> described the foundations of four dams located on chalk. He remarked that chalk had several advantages, namely, that it was easily excavated, stood well in slopes (although rockfall due to freeze-thaw action proved a nuisance) and was essentially self-supporting in tunnels. It was noted that elastic rebound occurred on excavation.

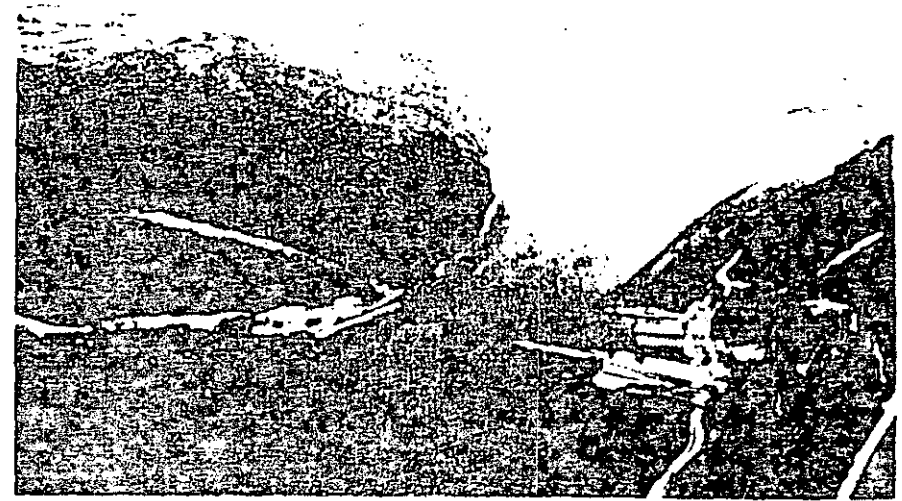


Figure 7.8 Hales Bar dam, about 20.8 km west of Chattanooga on the Tennessee River, was acquired by TVA as part of its purchase of Tennessee Electric Power Company facilities in 1939. The dam had been plagued by leakage problems and in 1967 it was replaced by the new Nickajack dam 10.5 km downstream. The spillway and nonoverflow sections of Hales Bar dam were removed after Nickajack Lake filled, leaving the deactivated lock and power house standing. (Courtesy of the Tennessee Valley Authority)

The removal of evaporites by solution can result in subsidence and collapse of overlying strata\*. Indeed cavities have been known to form in the USA within a matter of a few years where thick beds of gypsum have occurred beneath dams. For instance, extensive surface cracking and subsidence has been attributed to the collapse of cavernous gypsum in Oklahoma and New Mexico. Conversely, when anhydrite is hydrated to gypsum it is accompanied by an increase in volume of between 30 to 58% which can result in uplift and fracture. At sites in arid climates investigations have proved that when anhydrite and gypsum are interbedded with marl they are generally sound. Laboratory studies have shown such material to be of adequate bearing capacity for high earth or rock fill dams (see Redfield, 1968)<sup>23</sup>.

#### 7.4.6 Shales

According to Burwell (1950)<sup>24</sup> well cemented shales, under structurally sound conditions, present few dam site problems, though their strength limitations and elastic properties may be factors of importance in the design of concrete dams of appreciable height. They, however, have lower moduli of elasticity and lower shear values than concrete and therefore are unsatisfactory foundation materials for arch dams. Moreover, if the lamination is horizontal and well developed then the foundations may offer little shear resistance to the horizontal forces exerted by a dam. A structure keying the dam into such a foundation then is required.

Severe settlements may take place in low grade compaction shales. As a consequence such sites are generally developed with earth dams, but associated concrete structures such as spillways will involve these problems. Rebound in

\*James, A.N. and Lupton, A.R.R., 'Gypsum and Anhydrite in Foundations of Hydraulic Structures', *Geotechnique*, 28 249-272 (1978).

deep spillway cuts may cause buckling of spillway linings and differential rebound movements in the foundations may require special design provisions.

The stability of slopes in cuts is one of the major problems of shale both during and after construction. If a spillway is to be deeply cut into shale, no major slides must occur since blocking of the channel might cause overtopping and failure of the dam. Similarly cuttings in shale above other structures must be made stable. This problem becomes particularly acute in dipping formations and in formations containing montmorillonitic clay minerals.

Burwell (1950)<sup>24</sup> suggested that two expedients should always be resorted to in building concrete dams against shale abutments. Firstly, high steps should be avoided and, secondly, the abutment monoliths of the dam should be plugged in regular succession from lower to higher elevations against the final grade surfaces as soon after exposure as possible.

The opening of joints and the development of shear planes in shales for considerable distances behind the normal zones of creep on valley sides result from a combination of elastic rebound, oversteepening of slopes and superincumbent load. These deep-seated disturbances may give rise to dangerous hydrostatic pressures on the abutment rocks downstream from the dam, leakage around the ends of the dam and reduced resistance of the rock to the horizontal forces. The situation may be complicated by the fact that most of the open joints are filled with clay and so grouting may not be feasible.

**7.5 DAMS ON SOILS**

Earth dams are usually<sup>23</sup> constructed on clays as they lack the load bearing properties necessary to support concrete dams. Beneath valley floors clays are frequently contorted, fractured and softened due to valley creep so that the load of an earth dam may have to spread over wider areas than is the case with shales and mudstones. Rigid ancillary structures necessitate spread footings or raft foundations. Deep cuts involve problems of rebound if the weight of removed material exceeds that of the structure. Slope stability problems also arise, with rotational slides a hazard. In these days of rapid dam construction it is essential to carry out a thorough site investigation in order to determine the consolidation characteristics of the foundation clays and their behaviour as banking materials. This involves obtaining continuous undisturbed samples from the foundation and from prospective borrow pit areas (see Rowe, 1972)<sup>25</sup>.

Among the many manifestations of glaciation are the presence of buried channels, disrupted drainage systems, deeply filled valleys, sand-gravel terraces, narrow overflow channels connecting open valleys, and extensive deposits of lacustrine silts and clays, till, and outwash sands and gravels. Deposits of peat and head (solifluction debris) may be interbedded with these glacial deposits. Consequently glacial deposits may be notoriously variable in composition, both laterally and vertically. As a result dam sites in glaciated areas are among the most difficult to appraise on the basis of surface evidence. Knowledge of the preglacial, glacial and post-glacial history of a locality is of vital importance in the search for the most practicable sites. A primary consideration in glacial terrains is the discovery of sites where rock foundations are available for spillway, outlet and powerhouse structures. Generally earth dams are constructed in areas of glacial deposits. Concrete dams, however, are feasible in

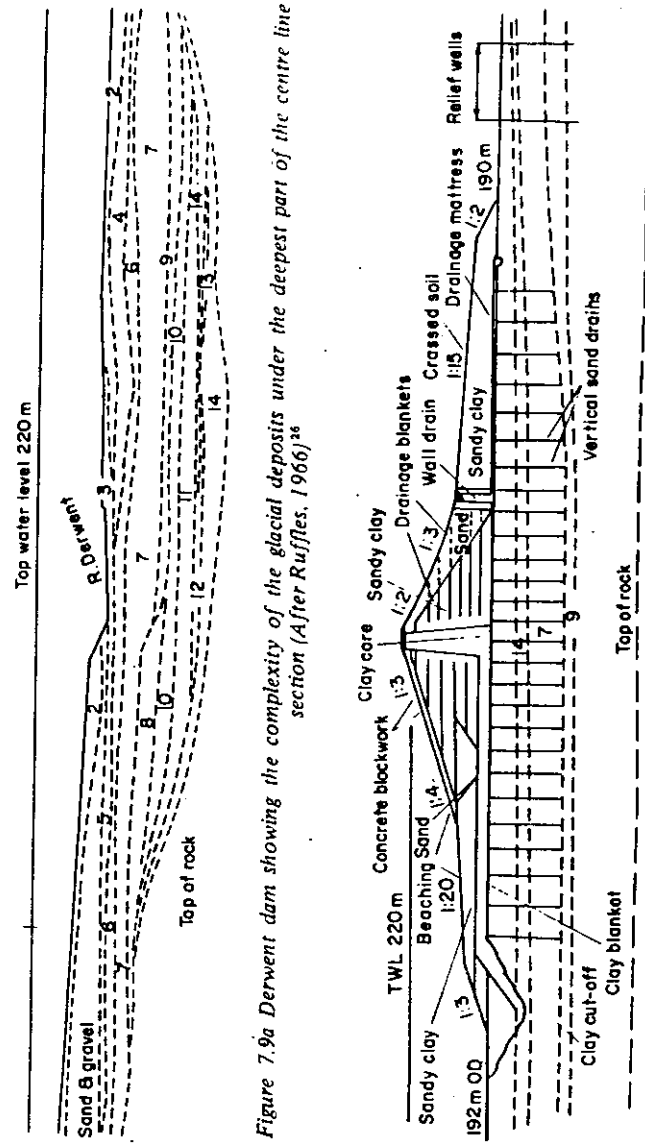


Figure 7.9a Derwent dam showing the complexity of the glacial deposits under the deepest part of the centre line section (After Ruffles, 1966)<sup>26</sup>

- 1 Sand and gravel
- 2 Laminated silt and clay
- 3 Sandy clay with stones
- 4 Silty sands and silt
- 5 Concrete blockwork
- 6 Laminated silt and clay
- 7 Boulder clay
- 8 Silty sand
- 9 Sand and gravel, upper aquifer
- 10 Silt
- 11 Varved clay
- 12 Sand and gravel, lower aquifer
- 13 Sand and gravel
- 14 Boulder clay

Figure 7.9b A typical section through the dam, showing the horizontal clay blanket linking the clay core with the clay cut-off, the vertical sand drains which hastened the consolidation of the laminated clay, and the relief wells into the upper aquifer



must be protected from the destructive action of waves. Post-construction settlement of the dam crest must be limited so that adequate free-board is maintained. Embankments can, of course, be raised. Consolidation tests properly correlated with observed settlement during construction will, according to Middlebrooks (1950)<sup>31</sup>, usually allow establishment of a satisfactory gross grade. Seepage and excessive hydrostatic uplift must be controlled by proper drainage.

Earth dams are constructed where material is readily available and/or the rock foundations are suspect. Indeed they are often more economical to construct than concrete dams. Moreover the broad crest of an earth dam can accommodate a highway where it is necessary to route a road across a valley. For example, Scammonden dam carries the M62 motorway (Figure 7.10).

An earth dam may be zoned or homogeneous, the former type being more common. A zoned dam is a rolled fill dam composed of several zones that increase in permeability from the core towards the outer slopes (Figure 7.11). The number of zones depends on the availability and type of borrow material. Stability of a zonal dam is mostly due to the weight of the heavy outer zones.

If there is only one type of borrow material readily available, a homogeneous embankment is constructed. In other words homogeneous dams are constructed entirely or almost entirely of one type of material. The latter is usually fine grained, although sand and sand-gravel mixtures have been used. Zones of lower permeability can be formed in homogeneous embankments by using either more compaction or a higher water content during construction. To compensate for the absence of zonal loading in a homogeneous fill, its slopes are flattened, which also contributes to the seepage control by decreasing the velocity of the percolating water. These dams are often of low to moderate height, indeed very low dams are almost always homogeneous, otherwise their construction would be unduly complicated.

Rockfill dams generally consist of three basic elements, a loose rockfill dump, which constitutes the bulk of the dam and resists the thrust of the reservoir water; an impermeable facing on the upstream slope or an impermeable core; and rubble masonry between to act as a cushion for the membrane and to resist destructive deflections (Figure 7.12). The disadvantage of an artificial impervious facing, such as concrete facing, is its relative inflexibility. Consolidation of the main rock body may tend to leave the face unsupported with the result that cracks are formed through which seepage takes place. One advantage of impervious faced rockfills is their ability to withstand overtopping by floods. In some dams a flexible rolled, sloping impervious earth core has been used. Rockfill dams may prove less expensive in areas where concrete is expensive, where foundations are not favourable for concrete dams, where there are insufficient adequate earth materials for a rolled fill dams where proper quality rock is readily available or earthquakes are likely.

## 7.7.2 Construction materials

Wherever possible construction materials for an earth dam should be obtained from within the future reservoir basin. Accordingly the investigation of the dam site and the surrounding area should determine the availability of impervious and

pervious materials for the embankment and gravels for drains and filter blankets and stone for riprap. Middlebrooks (1950)<sup>31</sup> classified material for earth dams according to its permeability ( $k$ ), as follows:

Impervious	$k$ less than $0.01 \times 10^{-6}$ m/s
Semi-impervious	$k$ from $0.01$ — $1.0 \times 10^{-6}$ m/s
Semi-pervious	$k$ from $1.0$ — $50 \times 10^{-6}$ m/s
Pervious	$k$ from $50$ — $500 \times 10^{-6}$ m/s
Very pervious	$k$ greater than $500 \times 10^{-6}$ m/s

In some cases only one type of soil is easily obtainable for an earth dam. If this is impervious the design will consist of a homogeneous embankment, which incorporates a small amount of permeable material in order to control internal seepage. On the other hand where sand and gravel are in plentiful supply a very thin earth core may be built into the dam if enough impervious soil is available, otherwise an impervious membrane may be constructed of concrete or interlocking steel sheet piles. However, since concrete can withstand very little settlement such core walls must be located on sound foundations.

Sites which provide a variety of soils lend themselves to the construction of zoned dams. The finer, more impervious materials are used to construct the core whilst the coarser materials provide strength and drainage in the upstream and downstream zones.

When the material which is most readily available at a site is so variable that it cannot be relied upon to have the requisite properties for an impervious core or other embankment zones, then its most economical use may be in random zones.

Where two types of soil occur in two different layers in the same borrow pit they either can be excavated separately and placed in different zones in the dam or excavated together and blended into a single material with intermediate properties. To some extent the properties of the blended material can be controlled by varying the excavation procedure to obtain different proportions of the two soils. Materials can also be blended from different borrow pits, although this often proves uneconomic.

Materials are generally used without processing, although the larger cobbles and boulders as a rule are removed from embankment material to facilitate compaction. At Tarbela dam, Pakistan, boulders were crushed and the material sorted into five grades for use in the embankment (see Cartmel, 1971)<sup>32</sup>. Because of gap grading problems with the gravels crushing was also undertaken to meet the required specification. Cobbles and boulders can be used for pervious, semi-pervious or random zones, and the coarsest material can be used for riprap providing it does not slake.

According to Sherard *et al* (1967)<sup>33</sup> the volume of rock excavated at many major dam sites for cut-off trenches, spillway(s), outlet works and other appurtenant structures has exceeded the volume of the embankment. In such cases, it is generally cheaper to dispose of the waste in the embankment rather than in spoil heaps. Consequently such material should be used whenever possible, even though it may have less desirable properties, and be more difficult to place than soil from the borrow pits. Such rockfill can be used to form berms at both the upstream and downstream toes of the embankment when the foundation consists of soft ground and therefore requires enhancement of stability. It also can be used for free-draining rockfill zones or material with suspect properties can be placed in random zones.





### 7.7.3. River diversion

Wherever dams are built there are problems concerned with keeping the associated river under control. These have a greater influence on the design of an embankment than a concrete dam. In narrow, steep sided valleys the river is diverted through a tunnel or conduit before the foundation treatment is completed over the floor of the river. However, the abutment sections of an embankment can be constructed in wider valleys prior to river diversions. In such instances suitable borrow materials must be set aside for the closure section as this often has to be constructed rapidly so that overtopping is avoided. But rapid placement of the closure section can give rise to differential settlement and associated cracking. Hence extra filter drains may be required to control leakage through such cracks. Sherard *et al* (1967)<sup>33</sup> suggested that compaction of the closure section at a higher average water content means that it can adjust more easily to differential settlement without cracking.

Earthmoving equipment may be unable to cross a large river until closure is effected and so materials have to be drawn from both banks. This may mean that different design sections have to be adopted for the embankment on opposite sides of the river.

The construction programme at Tarbela dam in Pakistan was divided into three main stages, each being related to the location of the river. During the first stage the river was allowed to flow in its own channel. In the second stage it was diverted into a specially excavated channel and in the third stage it flowed through four tunnels in the right abutment (see Cartmel, 1971)<sup>32</sup>. The diversion channel varied in width from 200 m for the upstream section to 210 m for the downstream section, being 4633 m in length and averaging 13.7 m in depth. It was designed to pass a flow of 750000 m<sup>3</sup>/s, which was well in excess of the maximum flood discharge. The main embankment and the silt blanket were constructed between the river bed and the diversion channel during stage 1. This part of the embankment initially was constructed with processed materials from the diversion channel and tunnels. When these were exhausted construction continued with material from the borrow area. The embankment was completed during the two following stages. It has a maximum height of 148 m, a length at the crest of 2743 m and a total volume of 106 million m<sup>3</sup>.

### 7.7.4 Compaction

Embankment soils need to develop high shear strength, low permeability and low water absorption; and undergo minimal settlement. This can be achieved by compaction. The degree of compaction achieved is reflected by the dry density of the soil. Consequently it is necessary to determine the bulk density ( $\rho_b$ ) and the natural moisture content ( $m$ ). The dry density ( $\rho_d$ ) can then be derived from:

$$\rho_d = \frac{\rho_b}{1 + m} \quad (7.1)$$

The relationship between dry density and moisture content for a particular compactive effort can be assessed by the compaction or Procter test (see BS 1377:1975)<sup>34</sup>. A series of tests are carried out on the same soil at increasing

moisture content and these values together with those of  $\rho_d$  density are plotted on a graph (Figure 7.13). The resultant curve has a maximum value of dry density at an optimum moisture content. This is because at low values of moisture content the soil is stiff and difficult to compact, giving a low dry density with a high void ratio but as the moisture content is increased, it increases soil workability and produces a high dry density with a low void ratio. Beyond the optimum moisture content moisture tends to keep soil particles apart and so low dry densities with high void ratios are achieved.

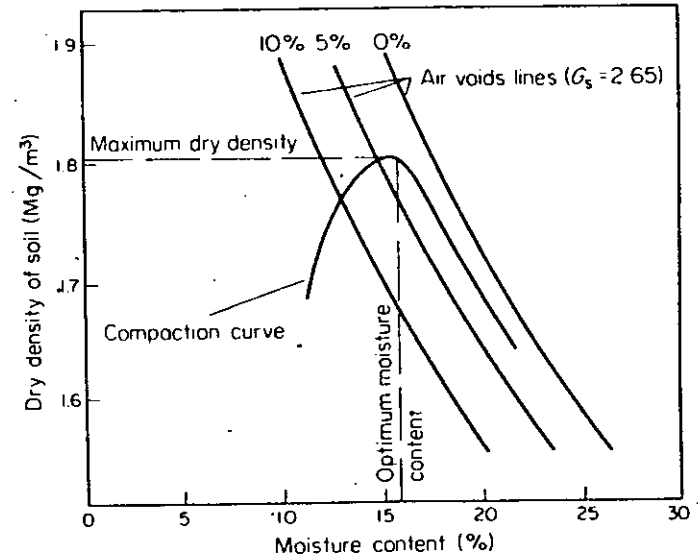


Figure 7.13 Compaction curve showing relationship between dry density and moisture content

The relative compaction achieved on site should, if possible, come within 90 to 95% of the maximum dry density obtained in the Procter test. For large earthworks full scale tests will probably be necessary, a test section being compacted with the plant which is going to be employed. In this way it is possible to determine the number of passes a machine needs make in order to obtain the desired dry density. The Department of the Environment (1969)<sup>35</sup> specify that compaction of cohesive soils should only be carried out when the moisture content of the soil is not more than 2% above the plastic limit. If it exceeds this figure then the soil must be allowed to dry. As far as granular material is concerned it can be compacted at its natural moisture content. Over-compaction of soil on site, that is, compacting the soil beyond the optimum moisture content, must be avoided since this means that the soil becomes softer even though it has a higher density. The bulk density and moisture content of the compacted material should be assessed regularly so that proper control can be maintained. If compaction of a fill is carried out correctly, then the density attained usually equals or may even exceed that of the natural ground.

As far as the shear strength of compacted soil is concerned, the greatest shear strength for a given degree of compaction is achieved when the moisture content is somewhat lower than the optimum. Decreasing permeability

Table 7.1 (continued)

Material	Major divisions	Sub-groups	Casa-grande group symbol	Suitable type of compacting equipment	Min. no. of passes for satisfactory compaction	Max. thickness of loose layer (actual thickness depends on plant used)	Approx. density to be expected in Great Britain	Remarks
Fine grained soils (continued)		Organic clays of medium plasticity	OI				1360	
	Soils having high compressibility	Micaceous or diatomaceous fine sandy and silty soils, elastic silts	MH				1440	These soils are considered very undesirable for use in earthworks and should not be employed if they are highly compressible
		Clays (inorganic) of high plasticity, fat clays	CH				1440	It is advisable to compact these soils at the moisture content at which no change will occur subsequently
		Organic clays of high plasticity	OH				1360	As for MH soils
	Fibrous organic soils with very high compressibility	Peat and other highly organic swamp soils	Pt					These soils are entirely unsuitable for earthwork construction

\* CP 2003 Code of Practice on Earthworks, British Standards Institution, 1959

† Where one pass is equivalent to 6 to 8 blows per unit area.

‡ Where one pass is equivalent to 2 to 3 blows per unit area.

§ For use in dry climates. In Great Britain soils are seldom dry enough for compaction with sheepfoot roller.

the upstream face built of soil materials are 1 in 2.5 or 1 in 3 below the top water level and 1 in 2 above. The downstream face is generally 1 in 2 or flatter. Rockfill dams have been designed with 1 in 5 to 1 in 3 slopes. Slopes may incorporate berms. Usually these are spaced vertically about 36 m apart and are provided with proper drainage for surface water. When material is available a rockfill or gravel toe is placed on the downstream side of the dam. Sometimes a toe may be placed on the upstream face. These toes tend to increase the stability of the dam and afford some control over seepage.

It is not practical to construct slopes steeper than 1 in 1.5 for angular gravels and about 1 in 2 for smooth rounded gravels. The finer the particle sizes used in the fill, the flatter the slopes. Thus an embankment composed entirely of homogeneous silts may have slopes as flat as 1 in 4 below the water line. With a predominance of clays, dams have sometimes been built with slopes of 1 in 10 near their base. As mentioned above the gradient of the slope is also dependent upon the competency of the underlying foundation, the less competent the foundation, the flatter the slope. This spreads the load more widely over the foundation materials thus reducing settlement and danger of sliding. In the analysis of both upstream and downstream embankment slopes for stability during construction, a minimum safety factor of 1.5 is specified. In order to achieve stability of the upstream slope with reservoir empty and of the downstream slope with steady seepage from full reservoir head, a minimum factor of safety varying from 1.5 for clean granular materials to about 2.0 for highly cohesive clays, is needed.

### 7.7.6 Protection of the upstream slope

Waves generated by wind blowing across a reservoir or exceptionally, by earthquakes or massive slides along the slope of a reservoir basin mean that the upstream face of an earth dam requires protection. Embankment slopes are protected by either a concrete pavement or a layer of riprap. Concrete pavements may be articulated or monolithic.

Gravels are placed beneath riprap to prevent the fine soils of the embankment from being removed by water action and they also stop the riprap from sinking into the core. If the filter beneath the riprap material is too fine then it may be removed by strong wave action. Once removed the riprap settles and may expose the embankment material. On the other hand if the stones in the riprap are not heavy enough to resist the wave action then they are removed. Beaching results when a few stones are moved out of place, a wave cut notch being formed to expose the compacted embankment material.

The downstream slope of an earth dam can be protected by covering it with graded gravel or crushed rock or by seeding it with protective grasses.

### 7.7.7 Pore pressures and cracking

The most critical period in the construction of the dam is just before it is brought to grade or shortly thereafter. At this time pore pressures, due to consolidation in the embankment and foundation, are at a maximum. Where there is any doubt concerning the possibility of developing adverse pore

pressures during construction, piezometers should be installed in critical areas. The use of instruments to monitor the pore pressures, earth pressures and internal deformations in embankment dams has been discussed by Penman (1969)<sup>37</sup>. The information obtained allows the design assumptions to be checked and if necessary the design can be modified during construction. On the other hand if suspect pore pressures do not develop, there is usually no question concerning the stability of the embankment, since most soils have adequate strength when fully consolidated.

The magnitude and distribution of pore pressures during construction depend primarily on the construction water content, the properties of the soil the height of the dam and the rate at which dissipation by drainage can occur. In 1933 Proctor<sup>38</sup> showed that generally fills for earth dams were being compacted too dry, which resulted in collapse settlements on wetting. The concept of optimum moisture content to give maximum dry density accordingly was introduced. Subsequently the US Bureau of Reclamation tended to place impermeable materials at an average water content of between 1 and 3% below optimum in order to keep pore pressures under control (see Walker and Holtz, 1953)<sup>39</sup>. However, Casagrande (1950)<sup>40</sup> pointed out that a low placement water content produces a brittle fill which can give rise to cracking in the impervious core when differential settlement occurs. He added that any reduction of water content below Proctor optimum should be related to the plasticity index of the fill material. For example, 2% below optimum would produce a fairly plastic clay but a brittle silt. Casagrande's view has been supported recently by de Mello

Table 7.2 CLASSIFICATION OF CORE MATERIALS OF DAMS ON THE BASIS OF THE CAPABILITY OF RESISTANCE TO CONCENTRATED LEAKS (After Sherard *et al.*, 1967)<sup>33</sup>

- (a) *Very good material*  
Very well-graded coarse mixtures of sand, gravel and fines,  $D_{85}$  coarser than 50 mm;  $D_{30}$  coarser than 6 mm. If fines are cohesionless, not more than 20 per cent finer than the No. 200 sieve.
- (b) *Good materials*  
(i) Well-graded mixture of sand, gravel and clayey fines.  $D_{85}$  coarser than 25 mm. Fines consisting of inorganic clay (CL) with plasticity index > 12.  
(ii) Highly plastic tough clay (CH) with plasticity index > 20.
- (c) *Fair materials*  
Fairly well-graded, gravelly, medium-to-coarse sand with cohesionless fines.  $D_{85}$  coarser than 6 mm;  $0.5 \text{ mm} < D_{30} < 3.0 \text{ mm}$ . Not more than 25 per cent finer than the No. 200 sieve.
- (d) *Poor materials*  
(i) Clay of low plasticity (CL and CL-ML) with little coarse fraction. Plasticity index between 5 and 8. Liquid limit > 25.  
(ii) Silts of medium-to-high plasticity (ML or MH) with little coarse fraction. Plasticity index > 10.  
(iii) Medium sand with cohesionless fines.
- (e) *Very poor materials*  
(i) Fine, uniform, cohesionless silty sand.  $D_{35} < 0.3 \text{ mm}$ .  
(ii) Silt from medium plasticity to cohesionless (ML). Plasticity index < 10.

A general summary would be that all silts (ML and MH in the Unified Soil Classification System) are relatively poor materials. For inorganic clays, the higher the liquid limit and the higher the position above the A-line on the plasticity chart, the higher the leakage

(1977)<sup>41</sup>. Water contents above the Proctor optimum can cause high construction pore pressures which increase the danger of rotational slips in the earth dam.

According to Sherard *et al.* (1967)<sup>33</sup> well graded clayey sands and sand-gravel-clay mixtures develop the highest construction pore pressures whereas uniform silts and fine silty sands are the least susceptible (Table 7.2). The relationship between the dissipation of pore pressures in the central part of thick impervious cores and the coefficient of permeability is roughly as follows (see Sherard *et al.*, 1967)<sup>33</sup>:

$0.5 \times 10^{-8} \text{ m/s}$	No dissipation of pore pressure
$0.5 \text{ to } 5 \times 10^{-8} \text{ m/s}$	Some dissipation
$5 \text{ to } 50 \times 10^{-8} \text{ m/s}$	Appreciable dissipation
Over $50 \times 10^{-8} \text{ m/s}$	Complete dissipation.

The critical stability condition for the upstream slope of an earth dam occurs when the water in the reservoir is lowered, after it has been full for some length of time. Removal of the supporting reservoir load, together with the slow dissipation of pore pressures in fine grained material, means that slope stability is reduced. It is therefore common practice to make the upstream slope flat enough to be stable under the maximum possible pore pressures. Except for embankments of very fine grained silts and compressible clays this is probably a very conservative procedure. Filter drains provide a reliable method of controlling pore pressures developed on drawdown. If, however, the material comprising the upstream section of the dam is free draining, crushed rock or sand and gravel, then water will flow out of the pores as rapidly as the reservoir is lowered and the problem of excess pore pressure does not arise. Rapid drawdowns are continually involved in the operation of pumped storage schemes, and have produced failures in the upstream slopes of some of the embankment dams concerned.

It has been found that much higher vertical pressures can develop in the shoulders of an earth dam than in the core. Indeed the measured vertical pressure in the latter can be as little as half the nominal overburden pressure. This has been attributed by Trollope (1957)<sup>42</sup> to an arching effect in the core. In other words during construction the core tends to compress more under the weight of the overlying fill than do the shoulders so that part of the weight of the core is transferred to the shoulders by shearing stresses and arching. Unfortunately hydraulic fracturing can occur in the core when the upper part is supported by the arching effects of the adjoining shoulders while the lower part of the core settles. In such a situation the total stress in the core can be reduced below the value of the pressure from the reservoir water. Such a development obviously is detrimental to watertightness and the performance of the core. However, Penman (1977)<sup>43</sup> observed that if the pore pressures throughout the core at the end of the construction period exceed those imposed by the reservoir water then the latter cannot give rise to hydraulic fracturing. Penman (1975)<sup>44</sup> previously had suggested that arching action was reduced if a core was soft enough to act like a dense 'fluid'.

Cracking in embankment dams is influenced by soil properties and construction methods. For example, Sherard (1953)<sup>45</sup> indicated that inorganic clays with plasticity indices of less than 15 and grading curves falling within the range shown in Figure 7.14 are more susceptible to cracking when compacted drier than optimum moisture content than either finer or coarser materials. By

sites which previously were considered unsuitable because of adverse geological conditions can now be utilised.

### 7.8.1 The Lugeon test

Initial estimates of the groutability of ground frequently have been based upon the results of pumping-in tests, in which water is pumped into the ground via a drillhole. The results are normally described in terms of lugeon units, one lugeon being equal to a flow of 1 litre/m/min at a pressure of 1 MN/m<sup>2</sup>. A lugeon unit is approximately equal to a coefficient of permeability of 10<sup>-7</sup> m/s. According to Lugeon (1933)<sup>48</sup> a rock absorbing less than one lugeon unit can be considered watertight. Rock masses may, of course, contain zones of high permeability. In fact Serafim and Campo (1965)<sup>1</sup> indicated that a formation of impermeable rock which possessed horizontal discontinuities 0.1 mm wide at regular intervals of 1 m would filtrate  $8 \times 10^{-7}$  m/s. The minimum groutable opening for cement grout is about 0.2 mm, such an opening corresponding to a high hydraulic conductivity. For instance, 0.2 mm cracks at 1 m intervals give a directional permeability of about 50 lugeon units. Hoek and Londe (1974)<sup>49</sup> maintained that this meant that consolidation grouting with cement was probably useless in rock zones where water tests indicated less than 50 lugeon units. In such cases chemical grouts have to be used.

Lugeon (1933)<sup>48</sup> suggested that grouting beneath concrete gravity dams was necessary when the permeability exceeded 1 lugeon unit. However, this standard has been relaxed in modern practice, particularly for earth dams and for foundations where seepage is acceptable in terms of lost storage and non-erodibility of foundation or core materials. For example, Houslyby (1977)<sup>50</sup> proposed that grout curtains should achieve an approximate degree of watertightness, which is suitable for both the dam and its foundation conditions. The degree of watertightness can be specified in terms of standards related to permeability. Houslyby (1976)<sup>51</sup> previously had described a modified form of lugeon testing which provided an assessment of the need for foundation grouting at dam sites (Figure 7.17). In other words the permeability data so obtained is used to determine whether grouting is necessary. Five consecutive tests are performed, for 10 min each at pressures A, B, C, B, A. The interpretation Houslyby placed upon these five lugeon values is summarised in Figure 7.18. Some examples of lugeon values for rocks are given in Table 7.3. Houslyby

Table 7.3 EXAMPLES OF TYPICAL LUGEON VALUES (After Houslyby, 1977)<sup>50</sup>.

Lugeon value	Strong massive rock, continuous jointing	Weak heavily jointed rock
0	Completely tight	Completely tight
1	Occasionally open to about 1 mm	Occasionally open to hair crack size (0.3 mm)
3 to 5	Occasionally open to 2.5 mm	Occasionally open to 1 mm
20	Frequently open to 1 mm	
50	Frequently open to 2.5 mm	
100	Frequently open to 6 mm	

Note: Examples are very generalised and subject to many exceptions.

### WHEN IS GROUTING WARRANTED WHEN HAS ENOUGH GROUTING BEEN DONE ?

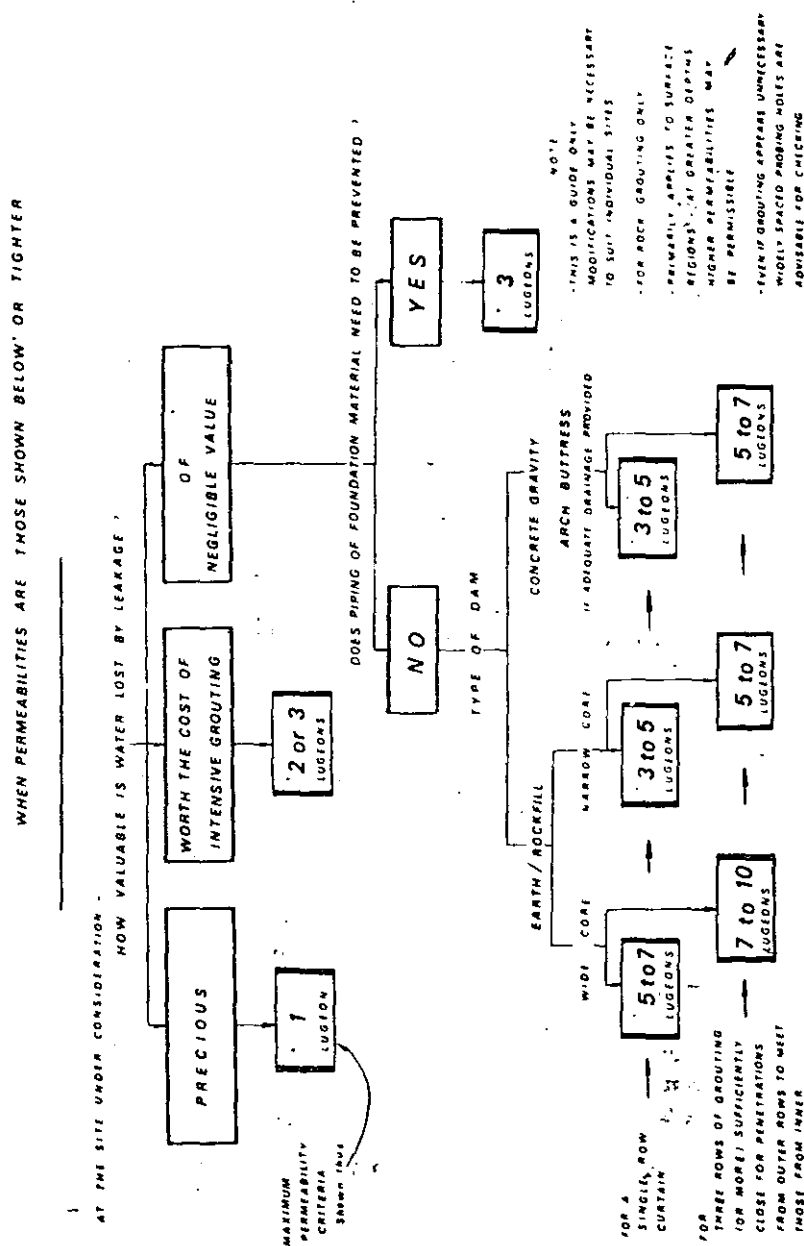


Figure 7.17 Assessment of the need for foundation grouting (After Houslyby, 1976)<sup>51</sup>

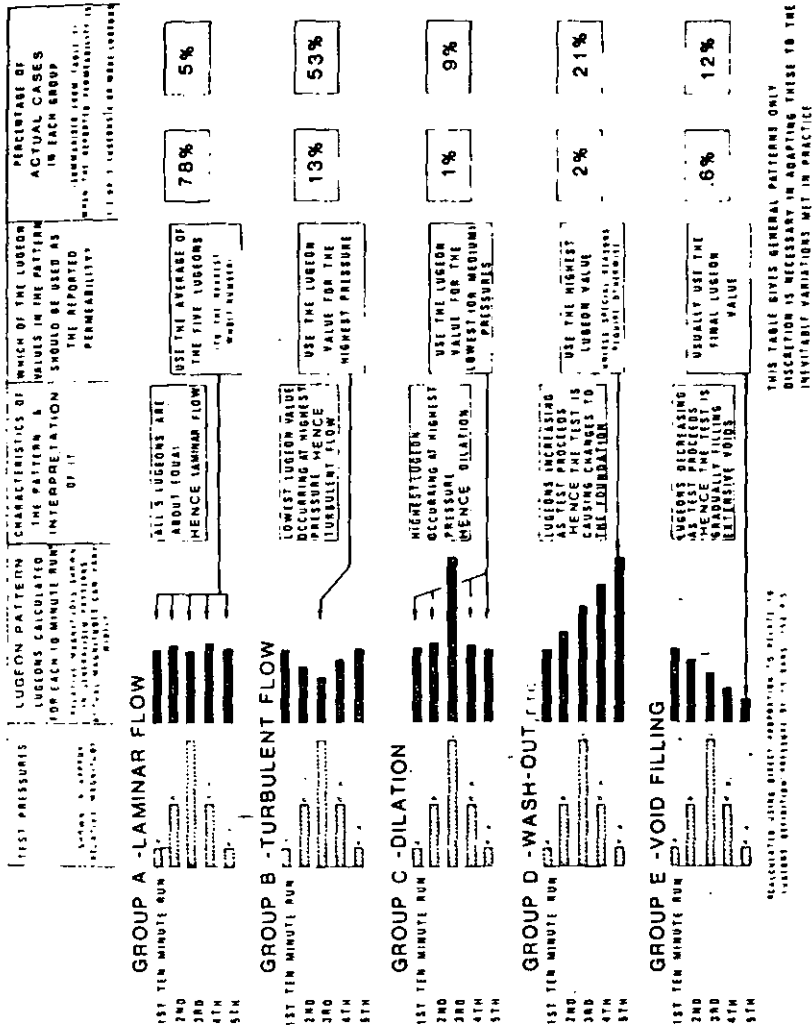


Figure 7.18 Lugeon patterns for various occurrences during testing; their interpretation and percentage occurrences (After Housby, 1976)<sup>51</sup>

pointed out that the lugeon scale decreases in sensitivity as values increase. The low values, 1 to 5, are the most sensitive and important. At 50 an accuracy better than  $\pm 10$  units is not warranted and at 100 units  $\pm 30$  is adequate. Beyond 100 units values become meaningless.

Figure 7.17 shows suggested target standards for grouting beneath common types of dams and for usual foundation requirements (it has been developed principally for the use of cement grout). Housby (1976)<sup>51</sup> suggested that grouting foundations with permeabilities up to 3 lugeon units is usually unnecessary (this is in the range of laminar flow). Nonetheless there are two principal reasons for warranting grout curtains tighter than 3 lugeon units, namely, the value of water lost by leakage and the stabilization of material susceptible to removal from joints by seepage. If these requirements do not apply then the type of dam and the thickness of curtain become relevant to the desirable standard of grouting. For instance, requirements in earth dams with wide cores are usually less rigid than for those with narrow cores, and for concrete dams. Where the lugeon value is 3 or over, the flow is turbulent and grouting is generally employed.

Since geological conditions vary from site to site, it is an advantage to grout an experimental area, usually in the floor of the valley, and to bear in mind that larger acceptances may occur under the hillsides due to the presence of tension fissures. Lugeon (1933)<sup>48</sup> suggested that holes should be drilled 5 m in depth, the upper 3 m should then be sealed and the lower 2 m tested under water pressure prior to grouting. The hole is then redrilled down to 10 m, and water tested and then grouted from 5 to 10 m. Drilling, water testing and grouting continues in 5 m intervals to the required depth. A water test log is established along the whole drillhole and the grout absorption is also logged.

### 7.8.2 Grout curtains and consolidation grouting

The effect of a grout curtain is to form a wall of low permeability within the rock mass below the perimeter of a dam. Holes are drilled and grouted, from the base of the cut-off or heel trench downwards. Where joints are vertical it is advisable to drill grout holes at a rake of from  $10^\circ$  to  $15^\circ$  since these cut across the joints at different levels, whereas vertical holes may miss them. Rake holes can be inclined at right angles to prominent bedding planes.

The rate at which grout can be injected into the ground generally increases with an increase in the grouting pressure, but this is limited since excessive pressures cause the ground to fracture and lift. The safe maximum pressure depends on the weight of overburden, the strength of the ground the *in situ* stresses and the pore water pressures. However, as there is no simple relationship between these factors and safe maximum grouting pressure, engineers may use hydraulic fracture tests, especially in fissile rocks, to determine the most suitable pressures or simply relate the pressures to the weight of overburden. For example, the pressures used, as measured at the top of the hole, may start with  $70 \text{ kN/m}^2$  for the first 3.2 m stage and increase by  $70 \text{ kN/m}^2$  in each successive 3.2 m stage, whilst not exceeding  $350 \text{ kN/m}^2$  for the fifth and lower stages.

Once the standard of permeability has been decided, for the whole or section of a grout curtain, it is achieved by split spacing or closure methods in which primary, secondary, tertiary etc. sequences of grouting are carried out

until water tests in the grout holes approach the required standard. Houlby (1976)<sup>51</sup> recommended that in multiple row curtains the outer rows should be completed first thereby allowing the innermost row to effect closure on the outer rows. A spacing of 1.5 m between rows is usually satisfactory. The upstream row should be the tightest row, tightness decreasing downstream. Single row curtains are usually constructed by drilling alternate holes first and then completing the treatment by intermediate holes.

Ideally a grout curtain is taken to a depth where the requisite degree of tightness is available naturally. This is determined either by investigation holes sunk prior to the design of the grout curtain, or by primary holes sunk during grouting. The search usually does not go beyond a depth equal to the height of the storage head above ground surface.

The foundation of an earth dam should allow seepage to pass at a slightly lower pore pressure than that in the core since this allows the dissipation of pore pressure from the core. However, if a grout curtain represents an almost watertight barrier then the pore pressures in the upstream side of the foundation will be nearly as great as the head on the dam, although those in the core are usually not as high. Houlby (1977)<sup>50</sup> advanced the argument that these pore pressures could be reduced by leaky grouting. Even so the best course of action would be to make the surface stage of grouting as tight as necessary whilst deeper stages are left sufficiently permeable to allow regulated seepage through them.

The tighter the grout curtain, the further upstream should it be located. For example, if a tight curtain is constructed near the upstream edge of the core it induces very little excess of foundation pore pressure over that in the core. But curtains are rarely positioned that far upstream. The customary upstream limit for a grout curtain is approximately one third the distance from the centre of the core to its upstream edge. Conversely when a tight curtain occurs at the centre of the core (this is usually the furthest downstream location), as noted above, excess pore pressures are developed in the foundation and seepage is likely to cross the top of the curtain. Because a tight grout curtain imposes a considerable pore pressure differential between core and foundation on the downstream side, fines may be transported from the core into discontinuities in the foundation. Consequently any discontinuities should be sealed with gunite or by slush grouting prior to dam construction.

Consolidation grouting is usually shallow, the holes seldom extending more than 10 m. It is intended to improve jointed rock by increasing its strength and reducing its permeability. It also improves the contact between concrete and rock, and makes good any slight loosening of the rock surface due to blasting operations. In addition it affords a degree of homogeneity to the foundation which is desirable if differential settlement and unbalanced stresses are to be avoided. In other words the grout increases rock stiffness and attempts to bring Young's modulus to the required high uniform values. Holes are usually drilled normal to the foundation surface but in certain instances they may be orientated to intersect specific features. They are set out on a grid pattern at 3 to 14 m centres depending on the nature of the rock. Consolidation grouting must be completed before the construction of a dam begins.

### 7.8.3 Assessment of grout take

In a consideration of the efficiency of grouting operations at dam sites Ferguson and Lancaster (1964)<sup>52</sup> introduced the concept of reduction ratio, which

refers to the reduction in acceptance of grout as treatment progresses. They suggested that a reduction ratio between 0.2 and 0.8 may be regarded as satisfactory. A ratio approaching or exceeding unity is indicative of grout holes too widely spaced so that gaps may exist in the curtain, whereas a very low ratio shows that the initial hole spacing was too close. If the spacing of primary holes is correctly estimated then grout acceptance is appreciably less in the secondary holes. However, they pointed out that a satisfactory ratio on its own does not imply that treatment is complete.

As noted the leakage potential of a rock mass is commonly investigated by water tests. These are carried out either in exploratory holes drilled before grouting operations begin, thereby allowing determination of the initial permeability, or in injection holes prior to an injection stage. This is a pre-injection test. A post-injection test is carried out in the injection hole after injection, the hole having been re-drilled. Test holes can be specially drilled to determine the effect of treatment at any particular time.

Knill (1970)<sup>53</sup> showed that seismic refraction could be used to predict the grout take. What is more, he suggested that the relationship between grout take and longitudinal seismic velocity could be used as a means of quantitative control of grouting, whilst velocity measurements before and after grouting could demonstrate the effectiveness of the grouting process.

An assessment of the grout take can also be made from an examination of core sticks from drillholes in the grouted zone.

## 7.9 DRAINAGE SYSTEMS

Casagrande (1961)<sup>54</sup> cast doubts on the need for grout curtains, maintaining that a single row grout curtain constructed prior to reservoir filling is frequently inadequate. What is more he stated that expensive grouting was useless as far as reducing water pressures was concerned and that drainage systems were the only efficient method of controlling the piezometric line and therefore uplift forces along the dam foundation. He further maintained that drainage is the only efficient treatment available for rock of low hydraulic conductivity, that is, rock with fine fissures. Drainage can control the hydraulic potential on the downstream side of a dam thus achieving what is required of a grout curtain, except, of course, that drainage does not reduce the amount of leakage. However, leakage is not of consequence in most rock masses where the hydraulic conductivity is low. In other words Casagrande contended that for fissured rocks of low permeability (less than 5 lugeon units) drainage is generally essential whereas grouting constitutes a wasted effort.

Conversely if the permeability is high (in excess of 50 lugeon units) grouting is necessary to control ground water leakage beneath a dam. Drainage and grouting may be carried out in rock masses of medium permeability, the decision on whether or not to construct a grout curtain usually depending on economics.

Casagrande's views on grout curtains are not universally accepted but in fairness it must be remembered that he was referring, in particular, to the reduction of uplift pressures beneath dams. The purpose of grouting is not to reduce uplift pressures but to check water seepage beneath and around a dam. As far as the reduction of water loss is concerned, it is generally accepted that grout curtains have proved successful. In a recent review of grouting Cambefort (1977)<sup>55</sup> indicated that average permeability in completed curtains in sands and

gravels could not be reduced below  $5 \times 10^{-9}$  m/s, whilst in fissured rock it was possible to achieve  $5 \times 10^{-7}$  m/s.

## References

1. Serafim, J.L. and Campo, A., 'Interstitial Pressures on Rock Foundation of Dams', *Proc. ASCE, (Soil Mech. & Found. Engrg. Div.)*, SM5, 65-84, 1965.
2. Serafim, J.L., 'Influence of Interstitial Water on the Behaviour of Rock Masses', in *Rock Mechanics in Engineering Practice*, (ed. by Stagg, K.G. and Zienkiewicz, O.C.), Wiley, London, 55-97 (1968).
3. Okeson, C.J., 'Geologic Requirements of the Foundations of Large Dams', *Proc. 8th Int. Cong. on Large Dams*, 1, 73-85, (1964).
4. Gruner, E., 'Dam Disasters', *Proc. Inst. Civ. Engrs.*, 24, 47-69, paper no. 6648, (1963).
5. Rocha, M., 'Mechanical Behaviour of Rock Foundations in Concrete Dams', *Proc. 8th Int. Cong. on Large Dams, Edinburgh*, 1, 785-831 (1964).
6. Knill, J.L. and Jones, K.S., 'The Recording and Interpretation of Geological Conditions in the Foundations of the Rosieres, Kariba and Latiyan Dams', *Geotechnique*, 15, 94-124 (1965).
7. Kiersch, G.A. and Treasher, R.C., 'Investigations, Areal and Engineering Geology - Folsam Dam Project, Central California', *Econ. Geol.*, 50th Anniversary Volume, 271-310 (1955).
8. Moye, D.G., 'Engineering Geology for the Snowy Mountains Scheme', *Jl. Inst. Engrs. Aust.*, 30, 287-298 (1955).
9. Fox, P.P., Meyer, A.A. and Talobre, J.A., 'Foundations of the Pahlavi Dam on the Dez River', *Proc. 8th Int. Cong. on Large Dams, Edinburgh*, 1, 1-21 (1964).
10. Rocha, M., 'Present Possibilities of Studying Foundations of Concrete Dams', *Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mech., Denver*, 1, 879-897 (1974).
11. Serafim, J.L. and Guerreiro, M.Q., 'Tests and Observed Behaviour of Rock Foundations of Dams', *Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Denver*, 2, 928-942 (1974).
12. Serafim, J.L., 'Rock Mechanics Considerations in the Design of Concrete Dams', in *State of Stress in the Earth's Crust*, (ed. by Judd, W.R.), Elsevier, New York, 611-650 (1964).
13. Bourbonnais, J. and Morgenstern, N.R., 'An Analysis of the Deformation of Three Dam Foundations', *Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mech., Denver*, 2, 685-690 (1974).
14. Morton, E., 'A Review of the Influence of Geology on the Design and Construction of Impounding Dams', *Jl. Inst. Water Engrs.*, 25, 243-271 (1974).
15. Knill, J.L., 'Geotechnical Significance of Some Glacially Induced Rock Discontinuities', *Bull. Ass. Engrg. Geol.*, 8, 49-62 (1970).
16. Jaeger, C., 'The Malpasset Report', *Water Power*, 15, 55-61 (1963).
17. Jaeger, C., *Rock Mechanics and Engineering*, Cambridge University Press, London (1972).
18. Terzaghi, K., 'Dam Foundations on Sheeted Granite', *Geotechnique*, 12, 199-208 (1962).
19. Henkel, D.J., Knill, J.L., Lloyd, D.G. and Skempton, A.W., 'Stability of the Foundations of the Monar Dam', *Proc. 8th Int. Cong. on Large Dams*, 1, 425-441 (1964).
20. Hill, H.P., 'The Ladybower Reservoir', *Jl. Inst. Water Engrs.*, 3, 414-433 (1949).
21. Moneymaker, B.C., 'Reservoir Leakage in Limestone Terrains', *Bull. Ass. Engrg. Geol.*, 6, 3-30 (1968).
22. Underwood, L.B., 'Chalk Foundations at Four Major Dams in the Missouri River Basin', *Proc. 8th Int. Cong. on Large Dams*, 1, 23-47 (1964).
23. Redfield, R.C., 'Brantley Reservoir Site - An Investigation of Evaporite and Carbonate Facies', *Bull. Ass. Engrg. Geol.*, 4, 14-30 (1964).
24. Burwell, E.B., 'Geology in Dam Construction, pt. 1', in *Application of Geology to Engineering Practice*, (ed. by Paige, S.), Berkeley Vol., Am. Geol. Soc., 11-33 (1950).
25. Rowe, P.W., 'The Relevance of Soil Fabric to Site Investigation Practice', *Geotechnique*, 22, 195-212 (1972).
26. Ruffles, N.J., 'Derwent Reservoir', *Jl. Inst. Water Engrs.*, 19, 361 (1965).
27. Bendelow, J., 'Remedial Works in Connection with the Waldershelf Slip, Broomhead Reservoir', *Jl. Inst. Civ. Engrs.*, 22, 95-99 (1944).
28. Ambraseys, N.N., 'Maximum-Intensity of Ground Movements caused by Faulting', *Proc. 4th World Conf. Earthquake Engrg., Chile*, 1, 154-162 (1969).
29. Bonilla, M.G., 'Surface Faulting and Related Effects', in *Earthquake Engineering*, (ed. by Weigel, R.L.) Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 47-74 (1970).
30. Sherard, J.L., Cluff, L.S. and Allen, L.R., 'Potentially Active Faults in Dam Foundations', *Geotechnique*, 24, 367-429 (1974).
31. Middlebrooks, T.A., 'Earth Dams', in *Applied Sedimentation*, (ed. by Trask, P.D.) Wiley, New York, 181-192 (1950).
32. Cartmel, R.M., 'Construction Work at Tarbela Dam enters the Second Stage', *Water Power*, 23, 197-206 (1971).
33. Sherard, J.L., Woodward, R.L., Gizienski, S.F. and Clevenger, W.A., *Earth and Earth-Rock Dams*, Wiley, New York (1967).
34. BS 1377, *Methods of Testing Soils for Civil Engineering Purposes*, British Standards Institution, London (1975).
35. Department of the Environment, *Specification for Road and Bridge Works*, HMSO (1969).
36. Hall, C.E., 'Compacting a Dam Foundation by Blasting', *Proc. ASCE, Soil Mech. & Found. Engrg. Div.*, 88, SM3, 33-51 (1962).
37. Penman, A.D.M., 'Instrumentation for Earth and Rockfill Dams', *Build. Res. St. Current Papers*, CP 35/69 (1969).
38. Proctor, R.R., 'Fundamental Principles of Soil Compaction', *Engineering News Record*, 111, 245-248 (1933).
39. Walker, F.C. and Holtz, W.G., 'Control of Embankment Material by Laboratory Testing', *Proc. ASCE*, 77, 25-36 (1951).
40. Casagrande, A., 'Notes on the Design of Earth Dams', *Jl. Boston Soc. Civ. Engrs.*, 37, 405-429 (1950).
41. De Mello, V.F.B., 'Reflections on the Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams', *16th Rankine Lecture, Geotechnique*, 27, 279-355 (1977).
42. Trollope, D.H., 'The Systematic Arching Theory Applied to the Stability Analysis of Embankments', *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg.*, London, 2, 382-388 (1957).
43. Penman, A.D.M., 'The Failure of Teton Dam', *Ground Engineering*, 10, no. 6, 18-27 (Dec 1977).
44. Penman, A.D.M., 'Earth Pressures Measured with Hydraulic Piezometers', *Ground Engineering* 9, no. 3, 17-23 (May 1975).
45. Sherard, J.L., 'Influence of Soil Properties on the Performance of Homogeneous Earth Dams', US Dept. Interior, Bur. Rec. Tech. Memo, 645, 208, (1953).
46. Jumikis, A.R., *Soil Mechanics*, Van Nostrand, Princeton (1968).
47. Gibson, R.E. and Shefford, G.E., 'The Efficiency of Horizontal Drainage Layers for Accelerating Consolidation on Clay Embankments', *Geotechnique*, 18, 327-335 (1968).
48. Lugeon, M., *Barrage et Geologie*, Dunod, Paris (1933).
49. Hoek, E., and Londe, P., 'Surface Workings in Rock', *Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Denver*, 1, 613-654 (1974).
50. Houlshby, A.C., 'Engineering of Grout Curtains to Standards', *Proc. ASCE Geotech. Engrg. Div.*, 103, no. GT9, 953-970 (1977).
51. Houlshby, A.C., 'Routine Interpretation of the Lugeon Water Test', *Q. Jl. Engrg. Geol.*, 9, 303-314 (1976).
52. Ferguson, F.F., and Lancaster-Jones, P.F.F., 'Testing the Efficiency of Grouting Operations at Dam Sites', *Proc. 8th Int. Cong. Large Dams, Edinburgh*, 1, 121-139 (1964).
53. Knill, J.L., 'The Application of Seismic Methods to the Prediction of Grout Take in Rock', in *In-situ Testing in Soils and Rock*, British Geotechnical Society, Paper 8, 93-99 (1970).
54. Casagrande, A., 'Control of Seepage through Foundations and Abutments of Dams', *Geotechnique*, 11, 161-181 (1961).
55. Cambefort, N., 'The Principles and Applications of Grouting', *Q. Jl. Engrg. Geol.*, 10, 57-96 (1977).

CURRENT TRENDS IN DESIGN AND CONSTRUCTION  
OF EMBANKMENT DAMS

by

Stanley D. Wilson, Consulting Engineer  
Seattle, Washington, USA

and

Raul J. Marsal, Institute of Engineering,  
National University of Mexico

1. INTRODUCTION

In 1976 the Committee on International Relations of the International Commission on Large Dams (ICOLD) requested the authors to prepare a publication on the state of the art in geotechnical engineering applied to the planning, design, instrumentation, supervision and operation of rock and earthfill dams. This paper is actually an updating of the State-of-the-art Report of the design and construction of earth and rockfill dams which was presented at the VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Wilson and Squier, 1969). It is intended to reflect improvements and changes in design and construction practice which have evolved since then.

This paper was initially approved for publication by ICOLD; but later the Board of Directors decided not to publish it, primarily because of financial restrictions. The U.S. Committee on Large Dams (USCOLD) then requested the ASCE to publish it as a separate volume, which was done after review and approved by the Executive Committee of the Geotechnical Division.

As with the original paper, this report is concerned primarily with the embankment itself although foundation and abutment treatment are considered essential elements of the embankment. After a brief chapter on failures and incidents of the past decade, chapters follow on field explorations, laboratory testing, embankment design, construction, field performance and instrumentation. A final chapter is included on special problems.

Although both authors are from North America, they have relied heavily upon their own personal experiences on projects throughout the world. In addition, they have utilized personal contacts with other consulting engineers and design firms as well as published literature.

With respect to the design of earth and rockfill dams, the "current state-of-the-art" is not so well established by the profession that it can be used as a reliable basis for designing a dam, and there is no assurance that the resulting design would lead to a safe structure. Simple "precedents" cannot be used blindly for sites with similar geologic conditions, because in contrast to man-made



construction materials, the enormous variety of materials which nature has created, including the "minor geologic details" (using Terzaghi's well known expression) may be vital from the standpoint of the safety of a dam and yet can easily be overlooked. The effect of each of these details must be considered and appropriate defensive measures incorporated into the design. Furthermore, there is no such thing as a "best" design and many alternate design details may serve equally well to assure the safety of the dam. If one were to engage several leading earth dam consultants to individually examine a particular problem, one might get a variety of different recommendations with widely divergent extremes.

## 2. FAILURES AND INCIDENTS OF PAST DECADE

### 2.1 Causes of Failures

The most important function of a dam is to impound water in a reservoir for flood control, recreation, or for controlled release for power generation or irrigation. The uncontrolled release of this stored water, which results when the embankment is breached, can inflict catastrophic damage on downstream property. The failure of Teton Dam in Idaho, USA, on June 5, 1976, resulted in downstream property damage on the order of 10 times the original project cost.

The most common causes of dams being breached appear to be (ASCE/USCOLD, 1975):

1. Internal erosion of fine-grained soils from either the embankment itself, its foundation or the abutments, and stability problems resulting from too high pore pressures and hydraulic gradients, particularly under the downstream part of the dam.
2. Overtopping of the dam or spillway resulting from unusual storms, improper operation of the spillway gates or inadequate spillway design.

A less common cause, but one of extreme concern, is the development of high pore pressures and possible liquefaction of saturated layers of loose granular materials, either in the foundation or in the embankment, during earthquakes. The result can be excessive settlement or deformation of the embankment. In addition, ground movement along active faults is a potential hazard.

#### 2.1.1 Examples of Failures by Piping or Internal Erosion

Teton Dam was a 90-m high embankment dam with a wide central core of compacted wind-blown silt, placed at 0.5-1.5% dry of optimum. On the two abutments, a 21-m deep cut off trench was excavated, having a bottom width of 10 m, and subsequently backfilled with core material. A grout cap was centered in the bottom of the cut off trench, and the hydraulic gradient across the cap at the section where failure occurred was approximately 25, assuming that reservoir water pressure could reach its upstream edge through the rock fissures. The failure of the dam was attributed by an independent panel (Chadwick, et al, 1976) to internal erosion of brittle and highly erodible soils in the immediate vicinity of the grout cap and across the entire width of the contact. The panel's report concluded that:

"The fundamental cause of failure may be regarded as a combination of geological factors and design decisions that, taken together, permitted the failure to develop. The principal geologic factors were (1) the numerous open joints in the abutment rocks, and (2) the scarcity of more suitable materials for the impervious zone of the dam than the highly erodible and brittle windblown soils. The design decisions included among others (1) complete dependence for seepage control on a combination of deep key trenches filled with windblown soils and a grout curtain; (2) selection of a geometrical configuration for the key trench that encouraged arching, cracking and hydraulic fracturing in the brittle and erodible backfill; (3) reliance on special compaction of the impervious materials as the only protection against piping and erosion of the material along and into the open joints, except some of the widest joints on the face of the abutments downstream of the key trench where concrete infilling was used; and (4) inadequate provisions for collection and safe discharge of seepage or leakage which inevitably would occur through the foundation rock and cutoff systems."

Irrespective of the actual mechanism of failure, the panel further stated that ".....measures should have been developed to render harmless whatever water did pass."

Fontenelle Dam, a 50-m high zoned earthfill dam in Wyoming, developed seepage at the right abutment as the reservoir reached capacity. The area was grouted and carefully observed. Several months later, the seepage had developed into a leak of 10-12 million gallons per day and washed out a hole in the downstream face of the dam that was 80 feet across, 150 feet high and 60 feet deep. The reservoir was drawn down rapidly by releases through both the spillway and irrigation canals so that the dam was not breached (Engineering News-Record, 1965).

On June 9, 1972, La Escondida Dam, San Luis Potosi, Mexico, an embankment of homogeneous type 10 m high, underwent destruction upon the first filling, due to severe internal erosion (piping) (Benassini and Casales, 1972). In about 12 hours, several sections were breached and about 50 large pipes through the section developed. No serious damage or loss of life were reported. Studies to determine the cause of this failure are not conclusive, although they point to a case of dispersive clays.

#### 2.1.2 Example of Failure by Overtopping

On the Pardo River, San Paulo, Brazil, two earth dams (Euclides da Cunha and Armando Salles de Oliveira) were overtopped and destroyed on January 19, 1977 (Water Power, 1977). An area of 250 km<sup>2</sup> downstream of the dams was inundated with considerable loss of property. It is reported that the 10,000 year flood developed in the basin.

Buffalo Creek Dam in West Virginia failed on February 26, 1972 by overtopping resulting from inadequate spillway capacity, and 118 people were killed. The dam was built from mine wastes.

#### 2.1.3 Example of Near Failure by Seismic Activity

On February 9, 1971 a strong earthquake (6.6 Richter) occurred with an epicenter about 8 miles northeast of Lower San Fernando Dam, California. The

embankment, with a height of 142 feet was originally constructed in 1921 as a semi-hydraulic fill. The earthquake caused the development, towards the end of the earthquake shaking, of very high pore pressures in an extensive zone of hydraulic fill near the base of the embankment and upstream of the clay core so that much of this soil was in a liquefied or very low strength condition. A comprehensive dynamic analysis of the failure has been described by Seed, et al (1975). Fortunately, the reservoir storage at the time of the event was only slightly more than half full so that no water overtopped the dam and no leaks developed. Had the reservoir been filled only several feet higher, a major catastrophe might have resulted in the densely populated downstream communities.

## 2.2 Inspection of Dams

A series of failures and near-failures of a number of dams in 1972 focused public concern on hazards posed by water storage dams. As a result, the Congress of the United States enacted on August 8, 1972 Public Law 92-367 authorizing the Chief of Engineers to undertake a national program of inspection of dams for the purpose of protecting human life and property. A National Dam Inventory compiled under the authority of this act contains data on approximately 49,000 dams in the United States (Willis, 1976), however the inspection provisions of the Act have not yet been fully implemented due to restricted funding.

The United States Committee on Large Dams (USCOLD) published in 1970 a "Model Law for State Supervision of Safety of Dams and Reservoirs". It is considered to be an excellent example of adequate legislation providing for state authority over dams and reservoirs. This USCOLD Model Law provides for the safety supervision of dams and reservoirs in all stages of design, construction, operation, maintenance, enlargement, modification, removal or abandonment.

The failure of Buffalo Creek Dam in 1972 is often cited as an example of a failure that quite probably could have been avoided had there been a detailed inspection and the faults in the dam corrected or else the use of the dam abandoned.

Following the failure of Teton Dam, the National Research Council's Assembly of Engineering appointed a Committee on the Safety of Dams, to review the U.S. Bureau of Reclamation's dam safety program (Safety of Dams, 1977). Their specific recommendations appear to be applicable to most agencies engaged in dam design, construction and surveillance, and are summarized below:

1. Establish responsibility for dam safety programs within a single office.
2. Provide ample funds for dam safety activities, especially landslide surveillance, examination of dams in high-risk locations, emergency preparedness, and geologic, seismologic and hydraulic data-gathering.
3. Install instruments to monitor the behavior of all major dams.
4. Make use of independent consultants.

## 3. FIELD EXPLORATIONS AND IN-SITU TESTING

### 3.1 General

For the design of earth and rockfill dams, extensive field investigations, laboratory studies and office studies are required. These are at first general in nature but then become more detailed as specific questions arise during the course of the studies.

During the preliminary design phase, data are accumulated for an evaluation of project feasibility at one or several sites and for an estimate of project costs. Once this phase is completed and the type and locations of the dam and appurtenant works selected, further and more detailed studies are necessary to complete design. These studies are designed to fill specific gaps in the information available on subsurface conditions and to define to a greater extent the engineering properties of the proposed embankment materials.

### 3.2 Geological and Foundation Investigations

As an initial step in this phase, all the available information concerning the proposed site or sites is obtained such as geologic, soil and topographic maps. These data are usually supplemented by aerial photographs from which more detailed topographic information can be obtained. Aerial photographs, particularly stereo-pairs, provide broad coverage of land forms, including landslides, surface drainage, rock and soil outcrops and major structural features such as folds or faults. Experience has shown that many of these features can be more readily identified from aerial photographs than from the ground. Increasing use is being made of side-scan sonar photos, and of landsat imagery, as well as of color photography and of special techniques such as infra-red and other filters.

From studies of the available information, programs of field work are planned which broaden or add to the existing knowledge of site conditions. Such field programs consist of a comprehensive field reconnaissance by engineers and engineering geologists and a scheme of subsurface explorations usually consisting of a series of drill holes. The drill holes are located for the most part within the limits of the embankment and in the areas of the spillways, powerhouse and other major works. However, other locations are often selected to provide specific information on such features as groundwater conditions, fault zones, buried channels and other features of a similar nature. Cone penetration tests (either static or dynamic) can give, depending on the nature of the soil, useful information and they are cheap and quickly performed.

At times, various devices, such as optical, photographic or television probes are inserted in the drill holes to examine the in-situ characteristics of the foundation rock, such as the orientation of fracture patterns and seams, soft zones, rock contacts and voids. An interesting example of the use of borehole and television devices at the Manicouagan 5 project in Canada was described by Baribeau (1967). These devices were used to examine the extent and the characteristics of numerous sand seams and widespread glacial rebound fractures in the rock underneath the main dam. Lundgren, et al (1968) summarizes the state-of-the-art of borehole cameras and television devices.

As design progresses, shafts, tunnels and trenches may also be excavated to permit more detailed examination of subsurface features. At El Infiernillo Dam

in Mexico, exploratory tunnels under the river were used subsequently for grouting and finally for drainage. Abutment adits were later converted to drainage galleries. Large-diameter calyx drill holes permit visual inspection of subsurface materials.

Geophysical surveys may be used to broaden the information obtained in the drill holes, tunnels, and shafts. These surveys help delineate the depth of overburden, zones of weathered rock and, in some cases, the quality of the rock, i.e., the intensity of jointing, fracturing and bedding. Geophysical programs may include refraction surveys as well as resistivity, interhole, uphole and sonic-logger surveys. Both P and S-wave velocity determinations are often made. The geophysical measurements of rock properties in-situ have been described by Wantland (1963).

Two procedures for obtaining the shear modulus of in-situ soils at large strains have been developed (Wilson, et al, 1977). One method is an impulse test which determines with closely spaced wave-form measurements the change in shear wave velocity both as a function of depth and strain. The other method is a back-calculation procedure which corrects assumed model properties until agreement is reached between the calculated and field-measured response. Shear reversal and signal enhancing techniques are used with conventional uphole geophysical surveys to enable more positive identification of first arrival times.

At Mossyrock Dam in Washington, geophysical soundings were made in a series of holes prior to excavation, after excavation, and several times during concreting and reservoir filling. The holes were located beneath the dam and were extended through the concrete to the foundation gallery.

Probably the most interesting aspect of the geophysical program at Mossyrock was the change of the amplitude of the micro-seismogram signal from one reading period to another. An increase in the amplitude of the wave indicates a closing of joints and fractures in the rock. By visually comparing changes in the amplitude, it was possible to qualitatively determine the effects of excavation, the dead load of the dam, and reservoir loading. As expected, the interpretation showed that, in general, joints and fractures opened during excavation and closed during subsequent loading. Indicated deformations, however, were not uniform but varied with rock type. In some instances, the observed amplitude changes indicated the opposite of the anticipated result. Much of the data collected during reservoir filling has not been evaluated as yet and none of the results have been published (Fucik, 1969).

The most important end result of all the geological investigations is the preparation of a geologic map that shows the character and distribution of the exposed surface materials in the project area, including rock outcrops and soil overburden, and the various structural features of the rock such as faults, folds and stratigraphy. The locations of springs and marshy areas are also carefully noted along with other significant items such as areas of existing or potential instability in the reservoir rim and the spillway and powerhouse areas. On the geologic sections, the depth to bedrock is outlined as well as the pertinent characteristics of the overburden and the rock.

### 3.3 Earthquake Hazards Investigations

The slide in the Lower San Fernando Dam during the earthquake of

February 9, 1971 focused attention on the problems of the safety of dams with respect to ground motion during earthquakes. These problems can be divided into two categories: 1) ground movement along a fault which crosses the axis of the dam; and 2) response of the dam and its foundation to ground motion resulting from an earthquake.

The essential elements of the field investigations necessary for an evaluation of the earthquake hazards are outlined in the following paragraphs:

#### 3.3.1 Evaluation of Regional Geology

The needed regional geology studies have already been described in paragraph 3.2.

#### 3.3.2 Location and Evaluation of Faults

Faults are located by literature review, reconnaissance and remote sensing analysis. In most parts of the world air photos, landsat images and Skylab photos are usually available. These are supplemented by side-scan sonar photos and aerial reconnaissance. Road cuts and rock outcrops often provide visual evidence of faults.

On the basis of all available information, field mapping is performed to locate all identifiable and suspect lineaments, with priority being given to faults that potentially might affect the damsite itself. To confirm the existence of faults, their characteristics and the amount of recent displacement, if any, requires trenching. Age dating may be performed using special techniques in specialized laboratories.

#### 3.3.3 Evaluation of Seismicity

The cataloging and plotting of historic seismic events may be based on locally available data as well as data on recent earthquakes from the U.S. National Geographic and Solar-Terrestrial Data Center in Boulder, Colorado.

Procedures for estimating the possibility of reservoir induced earthquakes are discussed in Section 8.5. This evaluation may require the assistance of a special consultant.

#### 3.3.4 Monitoring Program

It may be desirable to install and put into effect a monitoring program to detect ongoing crustal deformation and/or seismic activity within the project area. Installation of a micro-seismic network in an area of unknown micro-seismicity requires a coordinated and planned effort which takes into account network operational bases, instrument selection and logistical support. In some instances, one or two instruments only may be installed at specific locations for say three-month intervals, then shifted to new locations.

Geodetic monitoring with special emphasis on vertical measurements can only be considered as part of a long term monitoring program. This will require a first order triangulation grid around the dam site and reservoir area, supplemented by localized strain meters across active faults and numerous tilt meters.

### 3.4 Reservoir Studies

The Vaiont catastrophe in Italy (Kiersch, 1964) and other failures such as the Baldwin Hills failure in California (Jessup, 1964 and Casagrande, Wilson and Schwantes, 1972) have drawn increased attention to the hazards inherent in the instability of reservoir slopes and bottoms. It is presently recognized that geologic investigations plus geotechnical studies must be devoted to an assessment of the geologic features observed in the reservoir rim and how they may react or otherwise change as a result of filling the reservoir.

Since the Vaiont landslide, other instances have occurred wherein reservoir filling has triggered mass movement in the reservoir slopes. Both Breth (1967) and Lauffer, et al (1967) describe the movements of a large mass of material into the reservoir of Gepatsch dam during the first and subsequent periods of reservoir filling. Involved was about 20 million m<sup>3</sup> of material over a length of about 1000m, composed of moraine and talus materials. As noted by Lauffer, et al, extensive explorations were conducted, including drill holes, seismic surveys and the excavation of tunnels. Analytical and model studies were conducted, the latter to evaluate the effect of rapid failure on the generation of flood waves in the reservoir. The studies revealed that the movements were triggered by uplift hydrostatic pressures, but that catastrophic movements were unlikely because the movements toward the reservoir tended to restore equilibrium.

Mizukoshi, et al (1967) discusses the extensive geologic studies conducted on some reservoir banks in Japan. They attribute much of the existing instability to the extensive cracking and consequent loosening of the bedrock in the reservoir from prior tectonic movements and the formation of deeply eroded valleys at the toes of the slopes. All these features combined with heavy rainfalls, earthquakes and submergence tended to result in slope movements.

Pre-existing landslides are likely to be reactivated by reservoir filling and drawdown. Numerous such examples occurred along the reservoir rim upstream from Santa Rosa Dam in Mexico on relatively gentle slopes of volcanic tuffs and rhyolites. Installation of precise horizontal extensometers across the upper scarp permitted continuous monitoring of the rate of movement. Movements gradually diminished with repeated filling of the reservoir (Marsal, 1969) and no corrective treatment is presently contemplated.

Various governmental agencies in the United States have taken positive steps to prevent a catastrophe similar to that at Vaiont. The California law in 1965 was strengthened to require that special attention be paid to the margins of reservoirs (Jansen, 1967). The Bureau of Reclamation has adopted a program aimed at decreasing the possibility of destructive landslides in reservoirs. At existing reservoirs, the program calls for field officials at dams to examine reservoir rims in potential slide areas when they have been subjected to abnormal conditions, such as unusually heavy rains or an exceptionally long rainy season, heavy spring runoff, rapid drawdown or long continued wave action. At new reservoirs, and as reservoir filling commences, periodic examinations are made, which are continued through at least the first several seasons of filling and drawdown until at least the maximum water level and the critical drawdown have been experienced (Dominy, 1967).

At Libby Dam in Montana, a rock wedge slide developed on the left abutment above the dam during construction (Hamel, 1976) and concern was

expressed over the stability of several similar rock ridges immediately upstream and above the reservoir. Model tests indicated that if the rock masses failed, the resulting waves would overtop the dam. Accordingly a rockfill buttress was placed against the lower portion of the hillside, and a comprehensive set of instrumentation installed to detect any downhill creep or slippage along bedding planes. No slippage was detected either during first filling or subsequently for the next four years.

Another problem associated with reservoirs is the effect of the first filling, and also subsequent operation, on the stability of the foundations for and the embankments of newly relocated highways and railroads. This has been an especially severe problem in connection with relocations around the reservoirs of the Columbia River dams in Washington, USA, where there are thick deposits of talus and wind-blown silts and sands that are loose and have never been saturated. Around the John Day Dam, where approximately 175 miles of relocations were required, particular attention was paid by the Corps of Engineers to excavation of loose foundation materials and to compaction control of embankments. The resulting performance has been excellent with only modest settlements (of the order of several inches) and no major landslides.

### 3.5 Groundwater Investigations

The nature of the groundwater, i.e., whether it is normal, perched or artesian and the variation of one form to another in the reservoir, foundations and abutments is important in design. For example, whether the groundwater observed in the abutments is perched or normal is significant with respect to the characteristics of seepage in and around the abutments. The rise in groundwater table away from the river is significant with respect to potential leakage from the future reservoir. In addition, the stability of abutment slopes and potential settlements of foundations upon first filling are directly related to the position and nature of the existing groundwater table. Changes as a result of first filling are also important to consider, such as the effects of an upward readjustment of the regional groundwater table on the stability of reservoir slopes.

Groundwater observations are made during the drilling operations as well as afterwards. The degree of permeability of bedrock formations and other deposits is often obtained in a qualitative sense from pumping tests or from bail-out tests wherein the drill hole is bailed out and the rate at which the water level returns to a static condition observed. In addition, observations of the groundwater level in a number of piezometers placed correctly in drill holes are usually made over a period of time to record fluctuations with the seasons or to observe relationships with the rise and fall of river levels.

Contours of the groundwater levels may be drawn which reveal the characteristics of flow toward the valley. At times such contours may reveal subsurface anomalies caused, for example, by faults or by intrusive bodies. In other instances, the characteristics of groundwater seepage can be investigated by the use of electrolytes or radioactive isotopes. In some cases sensitive velocity meters are lowered down the hole to detect zones and directions of inflow and outflow.

### 3.6 Borrow Explorations

Investigations in borrow areas are undertaken to determine the quality and

quantity of the available materials. Routine procedures of investigation usually include: 1) trenches excavated by bulldozers, 2) pits opened by pick and shovel, backhoe or dragline, and 3) drill holes, sometimes of large diameter bored with bucket augers or even dug by hand, supplemented by geophysical surveys. From these explorations, samples are obtained for laboratory and/or field testing.

Field identification of the materials obtained or exposed is systematically performed and the depth and thickness of strata measured, in order to know the type of soils and their distribution in the borrow areas. Upon this information and the geometrical characteristics of the embankment, the most suitable borrow areas are selected. Furthermore, based on index properties of the soils (Atterberg limits for fine-grained and gradations for coarse-grained), decisions are made about the most convenient way to exploit the borrow area (by layers or by cuts) and representative samples are secured for testing. These samples should be carefully chosen so as to obtain ranges of the mechanical properties of the materials in question. For fine-grained soils, determinations of the natural water content for comparison with the optimum water content for compaction, is of great importance. In wet climates, the difficulties connected with drying out borrow materials that are too wet can increase costs and time appreciably. For the coarse-grained materials, either alluvial deposits or rockfills obtained with explosives, the gradation and the soundness of particles are the significant characteristics to be considered. O'Neill and Nutting (1963) describe the extensive borrow investigations that were undertaken for Oroville Dam, California, USA.

### 3.7 Field Tests

#### 3.7.1 General

Field tests provide a means of obtaining more reliable information than can be obtained from laboratory tests, either because of the size or mass of the sample to be tested or because, from a technical standpoint, field tests afford the only satisfactory means of obtaining the required data. Examples of the latter are pumping tests in alluvium, grouting tests, quarry blasting, and large scale shear tests on bedded materials (such as clay shales or bedrock with weak layers of shale, lignite or mylonite). Of equal importance, field tests provide contractors with useful pre-bid information.

#### 3.7.2 Tests on Embankment Materials

In some instances, direct shear tests are conducted on shell materials in the field when the materials are composed of pieces which are too large from a practical standpoint to test in the laboratory. At Muddy Run Dam, the shear strength parameters of the various shell materials were determined in a shear box with plan dimensions of 7.5 x 7.5 feet and a height of 2.8 feet. The test materials were composed of fragments of mica schist, weathered to different degrees and consisting of various shapes and gradations. With the application of the normal loads, measurements were also made of percent compression for an evaluation of material compressibility (Wilson and Marano, (1968). A similar type of test was conducted at Lewis Smith Dam on compacted broken sandstone, although in this instance, the dimensions of the shear box were 6 x 6 x 3 feet (Sowers and Gore, 1961). An interesting method of determining the angle of shearing resistance of rockfill composed of very large pieces of rock (40 to 60 cm) was reported by Kany and Becker (1967). In this approach the rockfill to be

tested was placed in a circular-shaped embankment with a diameter in the order of 25m and a height of 3.5m. In the center of the fill, a cylindrical enclosure was constructed using four concrete wall segments, each 3m in height. In performing the test, the four segments were forced apart, developing passive pressures in the fill. On the basis of a passive pressure relationship derived from a laboratory model the angle of shearing resistance of the fill materials was calculated.

In some instances the permeability of the embankment materials is also determined in large scale field tests (Sowers and Gore, 1961).

For high embankment dams the in-site determination of the modulus of compressibility of the materials comprising the various zones is of importance in predicting the total settlement and the differential movement between interfaces. Moreno (1978) describes a confined plate loading test in which an outer rigid plate 2.4m in diameter is first loaded to 1 kg/cm<sup>2</sup>, following which a central 0.8m diameter plate is loaded in increments up to 4.0 kg/cm<sup>2</sup>. The results are in good agreement with field measurements of compressibility determined by telescoping inclinometer casings.

#### 3.7.3 Tests on Materials In-Situ

The in-situ shear strength of foundation materials is often obtained from field tests, particularly when the material exhibits preferred planes or zones of weakness, such as interbedded rock with layers or seams of shale, lignite or mylonite or, similarly, on bedded materials such as clay shales. To name a few, direct shear tests on rock with lignite seams (Schultze, 1957) and with shale seams (Pigot and Mackenzie, 1964) have been described in the literature. On overconsolidated clays, free from slickensides and/or fractures, reliable laboratory (triaxial) tests can be performed. The inadequacy of laboratory tests in properly revealing the shear strength characteristics of clay shales and overconsolidated clays with slickensides have been frequently noted in the literature by engineers of the PFRA, Canada (Peterson, 1968) and (Ringheim, 1964), although in this instance, greater reliance is placed on the shear strength computed from existing slopes, cuts and slides rather than on field shear tests per se.

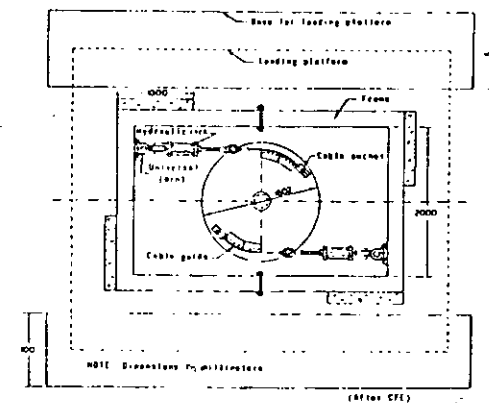


Fig. 1 Large-Diameter Torsion Shear Device

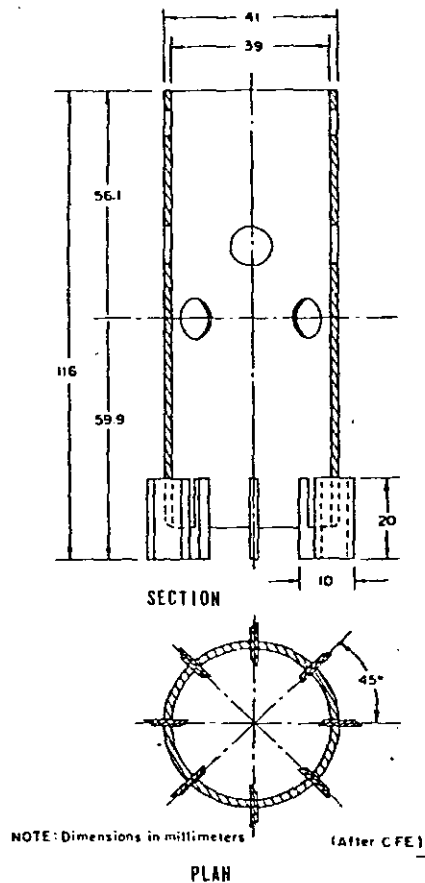


Fig. 2 High-Strength Vane Shear Device

Torsion vane shear tests are also useful in the determination of in-situ shear strength properties of soils and weak rocks. Wilson and Marano (1968) describe a torsion shear device (12-in dia.) used to obtain the angle of shearing resistance of a mica schist formation underlying the Muddy Run embankment. A much larger device (6 ft. dia.) has been developed in Mexico by the CFE, (Marsal, et al, 1965) to measure the shear strength of bentonitic and layered clay deposits, Fig. 1. Where sampling disturbance may adversely affect the results of laboratory strength tests on clay, field vane shear tests have proved useful. Marsal (1969) describes a high-strength vane shear device developed by the CFE to investigate the in-situ shear strength of volcanic tuffs and stiff bentonitic clays (Fig. 2). This device has been used successfully in such materials having shear strengths of up to 10 kg per cm<sup>2</sup>.

Vane shear devices may also be valuable as a means for construction control. Esmiol (1967) describes the use of vane shear equipment in controlling the rate of construction of the 35 foot high Willard earthfill dam in Utah.

Horizontal jack tests may be used to evaluate bearing capacity and stress-deformation characteristics of glacial tills and slightly cemented sands and gravels. Such tests provide useful information at minimum expense.

Determination of the foundation modulus of elasticity is not customarily made in connection with the design of earth or rockfill dams. Newer techniques, when required, include the use of the Goodman Borehole Jack (Goodman, et al, 1968), the Menard Pressure Meter (Gibson and Anderson, 1961), the borehole dilatometer developed by Rocha of Portugal, pressure chamber tests (Monahan and Sibley, 1965), stress-relief tests using over-coring techniques, and flat-jack tests. The flat-jack modulus tests conducted at Reza Shah Kahir Project in Iran are unusual in that an area 3 m x 1.5 m (approximately 45 ft<sup>2</sup>) is tested. The slot was cut by means of a conventional diamond rock-cutting disk, 1 meter in diameter. The disk is mounted on a guide that follows a previously drilled hole. In this way, depths in excess of the disk diameter may be cut. Cuts are made adjacent to each other to the total width desired (Fucik, 1969).

The determination of the shear modulus of the foundation materials underlying a dam may be required in connection with the response analysis for seismic loads. Wilson, et al (1978), describe an in-situ impulse test for the determination of the shear modulus with depth at various strain levels.

#### 3.7.4 Field Permeability Tests

Field permeability tests are conducted at many sites, particularly if the dam is underlain by pervious, coarse-grained alluvium, composed of a wide range of particle sizes. In these deposits, a representative sample for laboratory testing cannot be obtained by any practical means, but just as important, sampling invariably alters the natural structure and porosity of the deposit, thereby masking the true value of the permeability. Pumping tests are most often used to determine the in-situ permeability characteristics of deep, pervious, valley fills. Lang (1966) described various pumping test methods for determining the permeability characteristics of aquifers. In a companion paper, the field determination of permeability by the infiltration tests (pump-in test) was discussed by Schmid (1966).

Newly developed electrical piezometers are now available which permit continuous, precise measurement of drawdown data during pumping tests (Bumala, 1977). They were used to advantage by the U.S. Bureau of Reclamation during post-failure hydraulic fracture tests on Teton Dam.

Data from these tests are used to estimate losses and to design seepage control measures, such as grout curtains, drain holes and various others. To provide data for the same purposes, pressure testing of drill holes in bedrock is often done. In this test, a rod and packer assembly is lowered into a drill hole to a predetermined depth. Water is pumped in until the desired pressure is indicated on the pressure gage. After the desired pressure is reached, pumping is continued for a given time, usually about 15 minutes. At the end of this time, the quantity of water pumped into the hole is recorded from a flow meter. Successive tests at different depths permit a graphical plot to be developed

which shows water loss in gallons per minute or in Lugeon Units at different levels in the drill hole.

In accordance with the U.S. Corps of Engineers practice, the gage pressure at any depth should not exceed one pound per foot of depth of the packer and in no case should the pressure exceed a maximum of 100 lbs. per sq. in. (Corps of Engineers, 1966), in order to prevent the opening of existing fractures or creating new ones by the test.

Other field tests may be programmed to arrive at the selection or adequacy of proposed design or construction procedures: these may include such field tests as grouting, quarry blastings, rock rippability tests, methods of densification, i.e., vibroflotation or blasting, and test fills and test embankments.

### 3.7.5 Test Fills

Test fills of embankment materials are increasingly being used as an important phase of the design studies. They reveal the best procedures for the placement and compaction of the materials as well as the resultant characteristics of the completed fill for the various procedures that are used. Fig. 3 shows the layout of one of the test fills constructed at Carters Dam in

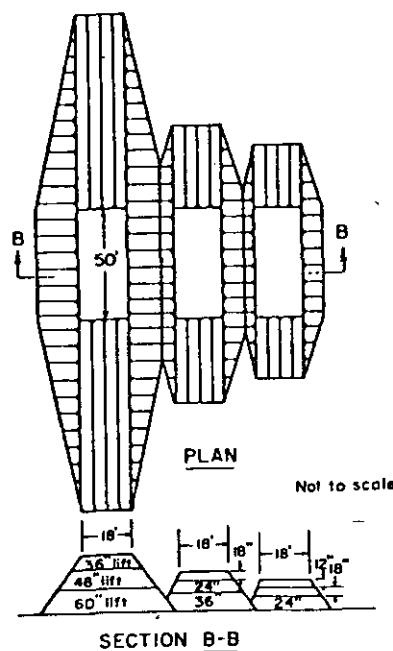


Fig. 3 Plan and Section of Rockfill Test Section, Carters Dam, U.S.A.

Georgia and the thickness of the layers compacted with a 5-ton and 10-ton vibratory roller. The settlement of the various lifts was determined by taking level readings before and after compaction on numerous points on the surface of the fill, identified by spray paint. The resulting data (Fig. 4) shows the effectiveness of the two rollers for varying lift thicknesses and number of passes of the compactors. In addition, the trenches that were excavated in the test fills provided valuable information on the character of the compacted materials (Robeson and Crisp, 1966).

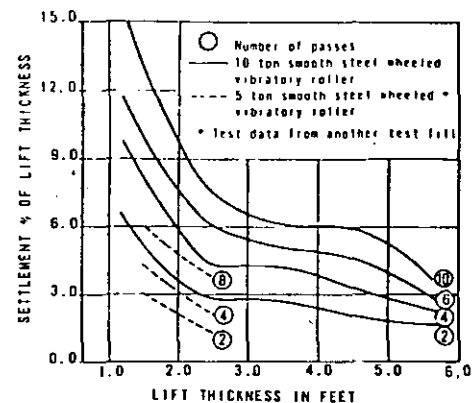


Fig. 4 Settlement Versus Lift Thickness in Rockfill Test Section, Carters Dam, U.S.A.

Hammer and Torrey (1973) summarize the U.S. Army Corps of Engineers experiences with test fills for rockfill dams.

Recently, test fills have been constructed to determine the mechanical properties of materials as placed in the embankment, that means, according to the specifications for compacting the materials and the equipment to be used during construction. For instance, for Chicoasen Dam, Mexico (Marsal, 1977), test fills made of clay-gravel mixtures for the core and quarry-run material for the shells are being used to perform horizontal permeability and plate-bearing tests. These trial embankments are also instrumented to measure stresses and strains developed during the compaction.

### 3.7.6 Test Embankments

In some instances, test embankments may be constructed to provide information on the behavior of both the embankments and the foundation as a result of the imposed loads. At the site of Shellmouth Dam, a test embankment was constructed to provide a means of checking the design assumptions for the main embankment: it was about 250 x 850 feet in plan with a height of about 50 feet. The embankment was underlain by a deposit of medium plastic clay some 50 feet in thickness. Instrumentation consisted of horizontal movement gages, slope indicators, settlement markers and piezometers (Rivard and Kohuska, 1965).

An underwater embankment at Plover Cove Dam, Hong Kong (Guilford and Chan, 1969) provided valuable information on the underwater performance of an impervious core of decomposed granite.

#### 4. LABORATORY TESTING

##### 4.1 General

The art of laboratory testing is well described in the literature and, hence, no attempt will be made in this paper to describe test procedures or the effects of test procedures, sample preparation and the like on the physical properties or behavior of the tested materials. The discussion will review present practice of testing materials for use in embankments, including use of new apparatus but excluding discussion of such tests as Atterberg limits, mechanical analyses and others which are often of a routine nature.

Laboratory tests provide specific information on the properties of materials in order to evaluate their behavior under the loading and seepage conditions occurring during the life of the project. As noted by the Joint ASCE-USCOLD Committee on Current United States Practice in the Design and Construction of Arch Dams, Embankment Dams, and Concrete Gravity Dams (1967) the determination of the strength of embankment and foundation materials, and their variation with time is a vital, yet often difficult, aspect of embankment dam design. For cohesive soils particularly, the rate of deformation can be of significant influence on the shear strength parameters, especially for long term stability. At the present time, the shear strength of materials is usually determined by triaxial tests made under three different modes of load application and sample drainage. These are: (a) the consolidated-undrained (R) test; (b) the unconsolidated-undrained (Q) test; and (c) the drained (S) test. The latter test can also be conducted in the direct shear apparatus. The drained shear strength parameters of a sample can also be interpreted from a triaxial  $\bar{R}$  test, wherein the pore pressures developed during an R test are measured. Normally, in both the S test and the  $\bar{R}$  test on compacted soils, a back-pressure is applied to the porewater at some time in the consolidation phase of the test in order to achieve saturation of the sample prior to the application of the stress difference,  $\sigma_1 - \sigma_3$ . Lowe (1960) describes the application of anisotropically consolidated triaxial test data to the design of embankment slopes.

##### 4.2 Cohesive Soils

Within the last decade extensive studies have been made of the factors which influence the shear strength characteristics of compacted cohesive soils. The effects of molding water content, method of compaction, density and structure on shear strength and, in addition, pore pressures were investigated and discussed by Seed, et al, (1960). Further comprehensive studies on the stress-deformation and strength characteristics of compacted clays were undertaken at Harvard University (1960-1964) in a research project sponsored by the U.S. Waterways Experiment Station. The studies, besides including the effects on shear strength of the factors mentioned, also considered the effects of time of loading. The studies were made under the direction of A. Casagrande by associates, R. C. Hirschfeld and S. J. Poulos and reported in Harvard Soil Mechanics Series 61, 65, 70 and 74.

As a result of the Harvard studies the following tentative conclusions were derived concerning strength testing for practical applications in the design of

embankments. It may be noted that the use of the various types of strength parameters, discussed below, are in general agreement with current practice in the United States as reported by the Joint ASCE-USCOLD Committee on Current Practice (1967).

##### 4.2.1 Strength of Compacted Clay for End of Construction Condition

For stability analysis on the basis of total stress the results from Q tests should be used provided certain requirements of testing are met. The requirements basically include checking on the influence of time of loading on shear strength, paying special attention to the control of leakage in long-term tests, performance of tests at constant temperature, and protection against vibrations. At the end of the test, the water content of the middle two-thirds portion of the specimen should be determined and correlated with the measured strength.

For stability analysis on the basis of measured pore pressures in the fill, usually the use of an S strength envelope will be slightly on the conservative side. Either triaxial or direct shear S tests may be used.

##### 4.2.2 Strength of Compacted Clay for Long-Term Steady Seepage Condition

For an effective stress analysis the results of S tests should be employed. Although either triaxial or direct shear S tests may be used, the stress-controlled consolidated cell-test is often preferred because the results are often more reliable. In either case certain requirements must be met as follow:

If it is desired to correlate accurately the strength with the void ratio it is necessary to effect 100 percent saturation by means of a back pressure. In addition, the water content at the end of the test should be determined as mentioned above and correlated with the measured strength. If direct shear S tests are used, one should use thin large-diameter specimens, and in lieu of a confining perimeter wall, one should use a thin rubber membrane which is stretched over the sides of the discs, bridging across the edge of the specimen. The vertical dial readings should be accurately observed in such tests, preferably with more than one vertical dial so that any tilting will be noticed. In all long-term tests, care should be taken that metal parts of the apparatus are not in contact with the specimens.

##### 4.2.3 Strength of Compacted Clay for Rapid Drawdown Condition

For stability analysis the R or  $\bar{R}$  envelope should be used together with a total or effective stress analysis, respectively, from R or  $\bar{R}$  tests. Test requirements are similar to those outlined in Section 4.2.1 and in addition, a sufficient back pressure should be used to effect 100 percent saturation. During the consolidation phase of the test, ample time should be allowed for the completion of primary consolidation. Of additional importance, the pore pressure measuring system should consist of thin porous discs and of tubing of minimum diameter.

In addition to these recommendations, a comprehensive discussion was made in the various series noted above, of areas requiring additional research.



THOMAS LUCHI, JR.

## ENGINEERING GEOLOGY FOR CONCRETE DAM FOUNDATIONS

by Don U. Deere,<sup>1</sup> M. ASCE

## ABSTRACT

Six geologic features which commonly have caused problems at concrete dam sites are thin shear zones, solution features in limestone, fault zones, weak joints, weathered bedrock, and volcanic rocks. These may be detected by geologic mapping, borings, and trenches but for final design their direct exposure for examination and testing can best be done by excavating horizontal adits and exploratory shafts. Exploration and design decisions are made jointly by the design engineers and engineering geologist regarding depth of foundation excavation, blasting specifications, local over-excavation and concrete backfilling, consolidation and blanket grouting, and type and extent of drainage curtain or drainage galleries. The engineering geologist's prime responsibility, however, is in determining the geologic framework at the site and, particularly, all of its major weaknesses.

## INTRODUCTION

Full reservoir pressure imposes severe performance requirements on the abutment and foundation rock of a high concrete dam. The rock must resist the bearing and shear stresses transmitted by the dam as well as the uplift and seepage stresses associated with seepage flow beneath and around the dam. The quantity of leakage must also be of reasonably small magnitude.

The in-situ properties of the rock mass that are directly involved are: (1) the modulus of elasticity (or deformation) with respect to dam settlement or abutment deformation; (2) the shearing resistance with respect to dam sliding stability; and (3) the permeability with respect to pattern and magnitude of uplift and of seepage.

For many hard-rock sites, these in-situ properties will be sufficiently good that the stresses imposed by the dam and its reservoir may be safely resisted--as attested to by the satisfactory performance of hundreds of concrete dams. Such favorable foundation conditions must not be assumed a priori, however. Few sites exhibit uniform, isotropic conditions. Planes or zones of weakness commonly occur which are associated with faults, shears, altered joints, and differentially weathered rock (including karstic limestone). Such weak zones may be removed by excavation or treated by some form of remedial work.

<sup>1</sup>President, Don U. Deere & Andrew H. Merritt, Inc., Gainesville, FL, and Adjunct Professor, Department of Geology and Department of Civil Engineering, University of Florida.

In several previous papers the writer has emphasized the importance of weak geological features (1-7). The engineering geology for concrete dam foundations is perhaps a prime example of the great influence that these weak features may play in the construction and performance of major engineering structures. Consequently, in this paper, emphasis will continue to be given to these few weak geological features.

It is the responsibility of the engineering geologist to determine what geological weaknesses occur at the site--what type, what location, what orientation, and what general characteristics (3). These questions are not the responsibility of the dam designer nor the rock mechanics engineer. At a later stage, when the geologist has prepared his preliminary geologic map and appropriate geologic profiles, all three will become involved in studying potential layouts of the dam and appurtenant works. Critical areas will be selected for more detailed geologic investigations and possibly for in-situ rock mechanics testing.

Throughout the design period the engineering geologist will be involved in almost every phase of the work--from layout to analysis to preparation of the drawings and specifications for excavation, foundation treatment, grouting, etc. The same engineering geologist should also inspect the site periodically during construction so that he may check on the validity of the interpretations and assumptions made during the design studies. Detailed mapping of the excavations, results of construction borings, grouting, etc., will be made by the construction engineering geology field staff and the results will be made available to him for his final analysis.

In the following sections several concepts are given which have proven to be of value in helping the engineering geologist carry out his responsibilities. It is assumed that the normal practices of geologic mapping, air photo interpretation, and site exploration by borings, geophysical surveys, and test pits will be done in a thorough and competent manner.

## CRITICAL GEOLOGIC FEATURES

Experience has shown that certain types of weak geologic features are associated with certain rock types. It is helpful for the engineering geologist to keep uppermost in his mind the type of weakness that has a high probability of occurring at his site. He then may concentrate his exploration to see if such are present. In Table 1 are presented the critical geologic features that will be discussed in this section.

Table 1. CRITICAL GEOLOGIC FEATURES FOR CONCRETE DAM FOUNDATIONS

<u>Planar Features</u>	<u>Zonal Features</u>
Thin Shear Zones	Solution Features
Weak Joints	Weathered Bedrock
Fault Zones	Volcanic Rocks

### Thin, Continuous Shear Zones (1,2)

It is likely that more dam sites have been adversely affected by the presence of shear zones than by any other geologic feature. The zones are particularly prevalent in metamorphic rocks (foliation shear zones) and in sedimentary rocks (bedding plane shear zones, usually as shale mylonite). The zones are often thin, from 20 mm to 100 mm commonly, but they may extend hundreds of meters. They are filled with ground-up, fine-grained rock fragments (gouge) which is usually micaceous in the metamorphic rocks and clayey in the sedimentary rocks.

The origin of these shear zones is mainly due to differential movement associated with folding or faulting, or in some cases to stress relief along valleys. The magnitude of shearing displacement is small, probably only centimeters to a meter or so. The movement and shearing are concentrated in weak beds occurring between stronger beds. In metamorphic rocks such as gneisses, quartzites, marbles, etc., the shearing typically takes place in thin interbeds of mica or chlorite schist. In sedimentary beds the shearing is always associated with shaley layers which are interbedded with harder limestone or sandstone beds.

The orientation of the thin shear zones is parallel to the foliation or bedding. Therefore, by knowing the strike and dip of the beds one can assume that a shear zone, if found, would have a similar orientation. One may then place hypothetical shear zones below each abutment and each part of the foundation to see if sliding stability would be critical. Friction angles (drained) range from about  $10^\circ$  for the most clayey mylonites to about  $25^\circ$ - $30^\circ$  for the more sandy ones (2). It is clear that shear zones are important in dam stability because they possess the two requisites for a really weak layer: (a) continuity over a large area, and (b) a zone of low shearing resistance (3).

The shear zone may also cause detrimental settlement of the dam depending on its position and thickness. Although the material was probably pre-loaded during geologic time following its formation, its modulus would still be many times lower than that of the enclosing rock mass. Moreover, the reduction in overburden stress by valley down-cutting often results in swelling and softening, particularly in the more clayey mylonites.

The presence of shear zones also affects the permeability and flow conditions of a rock mass. The shear zone acts as a dam with respect to flow across it because of the low permeability of the mylonite. However, it acts as a drain with respect to flow along it because of the higher permeability of the more fractured and jointed rock which commonly occurs on both sides of the zone. The layout of grout curtains and drainage holes should be made accordingly.

The engineering geologist must explore carefully for the presence of these zones. They are thin and make up only a small percentage of the rock mass. They may be easily missed by borings because the crushed material is easily washed out.

Although the emphasis in this section is on shear zones in metamorphic rocks and sedimentary rocks, they may also occur to some extent in igneous rocks, particularly in layered volcanics.

### Solution Features

In areas of limestone, marble, and gypsum an engineering geologist must concentrate on the potential occurrence of solution-widened joints, bedding planes, and faults as well as large open or partially filled caves. Air photos may show circular depressions or sinkholes which indicate past solution activity. Regardless, the boring program must be extensive in order to gather data on the amount and type of solution features, the piezometric levels, and permeabilities.

Experience has shown that solutioning usually is more concentrated at joint intersections, along fault zones, and at certain beds or horizons of pure limestone. The object of a well planned exploration program is to determine this pattern of solutioning at the site in question. Numerous core borings supplemented by air-track percussion holes, geophysical surveys of various types, and even exploratory adits and shafts will be needed. Attention must also be given to the regional ground water regime as leakage may occur trans-basin as well as around and below the dam abutments.

At several projects where solution features were discovered at the dam area, either during the design period or later during the construction phase, extensive remedial work was found to be necessary. This variously consisted of overexcavation, of excavation and concrete backfilling, of extensive grouting, and of blanketing. The permanence of a grout curtain in cavernous (karstic) limestone may be questioned. The cavities are often partially filled with clay, silt, and limestone blocks which cannot be completely removed by washing from hole to hole. Although the voids may be grouted, it is likely that with time the permeability of the grouted zone will increase as the fines are piped out by the high pressure reservoir water.

Many projects have been built and successfully operated in limestone terrains. Others have suffered either construction or operational problems at great expense and time delays. Each project site must of course be treated separately. However, the engineering geologist, the dam designer, and the owner must always keep in mind the potential for severe problems and make the corresponding large investment in extensive exploratory and design efforts.

### Fault Zones

No listing of critical geologic features would be complete without the inclusion of fault zones (3,4,7). They contain all the bad characteristics of shear zones but even more so. They may have any orientation and will not necessarily be parallel to the foliation or bedding. The thickness of the fault zone may range from just centimeters to tens of meters but typically would be in the 1-m to 3-m range. The zone usually contains fractured and slickensided rock, fault breccia, and clayey fault gouge.

It is obvious that a fault zone will have low modulus, low shear strength, and low to high permeability, the latter depending on direction of flow. Since fault zones are extensive, weak features of planar dimensions, their effect on the sliding stability of a dam abutment or dam foundation will depend greatly on the actual position and orientation of the zone. The shifting of just a few meters in position or

just 5°-10° in strike direction or dip angle may make a great difference in stability.

The low modulus of a fault zone also creates problems for a concrete dam. Modulus values of 2,000-5,000 kg/cm<sup>2</sup> (28,000-71,000 psi; 196,000-490,000 kPa) are probably representative of a typical range. Again, the actual location and orientation are important in determining the effect on the dam. Finite element studies have been used to study the stress redistribution and displacements of a concrete dam associated with given fault zones, as well as the ameliorating effects of partial excavation and concrete backfilling.

Fault zones, similar to shear zones, may also influence adversely the flow pattern of water seeping from the reservoir. Because of the higher permeability of the fractured rock on either side of the fault gouge, a fault zone which is oriented so that its upstream end has free access to reservoir water while its other end outcrops downstream of the dam essentially becomes a conduit for leakage and for piping. Other orientations may cause the fault zone to act as an underground dam because of the clayey gouge zone. High piezometric levels may exist on the upstream side which are not lowered by downstream drains. Consequently, very high hydraulic gradients can exist which might cause blow-out of abutment blocks or piping of fine-grained silty or sandy gouge into open joints or even into drainage holes or drainage blankets.

Deep excavation and concrete backfilling are often done, together with grouting, to increase the length of the seepage path. Downstream drainage may be provided by filtered drain holes drilled from drainage adits or from the surface.

The cost and time for treating a fault zone are so great that even if its presence is known in advance, it may still become a difficult and expensive item of work. If the fault zone is discovered only during the construction period, then the consequences will become even greater. For this reason, the engineering geologist must follow every avenue in looking for fault zones--checking out every lineament shown on satellite imagery and air photos, every depression, every contact, every spring, and all geomorphological indications. Exploratory borings, trenches, adits and test pits are all necessary.

Faults must also be studied for their potential seismic activity. This branch of engineering geology has developed rapidly with the requirements of nuclear power plant siting. Dam safety also requires similar fault assessment.

#### Weak Joints

Most hard-rock joints in fresh rock are discontinuous, have undulating and rough surfaces to some degree, and are clay-free. Under these conditions, joints are not particularly weak. However, under other conditions where the joint surfaces are continuous over tens of meters and have altered surfaces or are in-filled with soft material, they may be weak and susceptible to sliding and deformation under load. These include weathered joints, master joints, and shear joints (5).

Weathered joints tend to have greater continuity and to be more open because of stress relief near the surface. They also may contain clay and have little interlocking strength because of chemical alteration and weakening of the surface asperities. Master joints may form part of a joint system but at a much larger spacing than the intermediate, less-continuous, parallel joints--often at a spacing of 100 ft to 1000 ft (30 m to 300 m). Because of their continuity they usually are more open and secondarily altered (weathered, hydrothermally altered, or in-filled) than normal joints. The third class of joints, shear joints, may be as widely spaced as the master joints or they may be closely spaced. They often are striated and grooved in one direction and may contain secondary mineralization such as chlorite, iron oxides, sericite, etc. . . (5)

#### Weathered Bedrock

The writer has been impressed throughout his consulting career by the numerous problems created by weathered rock--primarily problems of excavation and stability, and the related construction delays, increased costs, and legal battles. Deere and Patton in 1971 (8) discussed the profile of weathering and associated slope stability problems in residual soil and weathered rock. Later, Deere (4,7) emphasized the transition zone of weathered rock and the design and construction problems associated with it.

When atmospheric agents of water, air, and organic acids attack fresh rock at the surface, decomposition of certain of the rock-forming minerals begins and the rock becomes weakened. The weathering process proceeds faster at the surface and along the more permeable joints and zones. Therefore, a heterogeneous and almost erratic zone is created of rock that is completely changed to fine-grained soil adjacent to rock that is only partially weathered.

It has been found convenient to consider the profile of weathering as a three-layer system but with quite irregular and often transitional boundaries: namely, an upper zone of residual soil, an intermediate zone of weathered rock, and an underlying zone of fresh (unweathered) rock (4,7,8).

The weathered rock zone may be separated into an upper part and a lower part. The upper part has been called the transition zone and the lower part the partially weathered hard rock. It is the transition zone that must be emphasized. It is truly a transition from residual soil above to hard partially weathered rock below. Therefore, it contains both soil and soft to hard weathered rock. It may also have very irregular and perhaps transitional boundaries. It extends deeper along joints and faults and along rock beds or zones which are more susceptible to chemical weathering.

The transition zone is difficult to work in as it is neither soil nor rock. Earth excavation methods often fail, both in surface excavations and in tunnel excavations. Because the transition zone is of low shear strength, of potentially high compressibility, of an erratic but often high permeability, it is usually excavated for a dam foundation down to hard, unweathered rock. This excavation may have to be quite

deep at the abutments, particularly in warm, humid areas where chemical weathering is intense. The field question is often asked, "Is the excavation deep enough?", particularly where the excavation has already been carried quite deep, locally, along a deeply weathered zone. The answer usually involves the consideration of differential settlement and the width, depth, and location of the weak zone as well as the modulus of the unexcavated material as compared to the adjacent hard rock.

A last point about weathering is that it makes the other adverse features even worse, that is, the shear zones, faults, continuous joints, and solution widened fissures in limestone. The greater the intensity of weathering, the greater the amount of clay.

#### Volcanic Rocks

In this paper the writer adds to his list of critical engineering geology features the general topic of volcanic rocks. This is because of an increasing awareness of the many problems that have been experienced in recent years in various hydroelectric projects. The problems can be separated into those associated with the products of nearby eruptions from volcanoes, such as in Central America and Ecuador, for example, and those associated with basalt flows of large extent, such as in the Columbia River basin of the northwestern U.S. and those of the Parana basin in Brazil, Paraguay, and Argentina.

The first type results in an accumulation of all forms of volcanic debris from one or more nearby sources. The products range from hard but often fractured and locally hydrothermally altered basalts, andesites, and ignimbrites to low-density, low-strength pyroclastic rocks such as agglomerate, tuff, ash, and pumice. Mudflows (lahars) and glacial deposits may also occur. The pattern of distribution is erratic and difficult to ascertain with any degree of confidence. Pre-existing valleys filled with permeable alluvial may lay buried beneath the more recent volcanic deposits. The writer is currently involved with seven damsites in three different countries that have major design problems associated with buried channels beneath one abutment or the other, with depths equal or greater than the present channel.

The main problem is the very heterogeneous nature of the deposits and the difficulty of adequately exploring them. The shear strength, modulus, and permeability may vary 10-fold to 100-fold or more in just a distance of meters. Even the hardened lava rock will range from a dense, massive rock, to close columnar-jointed rock, to very porous, scoriaceous rock. The tuffs may range from coarse agglomeratic lithic tuffs to fine-grained tuffs which although compact are of low density and strength. These are only marginally "rocks" and have properties similar to a dense soil, particularly when somewhat weathered. Weathering and ground water infiltration often convert the volcanic glass present in the tuffs to zeolites and even to montmorillonites. Hydrothermal alteration and shearing may introduce quartz, calcite, chlorite, zeolites, halloysite, and montmorillonite as well as produce slickensided fractures.

Concrete dams built in such volcanic terrains require sufficient time for exploration as well as the design philosophy that surprises will still be encountered. At several projects it was noted that

prehistoric lava flow had dammed the river forming a lake in which lacustrine sediments had accumulated, only to have been covered by later alluvium or lava flows. As a contractor friend used to say, "There will be a lot of romance at this site."

The second type of volcanics, the fissure or plateau basalt flows, usually presents somewhat more uniform conditions--a more or less layer-cake geology with several different basalt flows of perhaps 10m to 50m thickness (30-150 ft) with interbeds of flow breccia and occasionally thin beds of fine dune sand, volcanic ash, or lacustrine clay and silt. These are often metamorphosed by the contact heat of an over-riding lava flow. The flow breccia which is formed in part on the top of a flow, and in part at the base of the overlying flow, may form a zone from just a few centimeters to 15" or so in thickness. Its character may range from a cemented, compact, homogenous, concrete-like rock with few joints to a very porous, erratic scoriaceous rock (4). Therefore, some flow breccia zones have good mechanical characteristics and extremely low permeability. Others will have high permeability over extensive areas.

Problems associated with weathered basalt and with certain peculiar horizontal structures within the basalts are not covered here as they are covered by the companion paper submitted by Cabrera and Barbi.

#### SPECIAL INVESTIGATIONS--EXPLORATORY SHAFTS

As the writer's experience in hydroelectric projects accumulated over the last 15 years he became a strong proponent for the use of exploratory shafts. In this section comments are presented about the value of such shafts in many situations.

#### Reliance on Mapping and Borings

At the early stages of a project, such as for the pre-feasibility or feasibility studies, the geologic setting is determined from regional geologic reports and maps; from satellite and air photo imagery; from field mapping of exposures; test pits, and trenches; and from numerous borings and perhaps geophysical profiles. The detailed geologic features can best be studied in direct observations of exposures. Unfortunately, surface exposures are often limited by overburden or vegetation; trenches and test pits excavated by dozer or backhoe are necessary for examining the rock, or at least its upper weathered portion. As a consequence, much of the information about the deeper rock must be obtained from core borings.

Over the years, progress has been made in obtaining better core recovery (e.g., by using the triple-tube barrel in poor rock zones) and in logging of the core with respect to weathering, fracturing, hardness, and RQD. For obtaining better recovery of the weak materials the method of "integral sampling" as developed by Rocha (9) has increasingly been used.

The borehole itself may yield additional information about the rock mass. In-situ permeability (Lugeon) tests are routinely performed. TV-scanning and borehole photography are other recognized methods of value. In-hole geophysical tests (particularly sonic logging) are used upon occasion and cross-hole seismic velocity tests may be conducted.

The results of all of the above are used to prepare geologic maps and geologic cross sections and profiles at the dam axis and abutments and at the auxiliary structure locations. These profiles illustrate the rock types, rock quality, rock weathering, rock structure, and the locations of the civil engineering structures with respect to the geology and with respect to the existing ground surface. From these it is possible to assess the design problems. Questions will include the depth of required foundation excavation, the amount and type of foundation treatment, and the required grouting and drainage program.

Points of doubt will invariably be present, usually about the depth of weathering or about one or more zones of apparent weakness. Additional borings for final design will almost always be needed. Of even greater value, in nearly all cases, would be to investigate immediately with exploratory adits (galleries) or exploratory shafts.

#### Exploratory Adits and Shafts

Short horizontal exploratory adits into the abutment areas at arch dam sites are routinely excavated in all countries. Commonly, three adits will be made at each abutment to depths of 40-100 m (130-330 ft). These adits allow the depth of weathering and stress relief to be visually determined as well as allowing detailed joint mapping and rock quality assessment. Numerical values of seismic velocity as an index of rock quality may be obtained by refraction surveying in the adits and by cross-shooting from adit to adit and from adit to surface. In-situ rock mechanics testing can be performed for determining rock modulus or shear strength parameters for design studies. Critical weak features crossed by the adits can be followed laterally by cross-cuts to determine the characteristics locally and the variations over some distance. Additional borings may also be drilled in strategic locations from the adits.

In recent years, engineers and geologists have seen the advantages of constructing horizontal exploration adits not only at arch dam sites but for concrete gravity dams and embankment dams as well. These may be located along the axis of the future grouting gallery or even in the downstream abutment area to serve as drainage galleries or as access tunnels to future drainage and/or grouting galleries.

Exploratory shafts have not been used to the same extent as adits, partly because of the difficulty and cost of excavating them and partly because the engineers and geologists have not been convinced of their value nor of their necessity. The writer in the past few years has been involved with 15 exploratory shafts at 7 different projects with depths mostly in the range of 20 m-60 m (65 ft-200 ft), but occasionally 100 m (330 ft) or greater. In all cases the information obtained was judged to have been well worth the cost and, in fact, necessary for the designs.

In a general sense, one may say that shafts are valuable in that a shaft gives a three-dimensional picture of the site geology, certainly to a greater extent than does a boring. One can visually see the characteristics of a joint, shear zone, or fault and can note its variability as it cuts across the shaft. It may also be sampled or

followed a short distance along its strike by a horizontal gallery and tested in-situ at representative locations.

There are two special situations where shafts have proved invaluable. One is beneath critical concrete structures where the absence of adversely oriented weak features must be proven out or the founding depth for the structure must be determined. The second is as access to inspect and possibly test a zone of weakness which occurs beneath the river bank or channel and which is not accessible by horizontal adits from the surface. Occasionally, shafts have been excavated at both river banks and then connected by a tunnel beneath the river to serve exploratory functions and, later, to be used as part of the grouting-drainage system.

The writer is involved with a project in Mexico in which there is concern about the presence of sheared shale mylonite as thin interbeds in limestone. A number of exploratory adits were constructed to follow and test in direct shear certain horizons that had been identified from the borings. There was still concern that there might be some undetected zones. Therefore, two 150m (500 ft) deep shafts of 2.4m (8 ft) diameter were excavated very rapidly at each abutment by means of a raise borer. The shafts allowed detailed inspection and mapping to be done and complete assurance as to the location of the mylonite layers. Several horizontal adits were driven from the shaft to the surface along suspect bedding contacts. The engineers located the shafts so that they could have future use as either access or work shafts for grouting and drainage during future construction of the arch dam, which is projected for the site.

#### CONCLUSIONS

Experience has shown that there are several geologic features that have been critical at many dam sites. Six of the more common types have been discussed. These included thin, continuous, shear zones; solution features in limestone; fault zones; weak joints; weathered bedrock, particularly the transition zone; and volcanic rocks. These will normally have been identified by the regional and local geologic studies supplemented by the results of borings, test pits and trenches, and geophysical surveys.

Geologic sections and profiles must be constructed which show also the engineering structures in their correct positions with respect to the existing ground surface and the geologic features. The critical areas may then be determined from the point of view of sliding stability, differential settlement, and leakage, uplift, and piping potential. The design engineers and the engineering geologist then select certain areas for additional study.

Exploratory adits and shafts are of particular value at this stage to allow the weak and questionable zones to be followed and mapped in three dimensions so that observations may be made on their continuity and on any variations in physical conditions. Decisions then can be made as to the desirability of in-situ rock mechanics testing for obtaining rock mechanics parameters for design.

Design decisions are made jointly by the design engineers and engineering geologist regarding general depth of foundation excavation, blasting specifications, local over-excavation and concrete backfilling, consolidation and curtain grouting, and type and extent of drainage curtain or drainage galleries. Although all of these are important design decisions in which the engineering geologist will participate, his most important function and responsibility is to see that the site geology is well understood and that its geologic weaknesses are known and are taken into account in the design.

## APPENDIX I.--REFERENCES

1. Deere, D.U., "Foliation Shears and Shale Mylonites," Written contribution to Theme 3, Rock Fracture, Proc. of Intl. Symp. on Rock Mechanics, Nancy, France, Vol. 2, 1971, pp. 227-228.
2. \_\_\_\_\_, "The Foliation Shear Zone--An Adverse Engineering Geologic Feature of Metamorphic Rocks," Jour. Boston Soc. of Civil Engineers, Vol. 60, No. 4, Oct. 1973, pp. 163-176.
3. \_\_\_\_\_, "Engineering Geologist's Responsibilities in Dam Foundation Studies," Foundations for Dams, Proc. of Engineering Foundation Conference, Asilomar Conference Grounds, California, Amer. Soc. of Civil Engineers, New York, 1974, pp. 417-424.
4. \_\_\_\_\_, "General Report--Applied Rock Mechanics of Weak Materials," Proc. 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Found. Engineering, Vol. IV, Buenos Aires, 1975, pp. 479-492.
5. \_\_\_\_\_, "Dams on Rock Foundations--Some Design Questions," Rock Engineering for Foundations and Slopes, Proc. of Specialty Conf. of Geotechnical Engineering Division, Amer. Soc. of Civil Engineering, Boulder, Colorado, Vol. II, 1976, pp. 55-86.
6. \_\_\_\_\_, "General Review," Design Methods in Rock Mechanics--Sixteenth Symp. on Rock Mechanics, ed. C. Fairhurst and S. Crouch, Univ. of Minnesota, Minneapolis, Sept. 1975, published by Amer. Soc. of Civil Engineers, New York, 1977, pp. 391-394.
7. \_\_\_\_\_, "Applied Rock Mechanics--The Importance of Weak Geological Features," Address to Opening Session, 4th Intl. Congress on Rock Mechanics, Montreux, Switzerland, Proc. Intl. Soc. for Rock Mechanics, Vol. 3, 1979, pp. 22-25.
8. Deere, D.U. and F.D. Patton, "Slope Stability in Residual Soils," Proc. 4th Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Found. Engineering, Puerto Rico, Vol. 1, 1971, pp. 87-170.
9. Rocha, Manuel, "Present Possibilities of Studying Foundations of Concrete Dams," Proc. Third Congress of Intl. Soc. for Rock Mech., Denver, 1, 1974, pp. 879-897.

ENGINEERING GEOLOGY OF DAM FOUNDATIONS ON BASALT FLOWS  
OF THE UPPER PARANA BASIN, BRAZIL

by John G. Cabrera<sup>1</sup>, M. ASCE, and Adilson L. Barbi<sup>2</sup>

## ABSTRACT

Engineering geology has benefited from hydroelectric power projects located on the basalt flows of the Upper Parana Basin. Exploratory methods currently employed and the principal qualities of the flows and interbeds for use as foundations and construction materials are described. In situ and laboratory tests of the rocks and treatment by grouting and shear key tunnels are discussed. A description is given of the geological investigations and foundation treatment accomplished at the Itaipu hydro power site.

## INTRODUCTION

The Parana River flows within a broad, asymmetric, synclinal basin with the eastern limb having a more pronounced dip. As a result, the tributaries of the left side of the river cross a terrain of greater relief than the right flank, giving rise to a steeper gradient, with waterfalls and gorges that offer adequate sites for hydroelectric developments (1).

The main stem of the Parana River has rapids and waterfalls formed by differential erosion between Mesozoic basalt flows or between flows and interflow breccias. These variations in stream level are controlled by principal joints or faulting. The occurrence of reaches of streams with relatively narrow valley sections or steep gradients, within a radius of nearly 620 miles (1000 km) from the major industrial centers of the nation, has spurred the rapid development of hydroelectric power. A principal incentive to this expansion has been the lack of fossil fuels. Coal from the mines in the south of the country, for example, has a very high percentage of non-combustible material and sulfur.

The principal tributaries of the Upper Parana River: the Paranaiba, Grande, Tietê, Paranapanema and Iguacu Rivers have been almost entirely developed for power. - The largest hydro project operating in Brazil, Ilha Solteira Dam and Powerhouse (3,200 Mw), is situated in the upper reach of the Parana River, and farther downstream, still within Brazil, is another sizable dam, Jupiã, and two sites where construction of dams will soon be initiated - Porto Primavera and Ilha Grande (Fig. 1).

The largest project on the Parana will be Itaipu Dam and Powerhouse between Brazil and Paraguay, which will produce 12,600 Mw of power with a head of 393.6 ft (120 m) and an average flow of 296,640 cu ft/sec

<sup>1</sup>Engng. Geologist, International Engineering Co., San Francisco, Calif.

<sup>2</sup>Head, Div. of Geol., Rock Mech. and Instr., Itaipu Binacional, Brazil.

# ENGINEERING GEOLOGY OF THE MICA AND REVELSTOKE DAMS

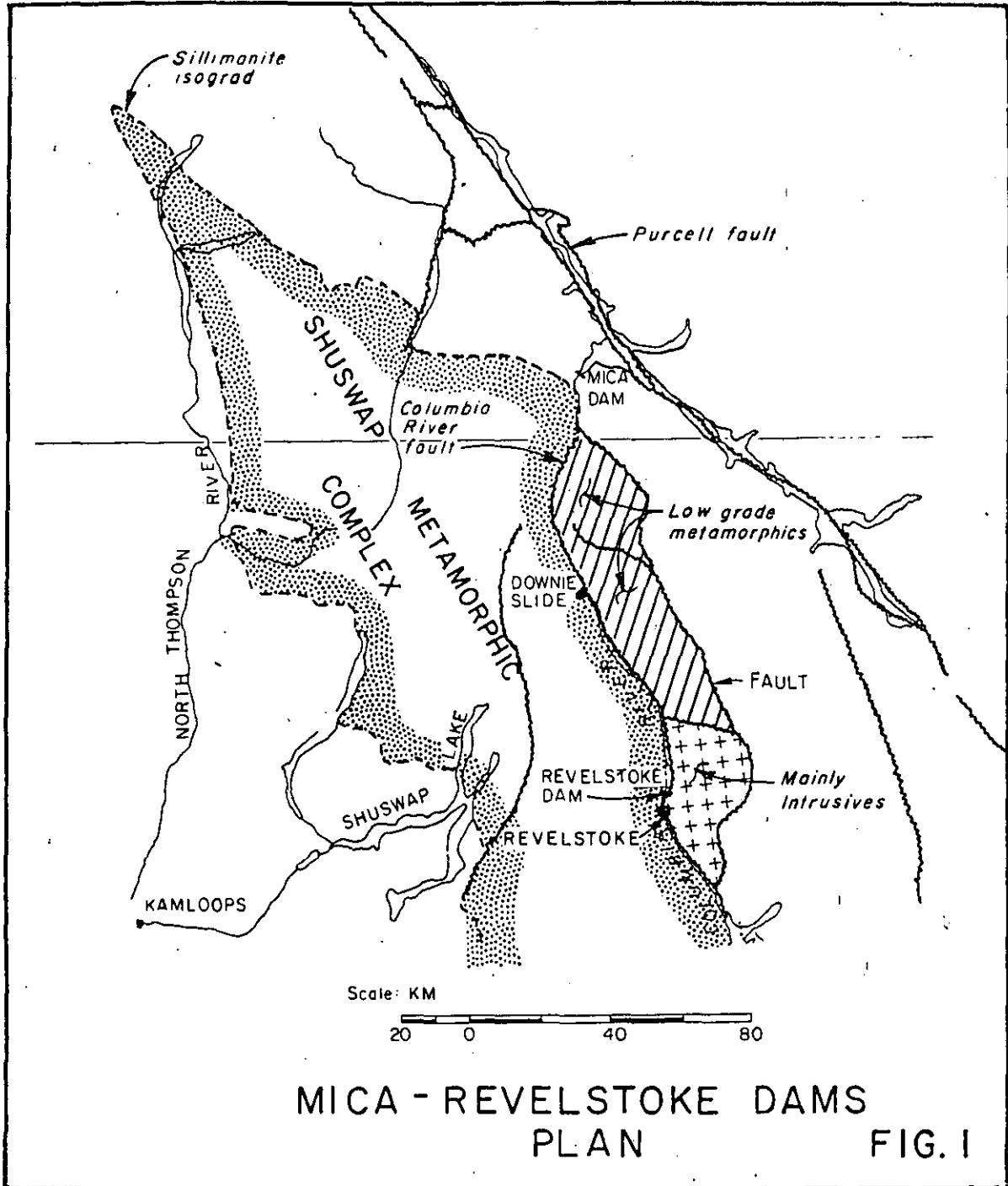
by

A.S. Imrie<sup>1</sup> and D.R. Bourne<sup>1</sup>

## INTRODUCTION

The purpose of the trip is to examine the geological aspects which affected the engineering designs of the Mica (2500 MW)

and Revelstoke (2700 MW) dams within the Columbia River Valley in south-eastern B.C. (Fig. 1). Also, the Downie Slide, which will have its toe flooded by the Revelstoke reservoir during filling in 1983, will be discussed.



<sup>1</sup>British Columbia Hydro and Power Authority, 555 W. Hastings Street, Vancouver, B.C., V6B 4T6.

The one day trip will start in Revelstoke at 0730 on 14 May where a bus will travel to Mica dam about 140 km north of Revelstoke. At Mica, we will inspect the geology exposed along the spillway excavation and the underground powerhouse. After lunch at Mica, we will view the Downie Slide which is located half way to Revelstoke. B.C. Hydro has undertaken a program of remedial measures consisting of drainage adits and drain holes to relieve groundwater pressures within the slide mass and thereby improve the factor of safety against sliding. For Downie, we will travel to Revelstoke to examine some slope stability and construction problems of the Revelstoke dam. The dam, which is currently under construction, is scheduled for completion in the spring of 1983.

Mica dam is located on the Columbia River just downstream of the "big bend" of the Columbia, where it leaves the Rocky Mountain Trench and begins to flow southwards, about 140 km north of Revelstoke, B.C. (Fig. 1). The dam, which was constructed between 1967 to 1973, was built as one of the three Columbia River Treaty dams in British Columbia which regulate the flow of the river and provide flood control downstream in Washington and Oregon. Mica Dam is a zoned earthfill embankment about 200 m high and utilizes an available head of 165 m. An underground powerhouse capable of housing six units was constructed after an extensive diamond drill program was begun by the owner, B.C. Hydro, both from surface and from an existing exploratory adit, to provide additional data to the earlier exploratory drilling done by CASECO Consultants Ltd. who had designed and supervised construction of the dam.

The Revelstoke dam, currently under construction, is located on the Columbia River about 20 km north of Revelstoke, B.C. The dam (Fig. 2), designed and owned by B.C. Hydro, commenced construction in March 1977 and will start to produce power in 1983. The completed dam will develop about 134 m of head between Mica dam upstream and Hugh Keenleyside (formerly Arrow) dam downstream. A number of geotechnical problems exist at the site including a buried river channel beyond the right abutment of the concrete dam, foliated controlled bedrock creep

on the right abutment and a fracture controlled shallow bedrock slide downstream on the left abutment.

The reservoir will extend 140 km north to Mica dam and in doing so will flood the toe of a huge bedrock slump, the Downie Slide. Extensive exploration and analyses of this  $1.4 \times 10^9$  cu. m slide during feasibility and preliminary design stages of the Revelstoke dam concluded with the decision to flood the slide provided certain remedial drainage measures were undertaken. Under the terms of the water licence issued to Hydro for the project, the reservoir water level will be restricted to 9 m below the design-full pool until satisfactory stabilization measures have been constructed and are operating effectively.

The Revelstoke reservoir will also flood a major portion of the existing Highway No. 23 north to Mica.

## REGIONAL GEOLOGY

The Mica and Revelstoke dams are located in steep relatively narrow, V-shaped sections of the Columbia River Valley where considerable thicknesses of till and post-glacial lacustrine and glacio-fluvial deposits cover the floor and lower sides of the valley. The river has removed most of this material, leaving remnant terraces on the valley sides well above the present river level. With the exception of these terraces and pockets of till, the valley walls have little overburden and are heavily forested.

The bedrock underlying these sites consists mainly of para-gneissic rocks of the Shuswap Metamorphic Complex. This metamorphic assemblage underlies a broad area of south central British Columbia in the eastern Cariboo, west of the Rocky Mountain Trench (Fig. 1). Within this region that is underlain by rocks of the Shuswap Metamorphic Complex, a number of centers of metamorphism occur: these are surrounded by oval-shaped aureoles, some tens of kms in diameter, of different metamorphic zones. The central cores of these centers are composed of granitized crystalline layered rocks, including granitic gneisses and pegmatites. Proceeding outwards (or upwards) from these cores, the

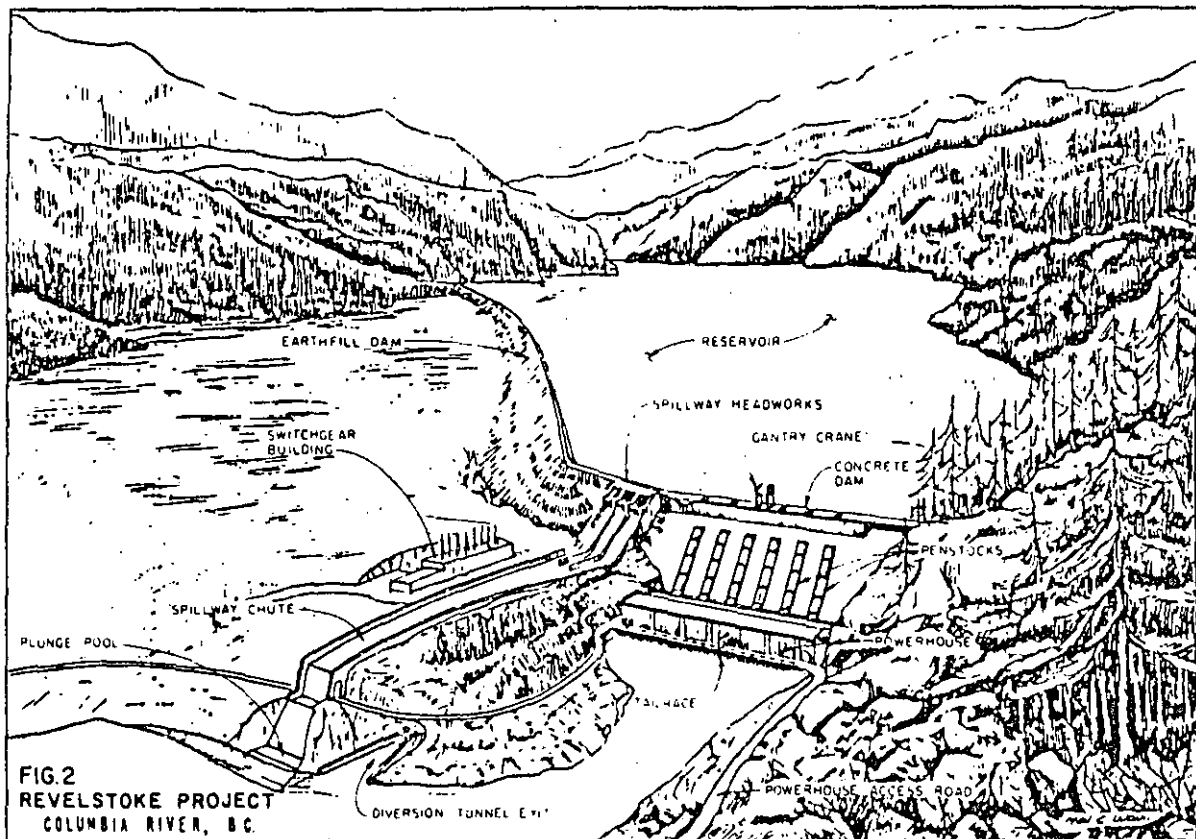


FIG. 2  
REVELSTOKE PROJECT  
COLUMBIA RIVER, B.C.



rocks become less granitized and more recognizable as metamorphosed sedimentary rocks of identifiable ages. Recent work has revealed that the sedimentary strata which were metamorphosed to form the Shuswap rocks are Proterozoic, Paleozoic and Mesozoic in age and were deformed and metamorphosed probably in early Jurassic time, since Upper Triassic formations were affected.

A general feature of the Shuswap rocks in this area is a uniform resistance to erosion, demonstrated by extensive, high, relatively smooth cliffs and mountain masses. This competency is a result of the widespread elimination of earlier joints, fractures and bedding planes by the weiding action of recrystallization during the Shuswap metamorphism.

East of the Revelstoke-Mica highways significantly lower grade metamorphic rocks and an allochthonous, predominantly intrusive body of rock are shown on Figure 1. Separating the high grade metamorphics on the west bank and the low grade metamorphics and intrusives on the east bank is the Columbia River fault zone. The fault zone, which dips moderately (20° to 30°) to the northeast, contains zones of weak sheared and brecciated rock predominantly on the east side of the river. A considerable portion of the relocated highway around the Revelstoke dam and the east abutment of the dam lie within this fault zone. Extensive bedrock and surficial mapping from Nakusp to Mica indicate that no recent displacement has occurred along this fault.

## ROAD LOG

**0-140 km** From Revelstoke 140 km north to Mica dam, the new relocated Highway 23, currently under construction on the east side of the valley, contains a number of stability problems.

Flow slides, containing mud and rock debris, typical of many such slides which damage roads and railways in mountainous areas in all parts of the world, have occurred in a number of steep tributary stream valleys. In addition a number of flow slides in the fine (silty) terrace deposits on which the existing highway is built are present.

Both types of mass movement normally occur shortly after heavy rainfalls or the spring snowmelt.

With respect to the regional geology, the highway generally follows the eastern limit of the Shuswap Metamorphics. The boundary between the Shuswap and the lower grade metamorphic rocks to the east is marked by a crushed zone of the Columbia River fault which extends from south of Revelstoke to just south of Mica dam. West of the river, Frenchman's Cap, a prominent "Matterhorn-like" peak represents one of the core areas of Shuswap metamorphism. From 25 km north of the dam to about 65 km north, spectacular flow-folding in the metamorphic rocks (gneisses) can be seen near the top of Frenchman's Cap.

**STOP 1, 140 km, Mica Dam.** The Mica site lies within low to medium grade metamorphic rocks near the northern fringe of the Shuswap complex. It is underlain by paragneissic layered rocks some of which are only slightly metamorphosed sedimentary rocks, such as quartzites and marbles. Most of the rock layers at the site were categorized as two general types (1) mica gneisses and (2) feldspathized quartzites. Beds, or layers, of marble, pegmatite and mica schist also occur within the layered sequence but they are minor, lensey and relatively thin. All of the rocks are generally medium crystalline and gneissic banded.

The rock strata at the site are part of a regional monocline striking eastward across the valley and dipping south between 10° and 30°. Local folds and flexures are superimposed on this trend at the Mica site and are exposed as local steepening and flattening in the dip and as complex ptygmatic folds ranging in size from cms to tens of meters in amplitude. The ptygmatic folds which are spectacularly exposed in the spillway cut generally occur in minor rock layers, such as pegmatites and marbles, which have obviously been folded while in a plastic state, so that the resulting folds are excessively looped and geometrically unconformable with the enclosing rock which may be deformed but only in a simple fold.

The rocks of the damsite are cut by a set of widely-spaced, postmetamorphic faults which trend north-northeasterly across the site. One strong west-dipping fault of this set is exposed in the power intake cut; however, the projection of this fault lies well above all of the powerhouse workings. Two other such faults, with gouge locally developed up to several cms, were exposed near the portals of the access tunnel and tailrace tunnels. These faults exhibit several metres of displacement but little subsidiary brecciation or fracturing of the adjacent rock. Faulting therefore does not control the rock quality of the Mica powerhouse complex. Scattered small scale faults occur locally in the underground excavations, resulting in some minor wedge type wall rock instability during construction where the orientation of the structure and the excavation was unfavourable. In all cases the faults are steeply inclined and normal.

Thrust faulting in the Rocky Mountains northeast of the site is not reflected in the structures seen at the dam. Jointing is of little significance and is locally associated with the fault patterns. An earlier joint system that appears to have been more extensive, particularly in the quartzites, now exists as recemented chloritized lineations and does not form planes of weakness.

The pre-construction investigations of the rock indicated that the underground conditions within the right abutment at Mica were generally favourable to accommodate practically any type of design and layout of the powerhouse complex (shown on Fig. 3) provided the main chamber arch and the draft tubes were located in one of the main quartzite gneiss layers. Accordingly, different arrangements, incorporating various layouts of manifolds, surge chambers etc., were studied before the final one (Fig. 3) was chosen. The only areas in the final design where some reservations were held regarding possible rock support problems were as follows:

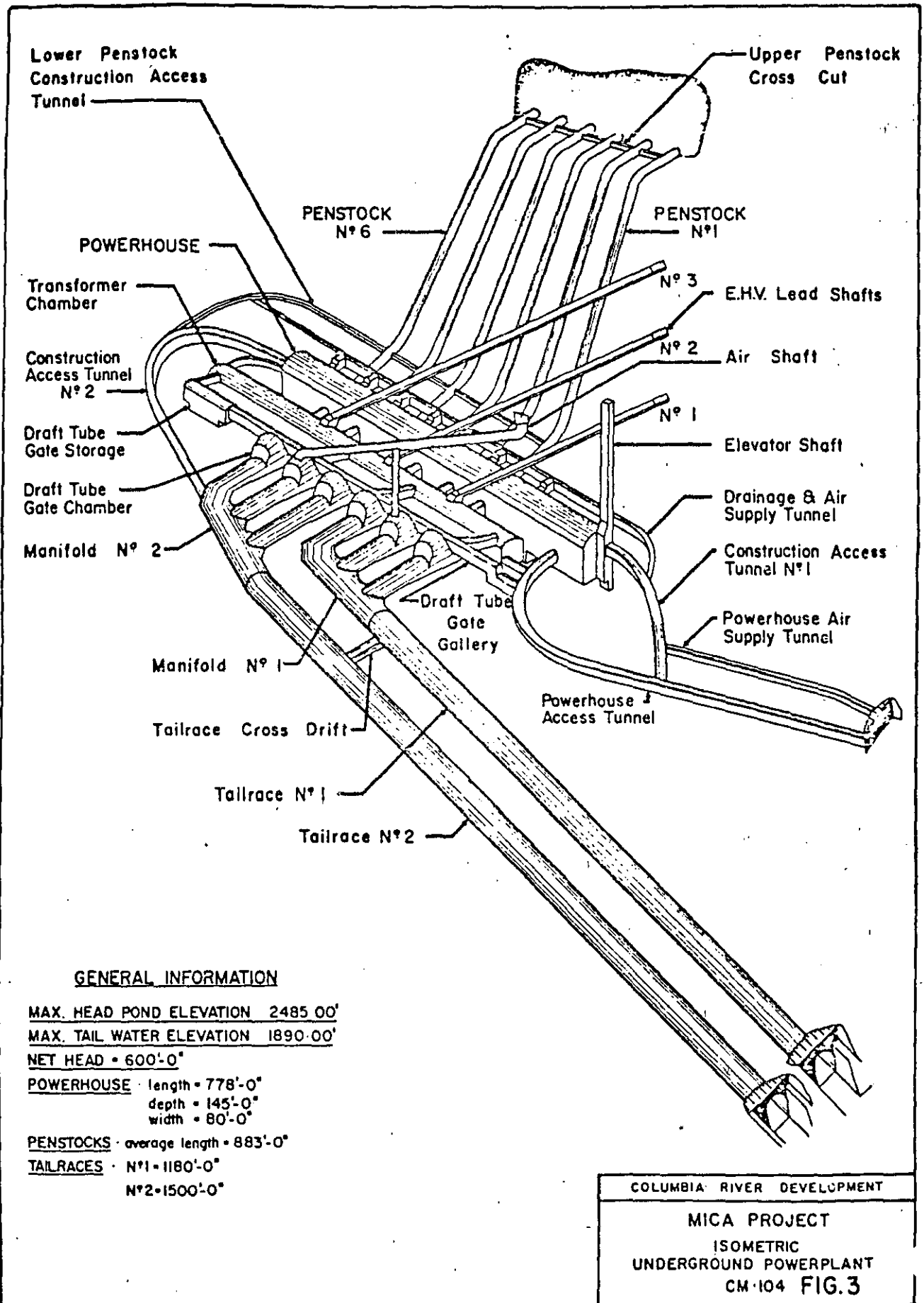
- (i) Tailrace tunnel portals, where they intersected a set of faults.
- (ii) The roof arch of the powerhouse, where it was located in the schistose rocks at the east end.
- (iii) The rock pillars between the draft tubes during construction.

It was considered that even in the worst case, all of the above situations could be adequately controlled by conventional rock bolts or, if necessary, by local installation of a Dywidag type of anchorage. It was deemed that permanent structural support of all of the roof arches could be maintained with grouted rock bolts, supplemented by shotcrete in the roofs of the powerhouse, transformer and draft tube gate chambers.

In the case of the location and orientation of the powerhouse complex, the best compromise between the desired hydraulics and the favourable geology resulted in an alignment of the main chamber along the strike of the rock layers, with the upper half of the chamber, as well as the draft tubes, being within a relatively thick (18-27 m), highly competent layer of gneissic quartzite (Figs. 4 and 5). The western two thirds of the powerhouse arch would be entirely within the quartzite but the eastern third would be in mixed quartzite and mica gneiss due to an abrupt upward fold and lensing out of the quartzite. The lower half of the powerhouse would be within a uniform mica gneiss layer.

Two programs (1967 and 1971) of rock testing were carried out at Mica. The programs consisted of excavating a test chamber, to simulate the scale model of the powerhouse chamber, plate bearing tests, flat jack tests, borehole stress measurements, prop load cells, seismic velocity testing, Goodman jack tests and various laboratory tests. Results of these two programs were comparable with compressive strength of the rocks ranging from 42.76 MN/m<sup>2</sup> for mica schist to 154.5 MN/m<sup>2</sup> for the quartzites.

The behaviour of the rock in the excavations of the Mica underground power complex was excellent. Neither the in-situ rock stresses nor gravity was sufficiently strong to weaken even the most foliated (schistose) rock enough to cause failure by collapse, flaking, bursting or exfoliation. As anticipated, the only instances of rock relaxation occurred where fault and/or fracture planes intersected the excavations at angles that left slabs or wedges of



**GENERAL INFORMATION**

MAX. HEAD POND ELEVATION 2485.00'

MAX. TAIL WATER ELEVATION 1890.00'

NET HEAD - 600'-0"

POWERHOUSE · length = 778'-0"  
 · depth = 145'-0"  
 · width = 80'-0"

PENSTOCKS · average length = 883'-0"

TAILRACES · N°1 - 1180'-0"  
 · N°2 - 1500'-0"

COLUMBIA RIVER DEVELOPMENT  
 MICA PROJECT  
 ISOMETRIC  
 UNDERGROUND POWERPLANT  
 CM-104 FIG.3

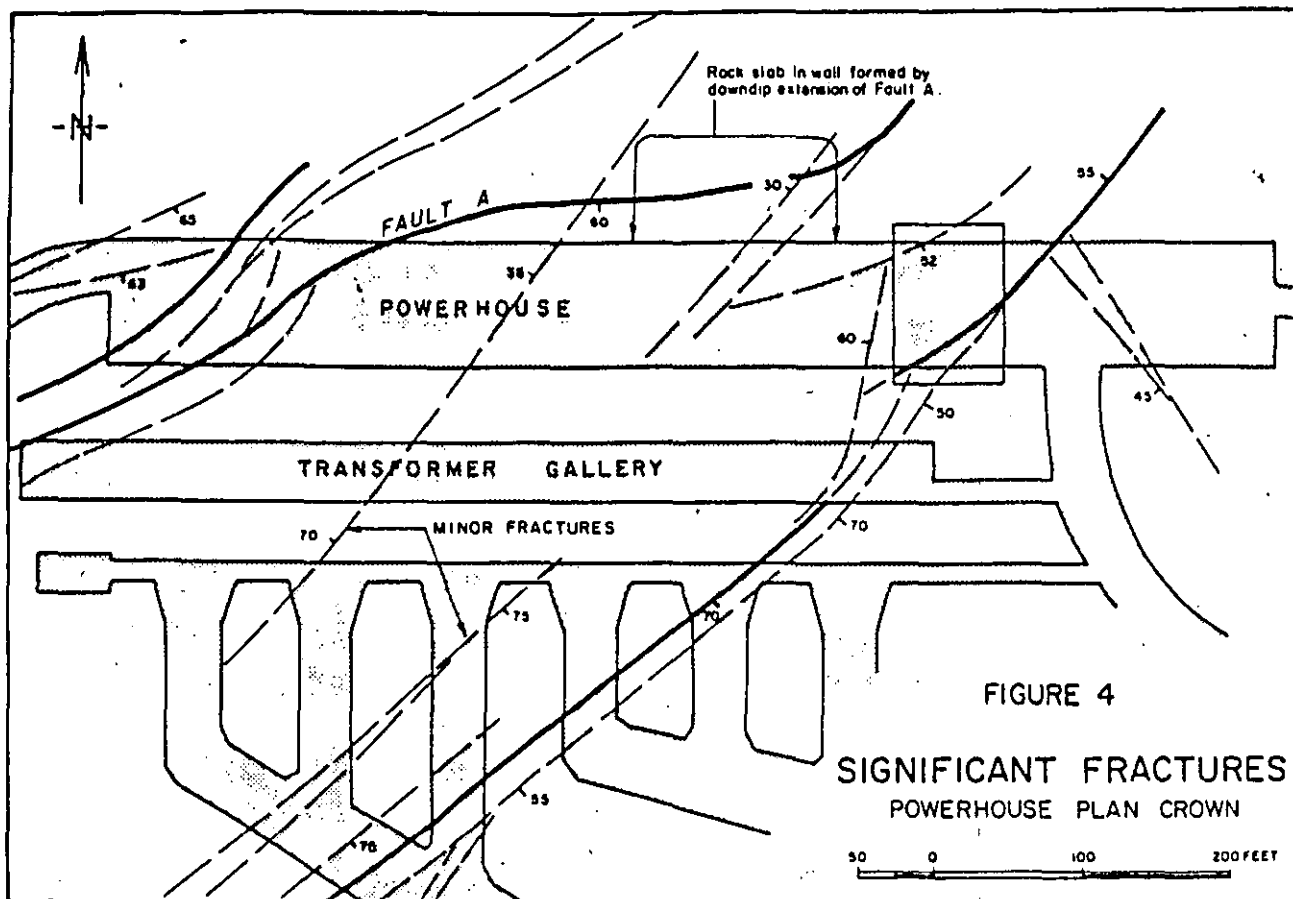


FIGURE 4  
SIGNIFICANT FRACTURES  
POWERHOUSE PLAN CROWN

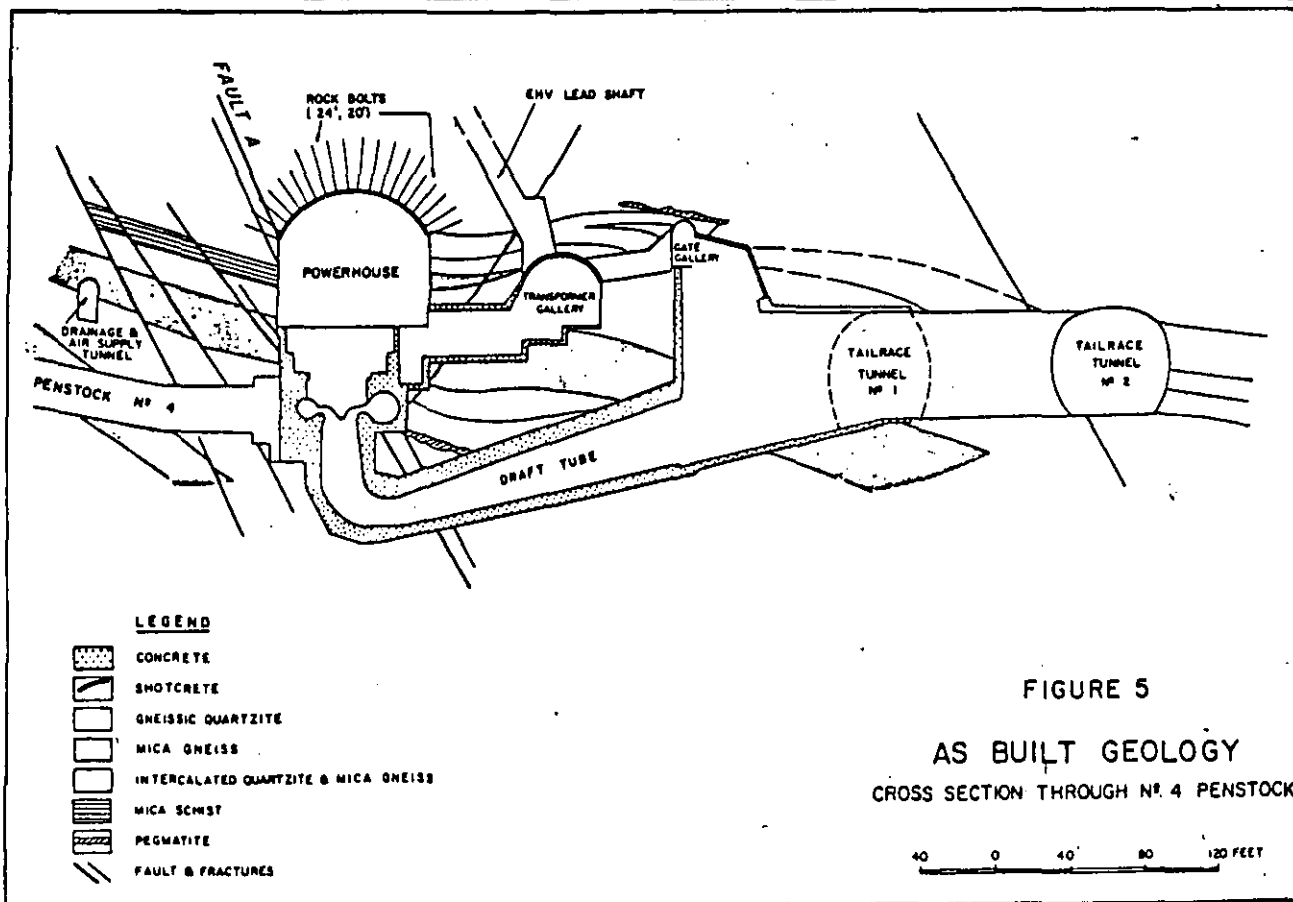
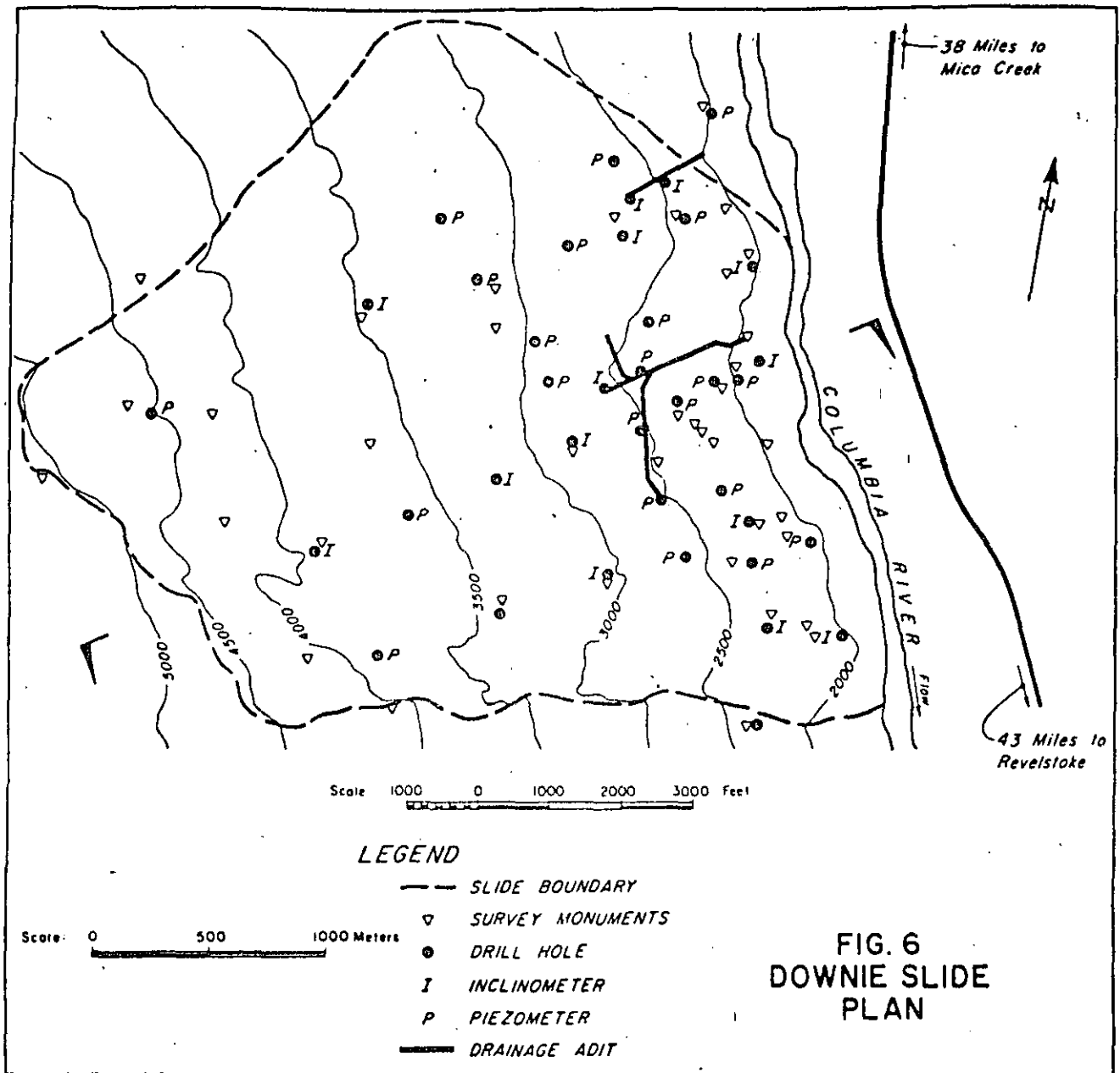


FIGURE 5  
AS BUILT GEOLOGY  
CROSS SECTION THROUGH NO. 4 PENSTOCK



rocks with minimal support by unfractured rocks. In all such cases, either the necessary support was provided by rock bolts, supplemented in the case of the east end of the powerhouse arch by post tensioned anchors, or the rock was allowed to fall.

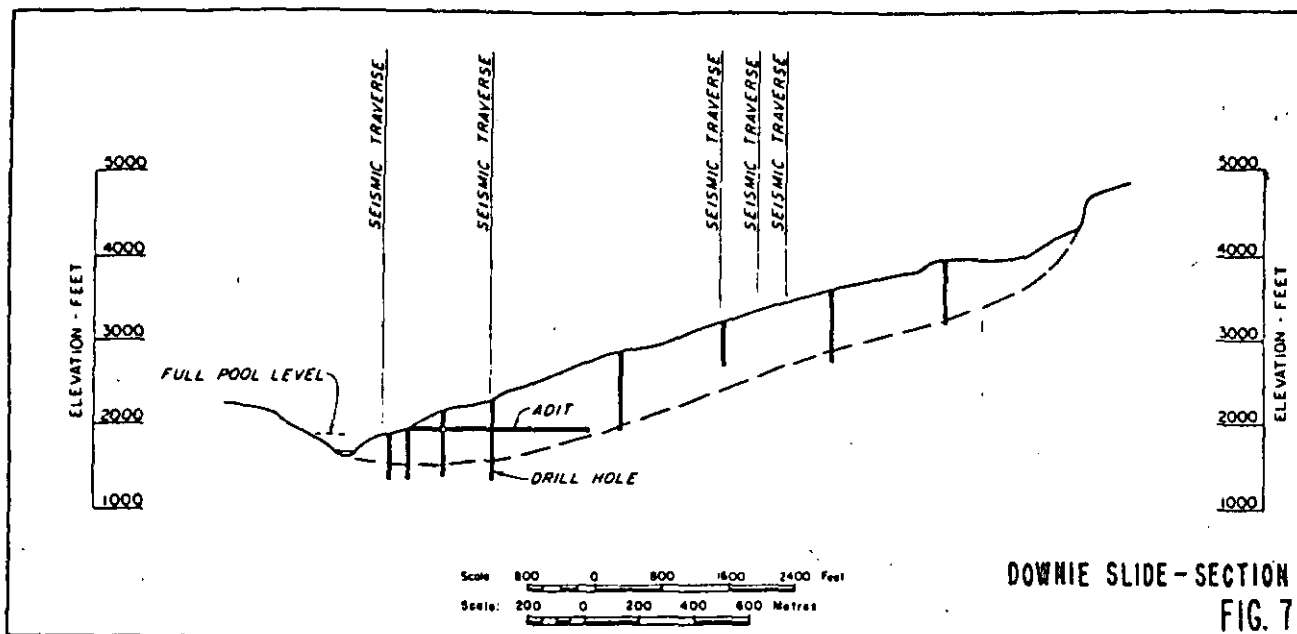
**STOP 2, 214 km, Downie Slide lookout.** In granting a water licence to B.C. Hydro in December 1976 for the construction of the Revelstoke dam on the Columbia River, the Comptroller of Water Rights for British Columbia imposed a restriction to the effect that the water level must be kept 9 metres below the design full pool level until satisfactory stabilization measures have been constructed and are operating effectively at Downie Slide, located about 66 kms upstream from the dam.

The Downie Slide a large bedrock slide ( $1.4 \times 10^9$  cu. m) located on the west bank of the Columbia River (Fig. 6) will have its toe submerged by about 70 m. Disturbed material, which is evident for about 2.4 kms along the river, rises for more than 910 m from the river to the top of a prominent 120 m high scarp, 3.2 kms back from the river. Generally, the surface slope of the slide is 18 degrees except below El. 610 (El. 2000) where the river bank is

steeper. An examination of the local geology and past slide movements suggests that the original movement occurred between 9,000 and 10,000 years ago and that no high velocity sliding occurred.

The slide is about 245 m thick (Fig. 7) and is considered to have failed on pre-existing foliation shears daylighted by river down-cutting. The lower shear zone at the base of the slide averages 15 to 20 m thick and consists of highly broken rock, crushed mica schist and gneiss and clay gouge.

In 1971 and 1972 during the feasibility studies of the Revelstoke dam, the stability of the Downie Slide was reviewed by Hydro assisted by a specialist consultant and it was concluded that no large scale movements will take place with the submergence due to the dam at Revelstoke. However, because of the magnitude of the slide and the location of the City of Revelstoke just downstream of the dam, a cautious approach was taken and in 1973 when preliminary design of the Revelstoke dam commenced, the Downie Slide Panel, consisting of three geotechnical experts, was retained to make an independent assessment of the effects of flooding on the toe of the slide. Under the recommendation of the



Panel, extensive investigations were carried out from 1973 through 1975.

These investigations included the drilling and installing piezometers and inclinometers in 20 boreholes totalling 4100 m, the driving of an 266 m long, 2.1 m x 2.4 m adit into the slide, seismic surveys, geological mapping, instrumentation and monitoring. In addition, downhole geophysics, regional seismic and microseismic monitoring, laboratory testing of gouge and rock samples and surface monument surveys were carried out. The purpose of this part of the program was to provide information regarding a possible remedial drainage system.

Based on surface monument surveys and inclinometer data on movement on and within the slide, the Panel concluded that at times of high groundwater pressures the factor of safety against sliding was near 1.0. It was therefore thought prudent to drain the slide to the extent necessary to more than offset the decrease in factor of safety caused by submerging the toe of the slide by the reservoir. A Stage I remedial program, completed by December 1978, provided additional drainage and an improved system of monitoring the effects of the drainage. The following work was done:

- (1) An additional 16 surface boreholes (total 34) were drilled.
- (2) Piezometers and inclinometers were again installed in these holes to monitor groundwater pressures and to determine whether movement is occurring at depth.
- (3) About 1430 m of adits were excavated. About 4570 m of drainage and instrumentation holes have been drilled from them.

In addition, surface monuments have been surveyed annually and a geohydrological program has been established to determine the annual groundwater recharge and for evaluation of the probable maximum recharge. Also, a mathematical model has been used to predict groundwater conditions resulting from the probable maximum recharge and to evaluate whether the drainage system will maintain groundwater pressures at sufficiently low levels even under conditions of large inflows to the slide.

This work has been closely supervised by Hydro who monitored the effect of the adits on piezometric levels within and below the slide mass. By the end of 1980, the drainage works have proved very effective in drawing down the groundwater table, reducing pressures acting on the base of the slide and reducing minor movements detected in some areas of the slide.

At present, Hydro is monitoring the slide by:

- (1) Annually surveying the 40 monuments and two straight lines.

- (2) Semi-annually taking measurements in the 15 inclinometer casings on the slide.
- (3) Reading the 60 piezometers and water levels in 9 inclinometer casings.
- (4) Recording water discharges from the adits, temperatures, precipitation and snow course measurements.

These readings are expected to continue until after reservoir filling scheduled for 1983.

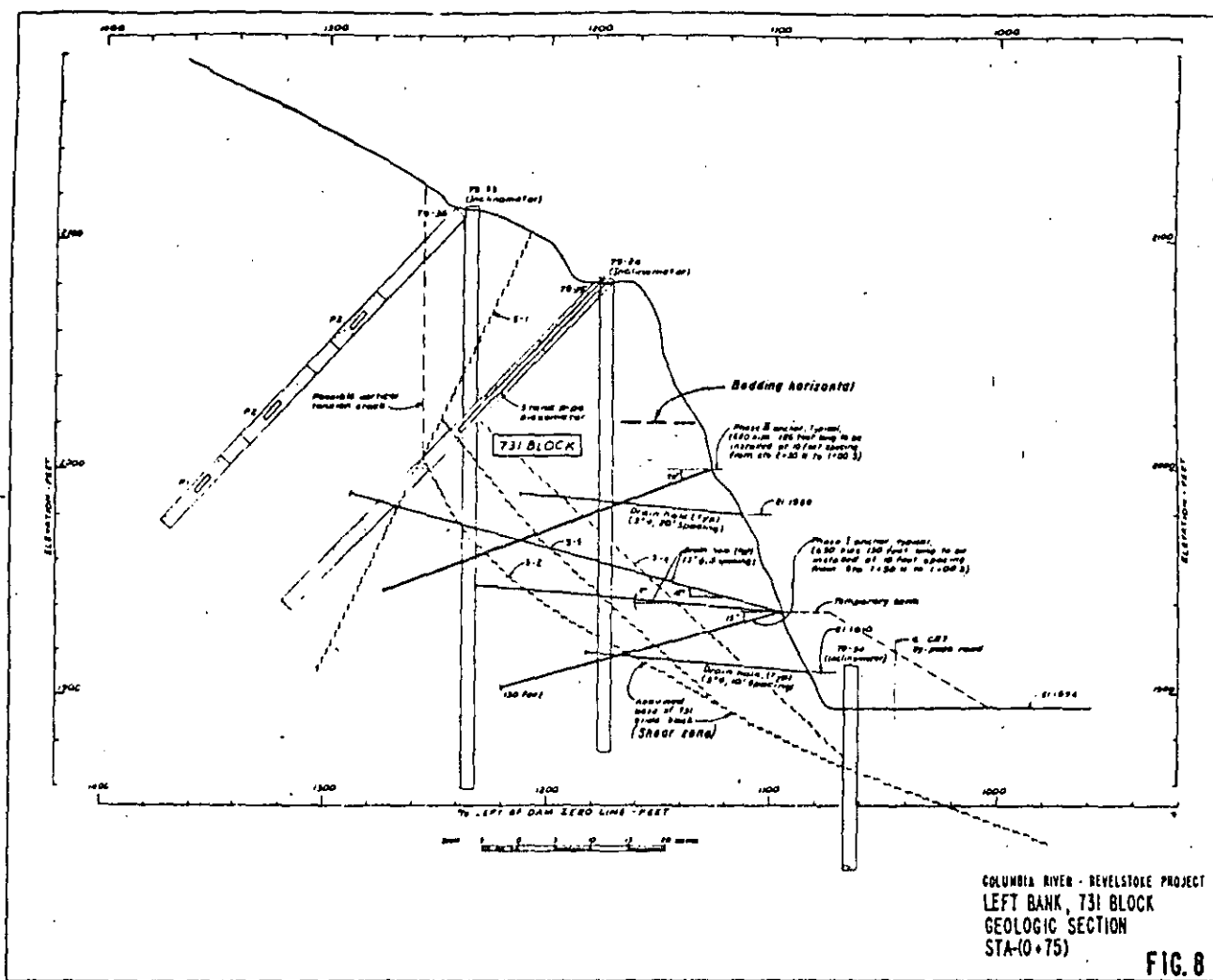
**STOP 3, 270 km, Revelstoke dam — project viewpoint, bypass road, 731 block.** The proposed arrangement for the Revelstoke dam (Fig. 2) consists of a 160 m high concrete gravity dam containing the power intake in the river channel, a six unit powerplant (2700 MW) immediately downstream of the dam in the riverbed, a three bay gated chute spillway on the west bank and an earthfill dam across the west bank. Total crest length is about 1615 m.

Bedrock at the site consists of interlayered gneiss, quartzite and marble. The rock is in essence a spectrum of interlayered quartz-feldspar (strong) and mica rich (weak) layers. Alteration to chlorite, sericite and carbonate in the vicinity of shears or other discontinuities often weakens the rock. A series of monoclines on the right bank step the bedding down towards the river and produce alternating steep and shallow dips at different elevations. Foliation in this area trends parallel to the canyon and dips an average of 30° toward the river except where modified by folding.

Construction of the Revelstoke dam required that the Highway north to Mica be relocated throughout much of its 140 km length. At the Revelstoke dam, the design of the bypass road was essentially based upon surface geological mapping and seismic refraction surveys. During excavation, existing field conditions have shown that the rock was more closely and continuously jointed and was weathered to greater depths than anticipated. The result was that the overall cut slopes had to be flattened, the ditch at road level has been widened, the height of rock faces between berms limited to 15 m, and rock reinforcement has been substantially increased. One area along the bypass road which required special remedial work was the 731 Block.

During excavation of the bypass road along the left abutment, movement was detected in a block of rock (731 Block) consisting of about 250 000 cu. m of material. From the results of 23 exploratory drill holes, the geology (Fig. 8) indicates horizontally bedded quartzite cut by several steeply dipping shear zones.

The base of the block is formed by a shear zone dipping at 32° out of the slope. The uphill boundary is assumed to be formed by a steep tension crack. Exploration of the block consisted of 23 drill



holes while the block is instrumented with 6 surface survey monuments, 7 nests of extensometers, 12 inclinometers and multiple piezometers in 4 drill holes.

Movement was first detected during excavation of the bypass road. Initial remedial action consisted of construction of a temporary 15 000 cu. m toe berm, 49 drainholes (1950 m total) and 49-18 m long rock anchors. This considerably reduced the rate of creep.

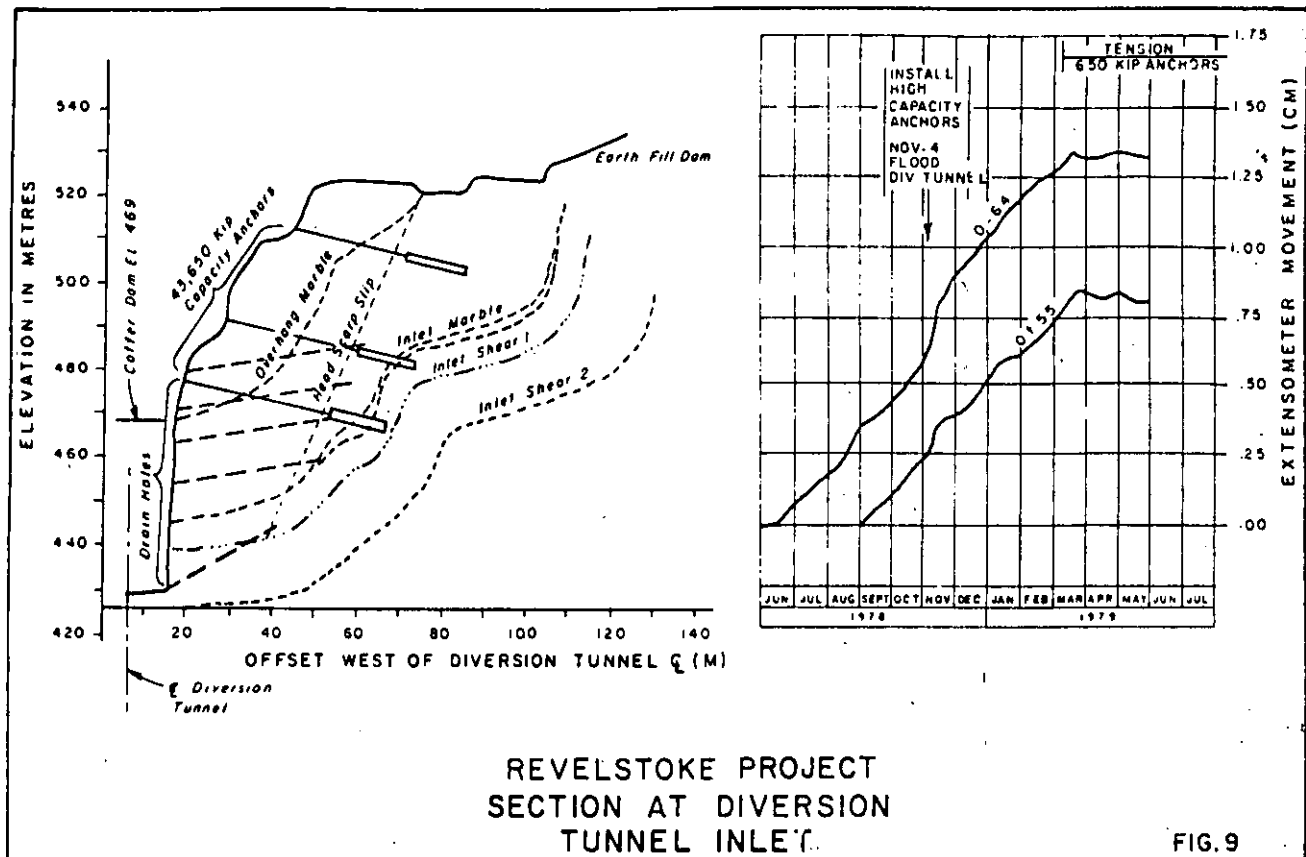
For permanent, long term support, 60 multi-strand cable anchors were installed in two places as shown on Figure 8. Anchors consisted of 18 - 1.5 cm diameter steel cables, up to 50 m long with 9 m grouted bond length. The anchors were stressed to a total average load of about 2890 kN (650 kips, 70% of ultimate capacity). At this time, movement became negligible; therefore, the toe berm was removed with the result of no movement. Groundwater pressures on the base of this shear are zero or low; therefore the drainage is functioning. The increase in factor of safety against sliding has been increased between 6.4 and 8.4%, depending on the size of the block analyzed.

**STOP 4, 272 km, Revelstoke Dam — diversion tunnel inlet.** During excavation for the diversion tunnel inlet works, a 12 000 cu. m rock slide occurred in unsupported rock. After this slide, movements were observed in the steeper portion of the wall downstream of the slide and adjacent to the diversion inlet portal. The movements although small were of a continuing nature and accelerated whenever an adverse change occurred, such as diversion of the river flow into the tunnel. Since no blockage of the channel could be accepted, a conservative approach had to be taken and the rock mass had to be stabilized.

The geology and movement history of the inlet is summarized in Figure 9. It is noted that several shears are present and that a series of monoclines step the bedding down towards the river, producing alternating steep and shallow dips at different elevations. Foliation parallels the river and dips about 30° toward the river. Between Inlet Shear 1 and the Overhang Shear (at base of Overhang Marble), the rock is relatively weak owing to intense chloritization. Elsewhere in the excavation, the rock is quartzite gneiss and quartzite. Originally, on the basis of surface mapping and limited extensometer data, a block of rock bounded by the headscarp slip was chosen as the limits of movement. As more movement data became available, it was obvious that the potentially unstable block of rock was smaller and appeared to be bounded by the overhang shear.

Remedial measures to stabilize the rock mass were carried out in two phases. Phase 1 stabilization consisted of installing 47 818 kN (10 750 kips) of support (96, 112 kips, 60 ft. long anchors) and 3000 m<sup>3</sup> of 7.6 cm diameter drainholes. The Phase 1 work, completed by December 1978, did not check the movement of about 0.13 cm per month. This prompted the decision to proceed with a Phase 2 support program. Forty-three, 2890 kN (650 kip) anchors between 30 and 43 m long were installed. Two types of anchors were used. Thirty-four consisted of a bundle of four 3.5 cm diameter Dywidag threadbars. Nine anchors were bundles of 1.5 cm diameter twisted wire strands. Both types of anchors have ultimate capacities of about 4225 kN (950 kips) and were installed at about 2890 kN (650 kips, 70% of ultimate).

Tensioning of these high-capacity anchors began in March 1979 and was completed in June. No significant movements have been



measured by extensometers or inclinometers since tensioning in March. It is concluded that the rock mass has been adequately anchored for the diversion period. Additional consideration is being given to the long term stability of the rock mass since it is near the upstream toe of the earthfill dam. Backfilling the diversion inlet channel after closure is being studied.

Based on stability calculations, the high capacity anchors have increased the factor of safety against sliding by about 11%.

### REFERENCES

- Brown, R.L. and Psutka, J.F., 1980. Structural and Stratigraphic Setting of the Downie Slide, Columbia River Valley, British Columbia. *Can. J. of Earth Sciences*, Vol. 17, No. 6, pp. 698-709.
- Gardner, W.I., MacDonald, D.H. and Patton, F.D., 1976. Revelstoke Project, Report of the Downie Slide Review Panel, Unpublished Report prepared for B.C. Hydro, 74p.
- Imrie, A.S. and Campbell, D.D., 1976. Engineering Geology of the Mica Underground Powerplant. Presented at 3rd Rapid Excavation and Tunnelling Conference (AIME), Las Vegas, June, 36p.
- Imrie, A.S. and Patton, F.D., 1977. Dams and Associated Landslides, Southern B.C. Association of Engineering Geologists, Guidebook to Field Trips, 1977 National Meeting, Seattle, Wash. 133p.
- Meidal, P., 1979. "Revelstoke Project, Downie Slide", *Cancold Bulletin*, February 1979, pp. 14-15.

# BIBLIOGRAFIA

TOMAS LUCC BARBA

## GEOLOGIA

- Billings, M.P. (1972), Structural geology, Prentice Hall, Inc., Nueva York, 606 pp
- Birkeland, P.W. y Larson E.E., (1978), 3rd ed. Putnam's Geology, University Press, Nueva York
- Freeze, R.A. y Cherry A.J. (1979), Groundwater, Prentice-Hall, Englewood, Nueva Jersey
- Hobbs, E.E., Means, W.H. y Williams, P.F. (1976), An Outline of Structural Geology, John Wiley & Sons, Nueva York, 473 pp
- W. Kenneth Hamblin (1982), The Earth Dynamic Systems, 3ra. edición, Burgess Pub. Co. Minneapolis, Minn. 529 pp.
- Frank Press y Raymond Siever (1974), Earth, 3ra. edición, W.H. Freeman and Co. San Francisco, Cal. 649 pp.
- Richard M. Pearl (1971), Geología, 3ra. edición, Co. Edit. Continental, S.A. México, 299 pp.
- Chester R. Longwell y Richard F. Flint (1971), Geología Física, 1ra. edición, Ed. Limusa-Wiley, México, 526pp.
- L.U. de Sitter (1976), Geología Estructural, Ed. Omega, Barcelona, España, 489 pp.
- Arthur Holmes y Doris L. Holmes (1980), Geología Física, Ed. Omega, S.A. Barcelona, España, 799 pp.

## TECTONICA

- Bird, M.J. (1980), 2nd ed. Plate Tectonics, American Geophysical Union, Washington, D.C.
- Ramsey, J.G. (1967), Folding and Fracturing of Rocks, McGraw-Hill Book Co. Inc. Nueva York, 568 pp
- Uyeda, S. (1978), The New View of the Earth, W. H. Freeman, San Francisco, 217 pp
- Walters, R.C.S. (1971), Dam Geology, Butterworths, London
- Wilson, J.T. (1974), 2nd ed. Deriva Continental y Tectónica de Placas, H. Blume, Scientific American, España



## GEOFISICA

- Dobrin, M.B. (1960), Introduction to Geophysical Prospecting, McGraw-Hill Book Co., Nueva York, 435 pp
- Griffiths, D.H. y King, R.F. (1965), Applied Geophysics for Engineers and Geologists, Pergamon Press
- Siegal, B.S. y Gillespie, A.R., eds (1980), Remote Sensing in Geology, John Wiley & Sons, Nueva York, 234 pp
- Telford, W.M., Geldart, L.P., Sheriff, E.R. y Keys, D.A. (1976), Applied Geophysics, University Press, Cambridge

## INGENIERIA GEOLOGICA

- Attewell, P.B. y Farmer, I.W. (1976), Principles of Engineering Geology, Chapman y Hall, London, 1045 pp
- Bell, F.G. (1980), Engineering Geology and Geotechnics, Newnes Butterworth, 497 pp
- Blyth, F.G.H. y Freitas, M. (1974), A geology for engineers, 6th ed., Edward Arnold, London, 557 pp
- Farmer, I.W. (1968), Engineering properties of rocks, E & F.N. Spon. Ltd., London, 180 pp
- Goodman, R.E. (1976), Methods of Geological Engineering, West Publishing Co., St. Paul, 427 pp
- Krynine, D.P. y Judd, W.R. (1957), Principles of Engineering Geology and Geotechnics, McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York, 730 pp
- Legget, R.F. (1983) 3rd ed., Geology and Engineering, McGraw Hill Book Co. Inc., Nueva York
- Mathewson, C. (1981), Engineering Geology, Charles E. Merrill
- Wiegel, R.L. ed (1970), Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, Nueva Jersey, 505 pp
- Zaruba, Q. y Mencl, V. (1976), Engineering Geology, Elsevier, Nueva York

## GEOTECNIA

- Desai, C.S. (1976), Numerical Methods in Geomechanics, ASCE, Vols 1, 2 y 3, Nueva York, N.Y.
- Desai, C.S. y Cristian, J.T. (1977), Numerical Methods in Geotechnical Engineering, McGraw Hill Book Co.
- Elsevier Publishing Co. (1969-1982), Development in Geotechnical Engineering, Netherlands, Holland
- Golzó, R. A. (1977), Handbook of Dam Engineering, Van Nostrand Reinhold, Nueva York
- Marsal, R. J. (1960), Earth dams in Mexico, Procs. I Pan. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng. Vol. 2, pp 67-98, Sao Paulo
- Marsal, R. J. y Reséndiz-Núñez, D. (1975), Presas de tierra y enrocamiento, Editorial Limusa, México, 535 pp
- Marsal, R. J. y Taméz, E. (1954), Earth dams in México: Design, Construction and Performance, Mem. V Cong. Inter. Grandes Presas, París
- McLean, A. C. y Gribble, C. D. (1979), Geology for Civil Engineers, London
- Roberts, A. (1977), Geotechnology, Pergamon Press, Nueva York
- Stagg, K. G. y Zielkewicz, O. C. (1968), Rock Mechanics in Engineering Practice, Wiley and Sons, Ltd. London, 422 pp
- Thomas, H. H. (1976), The Engineering of Large Dams, Parte 1 y 2, John Wiley & Sons, Nueva York, N.Y. 375 pp, 402 pp

## SISMOLOGIA

- Aki & Richards, (1980), Quantitative Seismology, Freeman Press San Francisco.
- Stacey, F. (1977), Physics of the Earth, J. Wiley & Sons, New York.

## MECANICA DE ROCAS Y ESTABILIDAD DE TALUDES

- Canmet (1981), Pit Slope Manual, Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Chapters 1-10, Minister of Supply and Services, Canada, Ottawa
- Goodman, R. E. (1980), Introduction to Rock Mechanics, John Wiley and Sons, Nueva York, N.Y. 478 pp
- Hoek, E. y Bray, J. W. (1977), 3rd ed. Rock Slope Engineering, Institution of Mining and Metallurgy, London
- Hoek, E. y Brown, T. (1980), Underground Excavations in Rocks Institution of Mining and Metallurgy, London
- Jaeger, J. C. (1972), Rock Mechanics and Engineering, Cambridge University Press
- Jaeger, J. C. y Cook, N.G.W. (1979), 3rd ed., Fundamentals of Rock Mechanics, John Wiley & Sons, Nueva York
- Obert, L. y Duvall, W. (1967), Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock, John Wiley & Sons
- Royster, D. L. (1979), Landslide Remedial Measures, Assoc. Engng. Geol., Bull. Vol. 16, No. 2
- Schusters, R. L. y Krizek, R. J. Eds. (1978), Landslides, Analysis and Control, Special Report 176, Transp. Res. Board, NAS, Washington, D.F.
- Voight, B. ed. (1978), Rock slides and avalanches, 1, Elsevier, Nueva York
- Voight, B. ed. (1979), Rock slides and avalanches, 2, Elsevier, Nueva York

PARTE 2.5 GUIA REGULADORA 1.70 USNRC  
FORMATO Y CONTENIDO ESTANDAR DE LOS REPORT. DE ANAL. DE SEGURIDAD

culación). Describir los planes de emergencia para enfrentar la falla de una componente de un sistema permanente para la remoción del agua relacionado con la seguridad o una falla de otro sistema de agua de la planta que pueda sobrecargar el sistema de remoción del agua. Incluir estimaciones del tiempo requerido para su implementación. Describir los programas de monitoreo que se usarán para detectar estas fallas. Cuando se propongan pozos para objetivos relacionados con la seguridad, discutir las bases de diseño hidrodinámico para la protección contra ondas de presión inducidas sísmicamente. Las bases de diseño anteriores deberían ser consistentes con las condiciones de aguas freáticas descritas en las Secciones 2.4.13.2 y 2.5.4.6.

2.4.14 Requisitos de Especificaciones Técnicas y de Operación de Emergencia.

Describir cualquiera medida de protección de emergencia diseñada para reducir al mínimo el impacto de eventos adversos relacionados con la hidrología en instalaciones relacionadas con la seguridad. Describir la forma en que estos requisitos serán incorporados en las Especificaciones Técnicas y Procedimientos de Emergencia. Discutir la necesidad de Especificaciones Técnicas para el apagado de la planta para reducir al mínimo las consecuencias de un accidente resultante de fenómenos hidrológicos tales como inundaciones o la degradación del sumidero final de calor. En caso que deban usarse procedimientos de emergencia para cumplir con requisitos de seguridad asociados con eventos hidrológicos, identificar el evento, presentar los niveles de agua apropiados y los márgenes de tiempo disponibles, indicar qué tipo de acción se tomaría, y discutir el tiempo necesario para implementar cada procedimiento.

2.5 Geología, Sismología e Ingeniería Geotécnica.

Esta sección del SAR debería dar información respecto a las características sísmicas y geológicas del sitio y del área circundante al sitio. El Apéndice A, "Criterios Sísmicos y Geológicos para el Empleo de Plantas Nucleares de Potencia", a la Parte 100 del 10CFR

"Criterios para el Sitio de Reactores", da las principales consideraciones sísmicas y geológicas que guían a la NRC en su evaluación de la aceptabilidad de sitios y de bases de diseño sísmico.

Esta sección debería incluir, sin limitarse necesariamente a ella, la información discutida a continuación. Esta debería estar precedida por un resumen que contenga una sinopsis de las Secciones 2.5.1 a 2.5.6. Incluir una descripción breve de los sitios, las investigaciones realizadas, los resultados de las investigaciones, conclusiones, y una declaración referente a quién efectuó el trabajo.

### 2.5.1 Información Básica Geológica y Sísmica.

En las secciones siguientes se necesita información básica geológica y sísmica para proporcionar una base para la evaluación. En algunos casos, esta información es pertinente a más de una sección. La información puede presentarse en esta sección, en las secciones siguientes, o como apéndices a esta sección, siempre que se hagan referencias cruzadas adecuadas en las secciones apropiadas.

Debería hacerse referencia a información obtenida de reportes publicados, mapas, comunicaciones privadas u otras fuentes. La información de estudios topográficos, investigaciones geofísicas, <sup>perforaciones</sup> sondajes, trincheras, u otras investigaciones debería documentarse adecuadamente con descripciones de las técnicas, bitácoras gráficas, fotografías, resultados de laboratorio, identificación de los investigadores principales y otros datos necesarios para evaluar la adecuación de la información.

2.5.1.1 Geología Regional. Discutir todos los riesgos geológicos, sísmicos y hechos por el hombre dentro de la región del sitio y relacionarlos a la fisiografía regional, estructuras tectónicas y provincias tectónicas, geomorfología, estratigrafía, litología, historia geológica y estructural, y geocronología. La información anterior debería discutirse, documentarse con referencias apropiadas, e ilustrarse con un mapa fisiográfico regional, mapas geológicos de superficie y subsuelo, mapas de líneas isopacas, mapas regionales de gravedad y magnéticos, secciones estratigráficas, mapas tectónicos y estructurales, mapas de fallas, un mapa topográfico del sitio, un mapa

trando áreas de extracción de minerales e hidrocarburos, <sup>registro de</sup> bitúmenes <sup>de pozos</sup> de sondaje, fotografías aéreas, y cualquier mapa necesario para ilustrar riesgos tales como asentamiento, terreno cavernoso o <sup>carstico</sup> kárst, con condiciones irregulares de intemperización y potencial para el deslizamiento del terreno.

Debería discutirse la relación entre la fisiografía regional y la del sitio. Debería incluirse un mapa fisiográfico regional indicando la ubicación del sitio. Identificar y describir las estructuras tectónicas tales como pliegues, fallas, <sup>cuencas</sup> hondonadas y bóvedas <sup>donios</sup> subyacentes de la región alrededor del sitio e incluir una discusión de su historia geológica. Debería incluirse un mapa tectónico regional indicando la localización del sitio y deberían proporcionarse discusiones detalladas de las estructuras tectónicas regionales de importancia para el sitio. Los análisis detallados de fallas para determinar su capacidad de generar movimientos del terreno en el sitio y para determinar el potencial de fallas en la superficie deberían incluirse en las secciones 2.5.2 y 2.5.3 respectivamente.

Las condiciones litológicas, estratigráficas y geológicas estructurales de la región alrededor del sitio deberían describirse y relacionarse con su historia geológica. Proporcionar perfiles geológicos indicando la relación de la geología regional y local con la localización del sitio. Debería indicarse la provincia geológica dentro de la cual está ubicado el sitio y la relación con otras provincias geológicas. También deberían incluirse mapas geológicos regionales indicando la ubicación del sitio y mostrando la geología tanto de la superficie como del <sup>asentamiento</sup> lecho de roca.

2.5.1.2 Geología del Sitio. A la información sobre la geología del sitio incluida en esta sección puede hacerse referencia cruzada en la Sección 2.5.4. Deberían describirse la fisiografía del sitio y las formas del terreno local y debería discutirse la relación entre la fisiografía regional y la del sitio. Debería incluirse un mapa topográfico del sitio indicando las ubicaciones de las instalaciones principales de la planta. Describir la configuración de las formas del terreno y relacionar la historia de los cambios geológicos que han ocurrido. Deberían evaluarse las áreas que

son importantes para el sitio, <sup>en relación a</sup> ~~de~~ deslizamientos <sup>actuales</sup> reales o potenciales del terreno, asentamiento de la superficie o del subsuelo, levanta-  
miento, o colapso, resultante de características naturales, tales co-  
mo depresiones tectónicas y terrenos cavernosos o tipo <sup>karst</sup> ~~karst~~.

Deberían describirse las condiciones litológicas y estratigráfi-  
cas detalladas del sitio y la relación con la estratigrafía regional.  
También deberían describirse los espesores, características físicas,  
origen y grado de consolidación de cada unidad litológica, incluyendo  
una columna estratigráfica local. Suministrar <sup>registros</sup> bitácoras resumidas  
de <sup>pozos</sup> sondajes y excavaciones tales como trincheras usadas en la evalua-  
ción geológica. Puede hacerse referencia a las bitácoras de sondaje  
incluidas en la Sección 2.5.4.

Debería proporcionarse una discusión detallada de la geología  
estructural en los alrededores del sitio. Incluir en la discusión  
la relación de la estructura del sitio con la tectónica regional,  
con atención especial a unidades estructurales específicas de impor-  
tancia para el sitio tales como pliegues, fallas sinclinales, anticli-  
nales, <sup>domos</sup> bóvedas y <sup>cuencas</sup> hondonadas. Proporcionar un mapa geológico estructu-  
ral a escala ( 1: 24,000) del sitio mostrando curvas de nivel de la  
superficie del lecho de roca e incluyendo las localizaciones de las  
estructuras Categoría Sísmica I. También debería proporcionarse un  
mapa geológico a escala ( 1: 24,000) de la región dentro de 5 millas  
del sitio que muestre la geología de la superficie y que incluya las  
ubicaciones de las estructuras principales de la planta nuclear de po-  
tencia, incluyendo todas las estructuras Categoría Sísmica I. Las  
áreas de afloramiento del lecho de roca de las cuales se han extrapo-  
lado interpretaciones geológicas deberían distinguirse de las áreas  
en que el lecho de roca no está expuesto en la superficie. Cuando  
las interpretaciones difieren substancialmente de la literatura geoló-  
gica publicada sobre el área, deberían indicarse las diferencias y de-  
bería presentarse documentación para las nuevas conclusiones.

La historia geológica del sitio debería discutirse y relacionar-  
se con la historia geológica regional.

Incluir una evaluación desde un punto de vista de ingeniería-geología de las características geológicas locales que afectan las estructuras de la planta. Las condiciones geológicas subyacentes a todas las estructuras, presas, diques y líneas de tubería <sup>ductos</sup> Categoría Sísmica I deberán describirse en detalle. Deberá describirse el comportamiento dinámico del sitio durante temblores anteriores. Las zonas deformables tales como <sup>de esfuerzo cortante, juntas</sup> cortes, uniones, fracturas y pliegues, o combinaciones de estas características, deberán ser identificadas y evaluadas en relación a las cimentaciones estructurales. Describir y evaluar las zonas de alteración o de perfiles irregulares de intemperización, zonas de debilidad estructural, esfuerzos residuales no aliviados en el <sup>basamento</sup> lecho de roca, y todas las rocas o <sup>suelos</sup> terrenos que podrían ser inestables por su mineralogía o propiedades físicas o químicas ~~inestables~~. Deberán evaluarse los efectos de actividades humanas en el área tales como remoción o adición de fluidos en el subsuelo o extracción de minerales en el sitio.

Deberán describirse las condiciones de aguas freáticas en el sitio. Se puede hacer referencia en esta sección a la información incluida en la Sección 2.4.13.

## 2.5.2 Movimiento Vibratorio del Terreno.

Esta sección está enfocada hacia establecer la base de diseño sísmico para el movimiento vibratorio del terreno. La presentación deberá tener por objetivo (1) determinar el Temblor de Apagado Seguro (TAS) y el Temblor Base de Operación (TBO) para el sitio y (2) especificar el movimiento vibratorio del terreno correspondiente a cada uno de estos eventos. La determinación del TAS y del TBO deberá basarse en la identificación de provincias tectónicas o de estructuras geológicas activas con las cuales se puede asociar actividad sísmica en la región. El movimiento vibratorio del terreno de diseño para el TAS y el TBO deberá determinarse entonces evaluando los efectos en el sitio del TAS y del TBO asociados con las provincias o estructuras identificadas.

La presentación en el SAR deberá proceder de discusiones de la



sismicidad, estructuras geológicas y actividad tectónica regionales a una determinación de la relación entre sismicidad y estructuras geológicas. Debería identificarse el potencial de generación de temblores de las provincias tectónicas y de cualquiera estructura activa. Finalmente, el movimiento del terreno que se produciría en el sitio por los temblores potenciales máximos asociados con cada provincia tectónica o estructura geológica debería ser evaluado considerando cualesquier efectos de amplificación en el sitio. Los resultados deberían usarse para establecer el espectro de diseño del movimiento vibratorio del terreno.

Debería presentarse información para describir cómo se determinó la base de diseño para el movimiento vibratorio del terreno (Temblor de Apagado Seguro). Deberían incluirse también la siguiente información y determinaciones específicas, en el grado necesario, para establecer claramente la base de diseño para el movimiento vibratorio del terreno. Puede hacerse referencia cruzada a la información presentada en otras secciones y no es necesario repetirla.

2.5.2.1 Sismicidad. Debería proporcionarse una lista completa de todos los temblores reportados históricamente que podrían razonablemente haber afectado la región alrededor del sitio. El listado debería incluir todos los temblores de Intensidad MM mayor que ~~III~~<sup>IV</sup> o magnitud mayor que 3.0 que se han reportado en todas las provincias tectónicas con cualquiera parte de ellas dentro de 200 millas del sitio. Este informe debería ampliarse mediante un mapa a escala regional indicando los epicentros de todos los temblores listados, y en áreas de alta sismicidad con un mapa a mayor escala indicando los epicentros de temblores dentro de 50 millas del sitio. Debería proporcionarse la siguiente información que describa cada temblor, cuando esté disponible: coordenadas del epicentro, profundidad del foco, hora de origen, intensidad más elevada, magnitud, momento sísmico, mecanismo de la fuente, dimensiones de la fuente, tiempo de elevación de la fuente, velocidad de ruptura, dislocación total, caída fraccional de esfuerzos; cualesquier registros de movimiento fuerte, y la identificación de las referencias de las que se obtuvo la información especificada. Además, cualesquier riesgos geológicos inducidos por temblores (p.ej., licuefacción, deslizamiento del terreno, separación del terreno o ...)

cuidadas) que han sido reportados deberían describirse completamente, incluyendo el nivel del movimiento fuerte que indujo la falla y las propiedades de los materiales involucrados.

2.5.2.2 Estructuras Geológicas y Actividad Tectónica. Identificar las estructuras geológicas y la actividad tectónica regionales que son <sup>importantes</sup> significantes para determinar el potencial de temblores regionales. Deberían identificarse todas las provincias tectónicas con cualquiera parte de ellas dentro de 200 millas del sitio. La identificación debería incluir una descripción de aquellas características <sup>como la</sup> de estructura geológica, historia tectónica, regímenes presentes y pasados de esfuerzos, y sismicidad que singularizan las diversas provincias tectónicas y áreas particulares dentro de esas provincias en que han ocurrido temblores históricos. Deberían discutirse modelos alternativos de la actividad tectónica regional de la literatura disponible. La discusión en esta sección debería ampliarse mediante un mapa a escala regional indicando las provincias tectónicas, epicentros de temblores, las localizaciones de estructuras geológicas y de otras <sup>propiedades</sup> características que caracterizan las provincias, y las localizaciones de cualquiera falla <sup>regional</sup> capaz.

2.5.2.3 Correlación de la Actividad Sísmica con las Estructuras Geológicas o Provincias Tectónicas. Proporcionar una correlación entre los epicentros o regiones de intensidad más elevada de temblores reportados históricamente y las estructuras geológicas o provincias tectónicas. Cuando un epicentro de temblor o concentración de epicentros de temblores pueda ser correlacionado razonablemente con estructuras geológicas, debería desarrollarse la exposición razonada para la asociación. Esta discusión debería incluir la identificación de los métodos usados para localizar los epicentros de temblores y una estimación de su precisión y debería proporcionar un informe detallado que compare y contraste la estructura geológica involucrada en la actividad sísmica con otras áreas dentro de la provincia tectónica. Cuando un epicentro de temblor no pueda ser correlacionado razonablemente con estructuras geológicas, debería discutirse el epicentro en relación a provincias tectónicas. Una subdivisión de una provincia tectónica debería ser corroborada en base a evaluaciones que consideren, sin limitarse a ellos, estudios detallados de sismicidad, etc.

ciones de flujo tectónico, <sup>modelo</sup> textura estructural contrastante, diferencias en historia geológica y diferencias en el régimen de esfuerzos.

2.5.2.4 Potencial para el Temblor Máximo. Deberían identificarse los temblores más grandes asociados con cada estructura geológica o provincia tectónica. Cuando los temblores están asociados con una estructura geológica, debería evaluarse el temblor más grande que podría ocurrir en esa estructura en base a consideraciones tales como la naturaleza de las fallas, longitud de la falla, desplazamiento de la falla e historia de temblores. Cuando los temblores están asociados con una provincia tectónica, deberían identificarse los temblores históricos más grandes dentro de la provincia y, cuando sea razonable, debería determinarse el período de retorno para los temblores. También deberían presentarse mapas isosismales para los temblores.

El movimiento del terreno en el sitio debería determinarse asumiendo que los efectos de transmisión de la energía sísmica son constantes en la región y asumiendo que el temblor más grande asociado con cada estructura geológica o con cada provincia tectónica ocurre en el punto de esa estructura o provincia más cercano al sitio. Debería definirse el conjunto de condiciones que describe la ocurrencia del temblor potencial que produciría el movimiento vibratorio más grande del terreno en el sitio. Si temblores potenciales diferentes producirían el movimiento máximo del terreno en bandas diferentes de frecuencia, deberían especificarse las condiciones que describen todos esos temblores. La descripción de las ocurrencias potenciales de temblores debería incluir la intensidad o magnitud máxima y la distancia desde la ubicación asumida del temblor potencial hasta el sitio.

2.5.2.5 Características de Transmisión de la Onda Sísmica del Sitio. Las siguientes propiedades materiales deberían determinarse para cada estrato bajo el sitio: velocidades sísmicas de compresión y <sup>al cortante</sup> cizalle, densidades globales, propiedades y clasificación de la tierra, módulo de <sup>corte</sup> cizalle y su variación con el nivel de deformación y la elevación de <sup>nivel freático</sup> la mesa de agua y su variación. Deberían describirse los métodos usados para determinar estas propiedades. Para cada conjunto de condiciones que describe la ocurrencia de los temblores

potenciales máximos, determinados en la Sección 2.5.2.4, deberán determinarse los tipos de ondas sísmicas que producen el movimiento máximo del terreno y las frecuencias importantes en el sitio. Para cada conjunto de condiciones, deberá efectuarse un análisis para determinar los efectos de transmisión en el material del sitio para los tipos identificados de ondas sísmicas en las bandas importantes de frecuencia.

2.5.2.6 Temblor de Apagado Seguro. Deberá determinarse la aceleración en la superficie del terreno, el intervalo efectivo de frecuencia, y la duración correspondiente a cada temblor potencial máximo. Cuando el temblor ha sido asociado con una estructura geológica, la aceleración deberá determinarse usando una relación entre aceleración, magnitud, o longitud de la falla, historia de temblores y otra información geológica, y la distancia desde la falla. Cuando el temblor ha sido asociado con una provincia tectónica, la aceleración deberá determinarse usando relaciones apropiadas entre aceleración, intensidad, intensidad epicentral, y distancia. Deberán presentarse historias temporales disponibles del movimiento del terreno de temblores de magnitud, distancia epicentral y nivel de aceleración comparables. Deberá describirse el contenido espectral de cada temblor máximo potencial en base a la consideración de las historias temporales disponibles de movimiento del terreno y de las características regionales de transmisión de la onda sísmica. Deberá determinarse la frecuencia dominante asociada con la aceleración pico, ya sea de un análisis de las historias temporales del movimiento del terreno o por inferencia de descripciones de fenomenología de temblores, reportes de daños y características regionales de transmisión de ondas sísmicas. Deberán definirse los espectros de respuesta de diseño correspondientes al TAS y evaluarse su conservatismo comparándolos con el movimiento del terreno previsto de los temblores potenciales.

2.5.2.7 Temblor Base de Operación. Deberá describirse el movimiento vibratorio del terreno para el Temblor Base de Operación y deberá determinarse la probabilidad de exceder el TBO durante la vida operacional de la planta.

### 2.5.3 Fallas en la Superficie.

Debería proporcionarse información para describir si existe o no un potencial de fallas superficiales en el sitio. La siguiente información y determinaciones específicas deberían incluirse también en el grado necesario para establecer claramente zonas que requieren una investigación detallada de fallas. Puede hacerse referencia cruzada a la información presentada en la Sección 2.5.1 y no es necesario repetirla.

2.5.3.1 Condiciones Geológicas del Sitio. Deberían describirse las condiciones litológicas, estratigráficas y geológicas estructurales del sitio y del área alrededor del sitio, incluyendo su historia geológica. Deberían incluirse mapas geológicos y perfiles del sitio y regionales ilustrando la geología de la superficie y del lecho de roca, la geología de estructura, topografía, y la relación de las cimentaciones relacionadas con la seguridad de la planta nuclear de potencia con estas características.

2.5.3.2 Evidencia del Desplazamiento ~~horizontal~~ de Fallas. Determinar la evidencia geológica del desplazamiento ~~horizontal~~ de fallas en la superficie del terreno o cerca de ella en el sitio o cerca de él. Si existe fallamiento, debería definirse respecto a sus posiciones, orientaciones, ancho de la zona de corte, cantidad y sentido del movimiento, y edad de los movimientos. Deberían discutirse cualesquier foto lineales topográficas y lineales del Environmental Resources Rechnology Satellite preparados como parte de este estudio. Deberían reportarse las investigaciones en la superficie y el subsuelo del sitio para determinar la ausencia de fallamiento, incluyendo información sobre el detalle y extensión en área de la investigación.

2.5.3.3 Temblores Asociados con Fallas <sup>Regionales</sup> Capaces. Listar todos los temblores reportados históricamente que se pueden asociar razonablemente con fallas con una parte de ellas dentro de 5 millas del sitio. Debería proporcionarse un dibujo con los epicentros de temblores superpuestos en un mapa que muestre las estructuras tectónicas locales.

2.5.3.4 Investigación de Fallas Capaces. <sup>Activas?</sup> Las fallas identificadas, con una parte de ellas dentro de 5 millas del sitio, deberían investigarse en suficiente detalle y usando técnicas geológicas y geofísicas de suficiente sensibilidad para demostrar la edad del movimiento más reciente en cada una. El tipo y extensión de la investigación varían de una provincia geológica a otra y dependen de condiciones específicas del sitio.

2.5.3.5 Correlación de los Epicentros con Fallas Capaces. <sup>Activas?</sup> Debería discutirse la relación de estructura y genética entre el fallamiento del área del sitio y el patrón tectónico regional. En regiones de tectonismo activo, deberían discutirse cualesquier investigaciones geológicas y geofísicas detalladas realizadas para demostrar las relaciones estructurales de las fallas en el área del sitio con las fallas regionales que se sabe que son activas sísmicamente.

2.5.3.6 Descripción de Fallas Capaces. <sup>Activas?</sup> Para fallas capaces de más de 1,000 pies de largo con cualquiera parte de ellas dentro de 5 millas del sitio, determinar para todos los desplazamientos horizontales dentro de los alrededores inmediatos del sitio la longitud de la falla; la relación con estructuras tectónicas regionales; la naturaleza, cantidad y desplazamiento geológico a lo largo de la falla; y los límites exteriores de la zona de fallas establecidos mediante investigaciones detalladas del fallamiento.

2.5.3.7 Zona que Requiere Investigación Detallada del Fallamiento. Determinar la zona que requiere una investigación detallada del fallamiento, como se describe en el Apéndice A a la Parte 100 del 10CFR.

2.5.3.8 Resultados de la Investigación del Fallamiento. Cuando el sitio está ubicado dentro de una zona que requiere una investigación detallada del fallamiento, deberían proporcionarse detalles y los resultados de las investigaciones para verificar que no existen riesgos geológicos que podrían afectar las instalaciones relacionadas con la seguridad de la planta. La información puede ser en forma de bitácoras de sondaje, mapas geológicos detallados, datos geofísicos,

mapas y bitácoras de trincheras, datos sensores remotos, y datos de refracción y reflexión sísmicas.

#### 2.5.4 Estabilidad de los Materiales del Subsuelo y de las Cimentaciones.

Debería presentarse información que defina cabalmente las condiciones y propiedades de ingeniería del terreno y/o roca que soportan las cimentaciones de la planta nuclear de potencia. La estabilidad de los terrenos y roca debajo de las estructuras de la planta debería evaluarse tanto para condiciones de carga estática como dinámica (incluyendo una evaluación de la habilidad de estos materiales para realizar su función de soporte sin experimentar asentamiento ni ajustes imprevistos o excesivos debidos a su consolidación a largo plazo bajo carga o a su respuesta a fenómenos naturales). Deberían usarse los temblores de operación y de apagado seguro en la evaluación de estabilidad dinámica. Debería presentarse una evaluación de las condiciones y características geológicas del sitio que pueden afectar las estructuras de la planta nuclear de potencia o sus cimentaciones. Debería hacerse referencia cruzada a la información presentada en otras secciones en vez de repetirla.

2.5.4.1 Características Geológicas. Describir las características geológicas, incluyendo las siguientes :

1. Areas de asentamiento, levantamiento o colapso real o potencial de la superficie o subsuelo y las causas de estas condiciones,
2. Historia previa de cargas de los materiales de las cimentaciones, o sea la historia de deposición y erosión, niveles de aguas freáticas e influencia glacial o de otro tipo de precarga en el terreno,
3. Patrón y distribución de las uniones en la roca, profundidad de intemperización, zonas de alteración o de intemperización irregular y zonas de debilidad estructural compuestas de materiales triturados o perturbados tales como espejos de falla, cortes, uniones, fracturas,

fallas, pliegues, o una combinación de estas características. Indicar especialmente juntas y lentes de materiales débiles tales como arcillas y esquistos intemperizados,

4. Esfuerzos residuales no aliviados, y

5. Rocas y tierras que pueden ser peligrosas, o que pueden volverse peligrosas para la planta debido a su falta de consolidación o endurecimiento, variabilidad, alto contenido de agua, solubilidad, o respuesta indeseable a condiciones del sitio naturales o inducidas.

2.5.4.2 Propiedades de los Materiales del Subsuelo. Describir en detalle las propiedades estáticas y dinámicas de ingeniería de los materiales debajo del sitio. La clasificación y propiedades de ingeniería de los terrenos y rocas deberían determinarse mediante técnicas de pruebas definidas por estándares aceptables tales como ASTM y AASHTO o en manuales de prácticas publicados por el Army Corps of Engineers y el Bureau of Reclamation. La determinación de propiedades dinámicas o especiales de ingeniería debería ser por métodos aceptados del estado del arte tales como los descritos en revistas geotécnicas profesionales. Las propiedades reportadas de los materiales de las cimentaciones deberían respaldarse con registros de pruebas en el campo y de laboratorio. Proporcionar datos para justificar y demostrar la selección de los parámetros de diseño. Estos datos deberían ser suficientes para permitirle a la NRC efectuar una interpretación y evaluación independientes de los parámetros de diseño. Proporcionar resúmenes de las propiedades físicas (estáticas y dinámicas), de índice y químicas de los materiales. La información proporcionada debería incluir la distribución en tamaño de los granos (representación gráfica) datos de consolidación, mineralogía, contenido natural de humedad, límites de Atterberg, pesos unitarios, resistencia al cizalle, densidad relativa, razón de sobreconsolidación, capacidad de intercambio iónico, sensibilidad, esponjamiento, módulo de corte, amortiguación, razón de Poisson, módulo de volumen, resistencia cíclica y velocidades de ondas sísmicas.

2.5.4.3. Exploración. Discutir el tipo, cantidad, grado y otros



tivo de todas las exploraciones. Proporcionar planos trazados que indiquen gráficamente la ubicación de todas las exploraciones en el sitio tales como sondajes, trincheras, zanjas, líneas sísmicas, piezómetros, pozos, perfiles geológicos, y los límites de las excavaciones necesarias. Las ubicaciones de las instalaciones relacionadas con la seguridad deberían superponerse en el plano. Proporcionar también secciones y perfiles geológicos seleccionados que indiquen la localización de los sondajes y de otras características de la exploración en el sitio, elevaciones de aguas freáticas y los niveles finales de las cimentaciones. La ubicación de las cimentaciones relacionadas con la seguridad debería superponerse en estas secciones y perfiles.

Deberían proporcionarse bitácoras de todos los sondajes y fosos de prueba. Proporcionar bitácoras y mapas de las trincheras de exploración en el PSAR y mapas geológicos y fotografías de las excavaciones para las instalaciones de la planta nuclear de potencia en el PSAR.

2.5.4.4 Estudios Geofísicos. Los resultados de los estudios de velocidad de las ondas de compresión y de corte efectuados para evaluar la ocurrencia y características de las tierras y rocas de las cimentaciones deberían proporcionarse en tablas y perfiles. Discutir otros métodos geofísicos usados para definir las condiciones de las cimentaciones.

2.5.4.5 Excavación y Relleno. Deberían discutirse los siguientes datos concernientes a la excavación, relleno y movimiento de tierra en el sitio :

1. El tamaño ( horizontalmente y verticalmente) de todas las excavaciones, rellenos y taludes Categoría Sísmica I. Las localizaciones y límites de las excavaciones, terraplenes y rellenos deberían indicarse en planos de planta y en secciones y perfiles geológicos.

2. Los métodos de remoción del agua y de excavación que se usarán. Evaluar en qué forma éstos afectarán la calidad y condición de los materiales de las cimentaciones. Discutir la necesidad para la

protección y tratamiento de las cimentaciones después de la excavación y las medidas propuestas. Discutir también los programas propuestos de control de calidad relacionados con la excavación de las cimentaciones y la protección y tratamiento subsecuentes. Discutir las medidas para monitorear el rebote y el levantamiento de las fundaciones.

3. Las fuentes y cantidades de relleno y préstamo. Describir los estudios de exploración y de laboratorio y las propiedades estáticas y dinámicas de ingeniería de estos materiales en la misma forma que se describieron en las Secciones 2.5.4.2 y 2.5.4.3. Proporcionar los planes para las pruebas de rellenos en el campo e identificar la especificación de materiales y colocación propuesta en el PSAR. Incluir las bandas en el tamaño granular, el control de la humedad y los requisitos de compactación. Los resultados de los rellenos de prueba deberían incluirse en el FSAR.

2.5.4.6 Condiciones de Aguas Freáticas. El análisis de aguas freáticas en el sitio debería incluir los siguientes puntos :

1. Una discusión de las condiciones de aguas freáticas en relación a la estabilidad de las instalaciones relacionadas con la seguridad de la planta nuclear de potencia,
2. Una discusión de los criterios de diseño para el control de los niveles del agua freática o para la recolección y control de la infiltración,
3. Los requisitos de remoción de agua durante la construcción y una discusión de cómo se efectuará la remoción del agua,
4. Descripción e interpretación de las condiciones reales de aguas freáticas observadas durante la construcción (FSAR),
5. Registros de las pruebas de permeabilidad en el campo y de laboratorio,

6. Historia de las fluctuaciones en aguas freáticas, incluyendo aquellas debidas a inundación, y las variaciones a futuro en los niveles de aguas freáticas durante la vida de la planta,

7. Información relacionada con el monitoreo periódico de los pozos y piezómetros locales,

8. Dirección del flujo de agua freática, gradientes y velocidades.

2.5.4.7 Respuesta de Tierra y Roca a Cargas Dinámicas. Proporcionar análisis de las respuestas de la tierra y roca a condiciones de cargas dinámicas y sísmicas. Discutir las pruebas realizadas y los resultados de las pruebas. Justificar los valores de diseño seleccionados usados para los análisis de respuesta dinámica. Justificar los métodos de los análisis usados e indicar los resultados de los análisis. Identificar los programas de computadora usados y proporcionar resúmenes. Los análisis de interacción terreno-estructura deberían describirse en esta sección o referirse a la Sección 3.7.2.4. También deberían incluirse en esta sección las líneas de tubería enterrada y los movimientos de tierra.

2.5.4.8 Potencial de Licuefacción. Si los materiales de las cimentaciones en el sitio adyacentes a, y debajo de, estructuras relacionadas con la seguridad son tierras saturadas o tierras que tienen un potencial para volverse saturadas, debería proporcionarse un análisis apropiado con el estado del arte del potencial para que se produzca la licuefacción en el sitio. El método de análisis debería determinarse en base a las condiciones reales del sitio, las propiedades de las instalaciones de la planta y el requisito para temblores y diseño sísmico.

2.5.4.9 Base de Diseño para Temblores. Debería proporcionarse un resumen de la derivación del PHO y del (TAS), incluyendo referencias a las Secciones 2.5.2.6 y 2.5.2.7. Justificar la selección de temblores para licuefacción y el análisis de respuesta sísmica de terraplenes.

2.5.4.10 Estabilidad Estática. La estabilidad de todas las instalaciones relacionadas con la seguridad debería analizarse para condiciones de cargas estáticas. El rebote, asentamiento, asentamiento diferencial y capacidad de apoyo de las cimentaciones deberían analizarse con las cargas de diseño en los rellenos e instalaciones de la planta. En esta sección debería incluirse una discusión y evaluación de las presiones laterales de la tierra y de las cargas hidrostáticas de aguas freáticas que actúan sobre las instalaciones de la planta. Deberían discutirse los resultados de las pruebas en el campo y de laboratorio. Deberían discutirse y justificarse los parámetros de diseño usados en los análisis de estabilidad. Deberían proporcionarse suficientes datos y análisis para que la NRC pueda efectuar una interpretación y evaluación independientes. Los resultados de los análisis de estabilidad deberían presentarse en el PSAR y confirmarse con datos como construido en el FSAR.

2.5.4.11 Criterios de Diseño. Proporcionar una breve discusión de los criterios de diseño y de los métodos de diseño usados en los estudios de estabilidad de todas las instalaciones relacionadas con la seguridad. Identificar los factores de seguridad requeridos y computados, suposiciones y conservatismos en cada análisis. Proporcionar referencias. Explicar y verificar los análisis de computadora usados.

2.5.4.12 Técnicas para Mejorar las Condiciones del Subsuelo. Discutir y proporcionar especificaciones para las medidas para mejorar las cimentaciones tales como enlechado, vibroflotación, trabajos de indentación, placas de retención apertadas y anclajes. También debería discutirse un programa de verificación diseñado para permitir una evaluación detallada de la efectividad de las medidas para el mejoramiento de las cimentaciones.

2.5.4.13 Instrumentación en el Subsuelo. La instrumentación para la vigilancia de las cimentaciones de las estructuras relacionadas con la seguridad debería presentarse en esta sección. Indi

car el tipo, localización y propósito de cada instrumento y dar los detalles importantes de los métodos de instalación (PSAR). Los resultados y los análisis deberían presentarse en el PSAR.

2.5.4.14 Notas de Construcción. Deberían discutirse los problemas importantes en la construcción. Discutir los cambios en los detalles del diseño o en los procedimientos de construcción que fueron necesarios durante la construcción (PSAR).

#### 2.5.5 Estabilidad de los Taludes.

Debería presentarse información referente a la estabilidad estática y dinámica de todos los taludes de tierra o roca, tanto naturales como hechos por el hombre, cuya falla podría afectar adversamente la seguridad de la planta nuclear de potencia. Esta información debería incluir una evaluación detallada de las condiciones del sitio, características geológicas, las propiedades de ingeniería de los materiales contenidos en el talud y su cimentación. La estabilidad de los taludes debería evaluarse usando métodos de análisis clásicos y contemporáneos. La evaluación debería incluir, cuando sea posible, el comportamiento comparativo en el campo de taludes similares. Toda la información referente a la definición de las condiciones del sitio, características geológicas, las propiedades de ingeniería de los materiales y los criterios de diseño debería ser del mismo alcance que la proporcionada en la Sección 2.5.4. Se pueden usar referencias cruzadas cuando sea apropiado. La evaluación de la estabilidad de taludes hechos por el hombre debería incluir datos resumidos y una discusión de los procedimientos de construcción, datos de pruebas y el monitoreo con instrumentación para asegurar un movimiento de tierra de alta calidad.

2.5.5.1 Características de los Taludes. Describir e ilustrar en detalle los taludes y las características relacionadas con el sitio. Proporcionar un plano indicando los límites de los cortes, rellenos, o taludes naturales no modificados e indicar su relación y orientación respecto a las instalaciones de la planta.

Deberían identificarse claramente las bermas, muros de retención, murallones de defensa, espigones y protección de los taludes. Proporcionar secciones transversales y perfiles detallados de todos los taludes y de sus cimentaciones. Discutir los programas de exploración y las características geológicas locales. Describir las condiciones de aguas freáticas y de infiltración existentes y las asumidas para fines de análisis. Deberían describirse el tipo, cantidad, grado y propósito de la exploración, y la ubicación de los sondajes, fosos de prueba y trincheras debería indicarse en todos los planos.

Discutir los métodos de muestreo usados. Identificar los tipos de material y las propiedades estáticas y dinámicas de ingeniería de los materiales de tierra y roca contenidos en los taludes y sus cimentaciones. Identificar la presencia de cualesquiera zonas débiles tales como juntas o lentes de arcilla, milonitas, o materiales potencialmente licuables. Discutir y presentar resultados de los programas de pruebas en el campo y de laboratorio y justificar las resistencias de diseño seleccionadas.

2.5.5.2 Criterios de Diseño y Análisis. Deberían describirse los criterios de diseño para la estabilidad y el diseño de todos los taludes relacionados con la seguridad y Categoría Sísmica I. Deberían presentarse análisis estáticos y dinámicos válidos para demostrar el comportamiento confiable de estos taludes durante la vida de la planta. Describir los métodos usados para los análisis estáticos y dinámicos e indicar las razones para seleccionarlos. Indicar las suposiciones y los casos de diseño analizados con los factores calculados de seguridad. Presentar los resultados de los análisis de estabilidad en tablas que identifiquen los casos de diseño analizados, las suposiciones de resistencia para los materiales y el tipo de superficie de falla. Las superficies asumidas de falla deberían indicarse gráficamente en secciones transversales e identificarse en forma adecuada tanto en las tablas como en las secciones. Explicar y justificar los análisis de computadora; proporcionar un resumen de los programas de computadora usados.

2.5.5.3 Bitácoras de los Sondajes. Presentar las bitácoras de los sondajes, fosos de prueba y trincheras que se completaron para la evaluación de los taludes, cimentaciones y materiales de préstamo que se usarán para taludes. Las bitácoras deberían indicar elevaciones, profundidades, información de clasificación de tierra y roca, niveles de agua freática, métodos de exploración y de muestreo, recuperación, RQD y número de golpes de pruebas estándar de penetración. Discutir los procedimientos de perforación y muestreo e indicar en las bitácoras dónde se tomaron las muestras.

2.5.5.4 Rellenos Compactados. En esta sección, proporcionar información relativa al material, colocación y especificaciones de compactación para rellenos (tierra y/o roca) requeridos para construir taludes tales como taludes para canales o acequias, escollera, espigones. Deberían describirse en detalle los procedimientos planeados de construcción y de control del movimiento de tierra. La información necesaria es similar a la descrita en la Sección 2.5.4.5. Las técnicas y la documentación de control de calidad durante y después de la construcción deberían discutirse y referirse a secciones de garantía de calidad del SAR.

#### 2.5.6 Terraplenes y Presas.

Esta sección debería incluir información relativa a la investigación, ingeniería de diseño, construcción propuesta y comportamiento de todos los terraplenes de relleno de tierra, roca, o tierra y roca usados para la protección de la planta contra inundaciones o para embalsar agua de enfriamiento necesaria para la operación de la planta nuclear de potencia. El formato dado más adelante puede usarse tanto para terraplenes Categoría Sísmica I como relacionados con la seguridad cuya falla podría amenazar la salud y seguridad públicas. Debería incluirse la siguiente información: (1) el propósito y ubicación del terraplén y de las estructuras conexas (vertederos, obras de salida, etc.), (2) características geológicas específicas del sitio, (3) propiedades de ingeniería del lecho de roca y cimentaciones y de las tierras del terraplén, (4) suposiciones de diseño, datos, análisis y discusiones sobre el terraplén.

tamiento de las cimentaciones y diseño del terraplén, (5) cualesquier requisitos especiales de construcción, y (6) instrumentación propuesta y sistemas y programas de monitoreo del funcionamiento.

Los estudios para el diseño del terraplén deberían incluir una evaluación del funcionamiento del terraplén en base a instrumentación monitoreada durante la construcción y durante el llenado inicial del reservorio. La información relacionada con la evaluación del funcionamiento del terraplén debería proporcionarse en el FSAR.

Cualquier evento importante tal como un temblor o inundación que ocurra durante la construcción o durante el llenado inicial del reservorio debería documentarse en el FSAR, junto con toda la información relativa al funcionamiento del terraplén y al comportamiento observado dentro de sus cimentaciones y estribos durante el evento.

Deberían proporcionarse fotografías tanto vistas generales del lugar de la presa ( antes, durante y después de la construcción), el despeje y tratamiento de las cimentaciones (FSAR), dispositivos y trabajo de instalación de la instrumentación (FSAR), e items especiales.

Deberían tabularse las cantidades de colocación en la zona del terraplén, una comparación de los requisitos de colocación de diseño en la zona del terraplén con un resumen de los resultados de los datos de pruebas de control en el campo (FSAR), y una comparación de las suposiciones de diseño de la resistencia al corte del terraplén con un resumen de los resultados de las pruebas de control de la resistencia al corte en registros (FSAR ).

• Deberían proporcionarse los siguientes planos :

1. Planta general con un mapa de los alrededores,
2. Planta del terraplén a escala grande con las ubicaciones



de los sondeos e instrumentación indicadas,

3. Eje del terraplén con perfil geológico, eje de la estructura de control y eje del vertedero,

4. Secciones transversales del terraplén con la instrumentación indicada,

5. Detalles del terraplén,

6. Planta de la excavación de las cimentaciones del terraplén,

7. Resúmenes gráficos de los datos de prueba de la resistencia al corte de diseño del terraplén y sus cimentaciones con los valores seleccionados de diseño indicados,

8. Secciones transversales de estabilidad del talud del terraplén con las suposiciones de diseño, planos críticos de falla y factores de seguridad indicados,

9. Reevaluación de la estabilidad del talud del terraplén, si es necesaria ( FSAR ),

10. Diseño del control de la infiltración en el terraplén con las suposiciones, sección y diseño seleccionado indicados,

11. Perfil del pozo de alivio con las cantidades de flujo medidas a diversas profundidades en los pozos de alivio indicadas (FSAR),

12. Gráfica de la elevación del agua en función de las cantidades totales de descarga de los pozos de alivio ( FSAR ),

13. Distribución de los lugares de pruebas de control en el campo. Para cada zona probada, trazar un perfil paralelo al eje con los datos de pruebas de control en el campo indicados en los lugares muestreados,

14. Detalles de la instalación de la instrumentación,

15. Interpretaciones de los datos de la instrumentación.

a. Perfil de asentamiento o plano de curvas de nivel,

b. Perfiles de alineación de los movimientos medidos,

c. Sección del terraplén con curvas de presión en poros del terraplén y sus cimentaciones. Puede ser necesario dibujar diagramas de curvas en varias fechas.

d. Secciones del terraplén indicando la superficie freática a través de la cimentación,

e. Perfil en la línea de pozos de alivio indicando las ubicaciones de pozos y piezómetros y las columnas hidráulicas medidas y de diseño.

2.5.6.1 General. Debería indicarse el propósito del terraplén incluyendo las condiciones naturales y severas bajo las que debe funcionar. Identificar las razones para seleccionar el sitio propuesto. Deberían discutirse las características generales del diseño, incluyendo las estructuras planeadas para el control del agua.

2.5.6.2 Exploración. Discutir la exploración y las características geológicas locales del lugar propuesto para el terraplén, y relacionar estas características con el sitio de la planta en general. Debería proporcionarse el tipo, cantidad, grado y objetivo del programa de exploración subterránea. Deberían discutirse los métodos de exploración y de muestreo usados.

2.5.6.3 Tratamiento de Cimentaciones y Estribos. Discutir la necesidad para hacerlo y justificar la selección de los tipos de tratamiento de cimentaciones y estribos tales como enluchado, zanj<sup>inyección</sup>as interceptadoras y tratamiento de indentación. Evaluar y reportar la

efectividad de los programas terminados de tratamiento de cimentaciones y estribos en el FSAR. La extensión en área y los límites de profundidad del tratamiento deberían indicarse en planos. Discutir los procedimientos de construcción que se emplearán y estimar las cantidades de construcción involucradas.

2.5.6.4 Terraplén. Presentar las características generales del terraplén, incluyendo altura, taludes, zonificación, propiedades de los materiales (incluyendo préstamos y cimentaciones), fuentes de materiales y ubicación y uso de los materiales en el terraplén. Deberían presentarse el diseño de la protección del talud, las propiedades de los materiales y los métodos de colocación. Discutir los resultados de las pruebas de consolidación, asentamiento del terraplén y sobreconstrucción.

Deberían discutirse los resultados de las pruebas de compactación en muestras para pruebas de laboratorio y en rellenos de prueba en el campo, así como el control en el campo que se especificará para la preparación y protección de las cimentaciones y también para la colocación del relleno, incluyendo los requisitos de los materiales, condiciones de colocación, control de la humedad y compactación. Discutir también la protección requerida para las superficies y material apilado de relleno durante la construcción, el equipo de compactación que se usará, y cualquiera actividad especial necesaria para la colocación del relleno. El FSAR debería documentar el cumplimiento con las especificaciones relativas a la preparación de las cimentaciones y también con las especificaciones de los materiales y los requisitos para la colocación del relleno. También deberían documentarse en el FSAR las actividades de construcción y problemas importantes o poco usuales.

2.5.6.5 Estabilidad de los Taludes. Para los materiales de las cimentaciones y terraplenes, discutir las pruebas de corte efectuadas, resultados de los datos de pruebas de corte, resistencias seleccionadas de diseño, razones para seleccionar el método de análisis de la estabilidad de taludes usado, y los resultados de los casos de diseño analizados para el terraplén construido.

2.5.6.6 Control de la Infiltración. Deberían discutirse la exploración y pruebas efectuadas para determinar las suposiciones usadas para los análisis de infiltración. Presentar las suposiciones de diseño, los resultados de los análisis de diseño, y las razones para el diseño seleccionado de control de la infiltración. Los requisitos especiales de construcción así como actividades relacionadas con la construcción final de aspectos del control de infiltración deberían discutirse en el FSAR.

2.5.6.7 Desviación y Cierre. Deberían discutirse los programas necesarios para el cuidado y desviación del agua durante la construcción, incluyendo la necesidad de bordos provisionales, técnicas usadas para sacar el agua de las excavaciones, y cualesquier problemas o dificultades previstos. Discutir la secuencia propuesta de construcción de desviación y cierre. Relatar las experiencias reales de construcción en el FSAR.

2.5.6.8 Instrumentación. Debería discutirse el plan global de instrumentación y el propósito de cada conjunto de instrumentos, así como las diferentes clases de instrumentos, instrumentos especiales y detalles importantes para la instalación de instrumentos.

2.5.6.9 Notas de Construcción (FSAR). Debería proporcionarse la historia importante de la construcción de terraplenes. Discutir los cambios en los detalles del diseño o procedimientos de construcción que fueron necesarios durante la construcción.

2.5.6.10 Notas Operacionales. La historia del funcionamiento del terraplén desde el término de la construcción debería proporcionarse en el FSAR.

REGULACION INTERNACIONAL. Supervisión, asistencia . . . . , Licenciamiento de proyectos nucleoelectrónicos.

OIEA: ORGANISMO INTERNACIONAL DE ENERGIA NUCLEAR

Documentos: CODIGO DE PRACTICA (1)

GUIAS DE SEGURIDAD (2)

- (1) Objetivos y requisitos mínimos que deben cumplirse para conseguir la adecuada seguridad en el funcionamiento de las centrales
- (2) Describen y facilitan métodos aceptables para ejecutar partes específicas del código de práctica.

CNSNS COMISION NACIONAL DE SEGURIDAD NUCLEAR Y SALVAGUARDAS

Documentos: GUIAS DE SEGURIDAD DEL OIEA

GUIAS DE SEGURIDAD DEL PAIS DE ORIGEN DEL REACTOR

CFE, DIN COMISION FED. DE ELEC. , DEPTO. DE ING. NUCLEAR

Documentos: PROCEDIMIENTOS

USNRC UNITED STATES NUCLEAR REGULATORY COMMISSION

Documentos: APENDICE A, DE LA PARTE 100 DEL 10 CFR  
(Code of Federal Regulation)

GUIAS REGULADORAS (DE SEGURIDAD)

## INVESTIGACION DEL SITIO PARA PLANTAS NUCLEARES

### ETAPAS DEL PROCESO DE SELECCION DE SITIOS

- (1) ETAPA DE EXPLORACION (INVESTIGACION) DEL SITIO
- (2) ETAPA DE EVALUACION DEL SITIO
- (3) ETAPA PREOPERACIONAL

### PROCESO DE EXPLORACION (INVESTIGACION) DEL SITIO

OBJETIVO: IDENTIFICAR EN UNA REGION DE INTERES UNO O MAS SITIOS CANDIDATOS CON BUENAS PROBABILIDADES DE SER SITIOS DE CONSTRUCCION DE UNA PLANTA NUCLEAR

### CAPACIDADES

POR CONSIDERAR: TODAS AQUELLAS QUE AFECTEN LA DISPONIBILIDAD DEL SITIO DESDE UN PUNTO DE VISTA DE SEGURIDAD (RELACIONADOS CON GEOLOGIA: SISMICIDAD, EXPOSICION DEL SITIO A INUNDACIONES, FALLAMIENTO SUPERFICIAL Y VULCANISMO...)

PROCEDIMIENTO: INICIA DELINEANDO LA REGION DE INTERES Y SIGUIENDO TRES PASOS:

- (1) ANALISIS REGIONAL PARA IDENTIFICAR SITIOS POTENCIALES (PRELIMINARES)
- (2) TAMIZADO DE SITIOS POTENCIALES (PRELIMINARES) PARA SELECCIONAR SITIOS CANDIDATOS
- (3) COMPARACION Y ORDENAMIENTO POR CATEGORIAS DE LOS SITIOS CANDIDATOS PARA OBTENER SITIOS CANDIDATOS PREFERIDOS.

## FALLAMIENTO SUPERFICIAL

③

### ANALISIS REGIONAL

Información:

Mapas geológicos regionales incluyendo Estratigrafía

Mapas Tectónicos

Mapas geofísicos regionales

Imágenes de satélite

SE DESECHAN SITIOS MUY CERCANOS A FALLAS "CAPACES"

### TAMIZADO DE SITIOS PRELIMINARES PARA SELECCIONAR SITIOS CANDIDATOS

Información: (en adición a lo mencionado en el análisis regional)

Fotografías aéreas

Mapas geológicos locales

Datos geofísicos locales

Resultados de un reconocimiento geológico preliminar

### COMPARACION Y CATEGORIZACION DE SITIOS CANDIDATOS

Información:

Reconocimiento geológico e investigación geológica limitada en el sitio

Prospección sísmica (casos especiales)

Revisión y análisis de fotografías aéreas y verificación

## SEISMIC AND GEOLOGICAL SITING CRITERIA FOR NUCLEAR POWER PLANTS

I. PROPOSITO

II. ALCANCE

III. DEFINICIONES

IV. INVESTIGACION REQUERIDATRABAJOS: REVISION DE LITERATURA

INVESTIGACIONES DE CAMPO

## INFORMACION

POR DEFINIR DE: DATOS PARA DESCRIBIR EL MOV. VIBRATORIO DEL TERRENO:

- 1) LITOLOGIA, ESTRATIGRAFIA, HIDROLOGIA, GEOLOGIA ESTRUCTURAL, GEOLOGIA HISTORICA
- 2) IDENTIFICACION Y EVALUACION DE ESTRUCTURAS TECNICAS
- 3) EVALUACION Y EVIDENCIA FISICA DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES DEL SITIO DURANTE UN SISMO
- 4) DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES INGENIERILES ESTATICAS Y DINAMICAS DE LOS MATERIALES DEL SITIO
- 5) SISMICIDAD
- 6) CORRELACION DE EPICENTROS CON ESTRUCTURAS TECTONICAS (320 Km)
- 7) IDENTIFICACION Y DEFINICION DE: LONGITUD, PROFUNDIDAD, ESPESOR, INCLINACION, ETC. DE FALLAS IMPORTANTES (320 Km)
- 8) PARA FALLAS CAPRES (320 Km): LONG., RELAC. CON ESTRUCT. TECTON. REGIONALES Y DE: NATURALEZA, CANT. E HIST. GEOLOGICA DE DESPLAZAMIENTO (ESPECIAL EL CUATERNARIO)

## INFORMACION

POR DEFINIR DE: FALLAMIENTO SUPERFICIAL

- 1) IGUAL (1) ANTERIOR
- 2) IGUAL (2) ANTERIOR
- 3) DETERMINACION DE EVIDENCIAS GEOLOGICAS DE FALLAS EN EL SITIO O CERCA DE EL
- 4) IDENTIFICACION DE FALLAS MAYORES DE 300m DE LONG. EN UN AREA DE RADIO DE 5 Km.
- 5) SISMICIDAD HISTORICA
- 6) IGUAL (6) ANTERIOR
- 7) IDENTIFICACION DE FALLAS CAPACES MAYORES DE 300m DE LONG. EN UN AREA DE 5 Km DE RADIO Y DATOS DE: LONG., RELACION CON OTRAS FALLAS, NATURALEZA, HISTORIA GEOLOGICA ESPECIALMENTE EN EL CUATERNARIO.



# GEOLOGIA EN EL PROCEDIMIENTO DE SELECCION DE SITIOS PARA CENTRALES NUCLEOELECTRICAS (CFE, DIN)

	I	II	III	IV	
ZONA	SUBZONA	SITIOS PRELIMINARES	SITIOS TENTATIVOS	SITIOS CANDIDATOS	SITIO DEFINITIVO
	INVESTIGACION BIBLIOGRAFICA EXPLORACION REGIONAL SELECCION SITIOS TENTATIVOS		EXPLORACION Y ESTUDIOS DE SEMIDETALLE Y DETALLE		
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- TOPOGRAFIA</li> <li>- GEOLOGIA                             <ul style="list-style-type: none"> <li>→ HISTORICA</li> <li>→ ESTRATIGRAFICA</li> <li>→ ESTRUCTURAL</li> <li>→ TECTONICA</li> </ul> </li> <li>- SISMOLOGIA</li> </ul>		DEFINICION DEL RIESGO SISMICO CONOC. PRELIM. DE LOS MATS. SITIO PARA CIMENT.		
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- GEOHIDROLOGIA</li> <li>- MATERIALES DE CONSTRUCCION</li> </ul>		DISPONIBILIDAD PARA CONSTRUCCION; REPUESTO AL CICLO Y ENFRIAMIENTO		
			<ul style="list-style-type: none"> <li>- TOPOGRAFIA</li> <li>- GEOLOGIA</li> <li>- GEOFISICA</li> <li>- GEOHIDROLOGIA</li> <li>- MECANICA DE SUELOS</li> <li>- MECANICA DE ROCAS</li> </ul>		
			ESTABILIDAD DE LOS MATERIALES DEL SITIO PARA CIMENTACION		

TABLE 3.1 — ENGINEERING GEOLOGICAL INVESTIGATIONS

LEGEND

Investigation importance	Stage of the work
n — necessary	F — feasibility
a — advisable	DD — detailed design
oi — of interest	DC — during construction
	AC — after completion

OBJECT OF INVESTIGATION (Rock Properties and Engineering Aspects)	TYPE OF WORK	FOUNDATIONS	ROCK SLOPES	UNDERGROUND WORKS	ROCK EXCAVATIONS	HARBOURS AND OTHER SUBMARINE WORKS
Regional Studies	Active or potential active process	nF	nF; oiAC	nF		nF
	Alteration of existing regime by engineering works	nF; aDC; oiAC	nF; aDC; nAC	nF; aDC	oiF	nF; aDC; nAC
	Geomorphological explanation	nF	nF	oiF	oiF	nF
	Regional stratigraphy	nF	nF	nF	aF	nF
	Potential and dangerous geological features	aF	nF	nF	aF	nF
	Actual groundwater conditions	nF	nF; oiAC	aF	aF	
	Sources of construction materials	oiF				oiF
	Regional information on geological structure and features	nF	nF	aF	aF	aF
Detailed Studies	Major features affecting the site	nF; oiDD; nDC	nF; nDC	nF	nF	nF
	Geological mapping	nF; oiDD; nDC	nF; nDC	nF; nDD; nDC	nF; aDD	nF; nDC
	Pattern of structural defects	nF; oiDC	nF; aDC	nF; aDC	nF; aDD	nF; nDD
	Planning and interpretation of geophysical and nuclear methods	aF	oiF	oiF	aF	aF
	Planning and interpretation of direct exploration and <i>in situ</i> testing	nF; aDD; oiDC	nF; oiDD; aDC	nF; oiDC	nDD	nF; aDD
	Classification of rock substances and defects	nF; oiDD; oiDC	aF; aDC	nF	oiDD	nF; aDC
	Examination of drill holes by periscopes, cameras or integral sampling	oiDD; oiDC	oiDD	oiDD; oiDC		oiDD; oiDC
	Elaboration of geological models	nF; nDD; nDC	nF; oiDD; nDC	nF; nDC	nF; nDD	nF; nDD; nDC
	Springs and points of overflow of water	aF; oiDD; nDC	nF; oiDD; nDC	nF; aDD; nDC	nF; aDC	nF; aDD; nDC
	Interaction between engineering works and groundwater conditions	nF; aDD; aDC; nAC	nF; oiDD; nDC; nAC	nF; oiDD; nDC; nAC	aDD	nF; aDD; nDC; nAC

(7)

USNRC

1.132  
1.70  
4.7  
(1.133)  
(Sub)

1.132  
1.70  
4.7  
ver pag 30, 31  
8/11/79

Revisión 1  
Marzo, 1979

GUIA REGULADORA 1.132

INVESTIGACIONES DEL SITIO RELACIONADAS CON LA CIMENTACION DE PLAN  
TAS NUCLEOELECTRICAS.

A. INTRODUCCION

El párrafo 100.10 (c) y el Apéndice A, "Criterios Sísmicos y Geológicos para el Emplazamiento de Plantas Nucleoeléctricas", del 10 CFR 100, "Criterios de Emplazamiento de Reactores", establecen requisitos para llevar a cabo investigaciones del sitio que permitan la evaluación del sitio y que proporcionen información necesaria para los análisis de respuesta sísmica y el diseño de ingeniería. Estos requisitos incluyen el desarrollo de información geológica relevante a la estratigrafía, litología, historia geológica y geología estructural del sitio, y la evaluación de las propiedades ingenieriles de los materiales del subsuelo.

Las características del sitio relacionadas con la seguridad se identifican detalladamente en la Guía Reguladora 1.70, "Formato y Contenido Estándar de los Reportes del Análisis de Seguridad para Plantas Nucleoeléctricas". La Guía Reguladora 4.7, "Criterios Generales Sobre la Conveniencia de un Sitio para Plantas Nucleoeléctricas", discute las principales características de un sitio que afectan la conveniencia del mismo.

Esta guía describe programas de investigaciones del sitio que cubrirían normalmente las necesidades para la evaluación de la seguridad del sitio desde el punto de vista del comportamiento de los cimientos y de los terraplenes bajo la mayoría de las condiciones previstas de aplicación de cargas, inclu-

yendo los terremotos. También describe las investigaciones del sitio requeridas para evaluar parámetros geotécnicos necesarios para el análisis y diseño de ingeniería. Las investigaciones de sitios descritas en esta guía son aplicables a sitios tanto terrestres como mar adentro. Esta guía no discute las investigaciones detalladas de fallas geológicas requeridas bajo el Apéndice A del 10 CFR 100, ni se ocupa de las investigaciones hidrológicas, excepto por lo que toca a las mediciones de las aguas subterráneas.

- Esta guía provee orientación y recomendaciones generales para desarrollar programas de investigación específicos al sitio, así como orientación específica para la ejecución de las investigaciones del subsuelo, sobre la profundidad y espaciamiento de las perforaciones, y sobre el muestreo. Ya que los detalles del programa real de investigaciones del sitio dependerán fuertemente del sitio, los procedimientos aquí descritos deberían usarse únicamente como guía, y deberían templarse con el juicio profesional. Los procedimientos de investigación alternativos y especiales que se hayan derivado de manera profesional serán considerados igualmente aplicables para llevar a cabo investigaciones de cimentación.

El apéndice A de esta guía proporciona definiciones para algunos de los términos usados en esta guía. Estos términos están identificados en el texto por medio de un asterisco. El Apéndice B tabula métodos para llevar a cabo investigaciones del subsuelo, y el Apéndice C da lineamientos sobre el espaciamiento y profundidad de las perforaciones para estructuras relacionadas con la seguridad en regiones de condiciones favorables o uniformes. Las referencias citadas en el texto y en los apéndices se enlistan en el Apéndice D.

El Advisory Committee on Reactor Safeguards ha sido consultado

acerca de esta guía, y ha manifestado estar de acuerdo con la Posición Reguladora.

## B. DISCUSION

### 1. Generalidades

Las investigaciones del sitio para plantas nucleoelectricas son necesarias para determinar las características geotécnicas de un sitio, las cuales afecten al diseño, comportamiento y seguridad de las plantas. Las investigaciones producen la información que se necesita para definir la geología global del sitio hasta un grado que es necesario para una comprensión de las condiciones del subsuelo y para la identificación de riesgos geológicos y sísmicos potenciales que pudieran existir en el sitio. Las investigaciones en busca de riesgos tales como fallas, derrumbes, rocas cavernosas, desplomes del terreno y licuefacción del suelo, son especialmente importantes.

Las investigaciones del sitio proporcionan también información necesaria para definir condiciones locales de cimentación y de aguas subterráneas, así como los parámetros geotécnicos necesarios para el análisis y diseño de ingeniería de los cimientos y de los trabajos en el terreno. Los parámetros geotécnicos necesarios para el análisis y el diseño incluyen, sin estar limitados a ellos, a los que se usan para evaluar la capacidad de los materiales de cimentación para soportar carga, las presiones laterales de la tierra que afecten a las paredes, la estabilidad de taludes y pendientes en los suelos y rocas, el efecto de los movimientos inducidos por los terremotos, y transmitidos a través de los depósitos subyacentes, sobre la respuesta de los suelos y las estructuras (incluyendo el potencial

para inducir la licuefacción de los suelos, y aquéllos necesarios para estimar el asentamiento previsto de las estructuras. Se necesitan también parámetros geotécnicos para el diseño y análisis de rellenos del área de la planta, rellenos estructurales, rellenos de zanjas, y presas y diques de tierra y de piedra, así como otras estructuras de retención de aguas o de protección contra inundaciones.

La información sobre el sitio necesaria para sopesar la integridad funcional de las cimentaciones con respecto a consideraciones geológicas y geotécnicas incluye:

- a) Origen geológico, tipos, espesores, secuencia, profundidad, localización y extensión del área que ocupan las capas de suelos y rocas, y el grado y magnitud de su desagregación por acción atmosférica;
- b) Historia, tipo y magnitud de la deformación geológica;
- c) Orientación y características de la foliación, estratificación, agregación y fallas de las rocas;
- d) Condiciones del agua subterránea;
- e) Propiedades ingenieriles estáticas y dinámicas de los materiales del subsuelo;
- f) Información sobre los resultados de las investigaciones de condiciones geológicas adversas tales como cavidades, juntas, fallas, fisuras o condiciones desfavorables del suelo;
- g) Información sobre actividades humanas tales como el retiro o la adición de fluidos al subsuelo, la extracción de minerales, o los efectos de aplicación de cargas de presas o embalses; e
- h) Información que detalle cualquier otra condición geológica descubierta en el sitio que pueda afectar el diseño o comportamiento de la planta o la localización de las estructuras.

## 2. Investigaciones de Reconocimiento y Revisiones de la Literatura

La planeación de las investigaciones del subsuelo y la interpretación de los datos requieren de la comprensión total de la geología general del sitio. Esta comprensión se puede obtener por medio de un reconocimiento en el campo y de una revisión, ya sea previa o simultánea a la investigación del subsuelo, de los materiales documentales disponibles y de los resultados de investigaciones previas. En la mayoría de los casos, puede hacerse un estudio preliminar de la geología del sitio mediante una revisión de los materiales documentales históricos o actuales existentes, y mediante el estudio de fotografías aéreas y de otras imágenes formadas por telemetría. Las posibles fuentes de información documental actual e histórica incluyen:

- a) Departamentos de geología y de ingeniería de universidades estatales y locales,
- b) Agencias del gobierno estatal, tales como el State Geological Survey,
- c) Agencias del gobierno federal, tales como el U.S. Geological Survey y el U.S. Army Corps of Engineers,
- d) Mapas topográficos,
- e) Mapas geológicos y geofísicos,
- f) Mapas geológicos de ingeniería,
- g) Mapas de reconocimiento de suelos,
- h) Reportes geológicos y literatura geológica adicional,
- i) Reportes geotécnicos y literatura geotécnica adicional,
- j) Información sobre la perforación de pozos de agua y reportes de disponibilidad de agua,
- k) Registros de pozos de petróleo y gas,
- l) Mapas hidrogeológicos,
- m) Datos hidrológicos y sobre mareas y registros de inun-

daciones,

- n) Registros climatológicos y de precipitación pluvial,
- o) Historia minera, planos de minas antiguas, y registros de desplomes,
- p) Datos sísmicos y registros históricos de terremotos,
- q) Registros de los periódicos acerca de derrumbes, inundaciones, terremotos, desplomes y otros eventos de significado geológico o geotécnico,
- r) Registros del comportamiento de otras estructuras en las cercanías, y
- s) Comunicación personal con los profesionistas locales y demás habitantes.

Los problemas especiales o poco usuales tales como suelos y arcillas esquistosas expansivas (sujetos a grandes cambios en su volumen con los cambios de humedad), presencia de gas, cavidades en rocas solubles, desplome causado por minas o extracción por bombeo en pozos de agua, gas o petróleo, y la posible elevación debida a la presurización por la introducción, por bombeo, de agua, gas o petróleo al subsuelo, pueden requerir que se consulte a individuos, instituciones o firmas que tengan experiencias con tales problemas en el área.

La investigación del sitio incluye estudios detallados de la superficie y exploración del área del sitio en sí y del ambiente adyacente. Puede también requerirse una exploración detallada adicional de la superficie de áreas alejadas del sitio en sí, para terminar la evaluación geológica del sitio o para llevar a cabo investigaciones detalladas de fallas superficiales o de otras características. La exploración de la superficie, la cual se necesita para sopesar la geología del sitio, depende del sitio, y se puede llevar a cabo a través del uso de cualquier combinación apropiada de técnicas geológicas, geofísicas o de ingeniería. Normalmente, esto incluye lo siguiente:



- a) Mapeo detallado de las características topográficas, hidrológicas y de la geología de la superficie, según sea apropiado para las condiciones particulares del sitio, a escalas y con intervalos de contornos convenientes para el análisis y diseño de ingeniería. Para sitios mar adentro, costeros o cercanos a lagos o ríos, esto incluye levantamientos topográficos y levantamientos hidrográficos detallados, al grado en que sean necesarios para la evaluación del sitio y para el diseño de ingeniería.
- b) Interpretaciones geológicas detalladas de fotografías aéreas y otras imágenes telemétricas, según requieran las condiciones particulares del sitio, para ayudar a identificar afloramientos de rocas, condiciones del suelo, evidencias de derrumbes anteriores o de licuefacción del suelo, fallas, señas de fracturas, y contactos y lineamientos geológicos.
- c) Mapeo detallado en el sitio de los suelos y de la geología de ingeniería locales.
- d) Mapeo de las características de las aguas superficiales tales como ríos, corrientes o lagos y canales locales de drenado de la superficie, estanques, manantiales y sumideros en el sitio.

### 3. Investigaciones del Agua del Subsuelo

Para los análisis de cimentación es necesario conocer las condiciones del agua del subsuelo, su relación con las aguas de la superficie y las variaciones asociadas con las estaciones o las mareas. Las condiciones del agua del subsuelo se observan normalmente en las perforaciones\* al momento de efectuarlas; sin embargo, para aplicaciones de ingeniería, tales datos se complementan con observaciones del agua del subsuelo, hechas por medio de pozos o piezó-

metros\* adecuadamente instalados, de los cuales se toman lecturas a intervalos regulares, a partir de su instalación y por lo menos mientras dure el período de construcción. El manual del U.S. Corps of Engineers sobre observaciones de presión de los pozos y de las aguas del subsuelo en presas de terraplén y sus cimientos (Ref. 1) proporciona orientación sobre métodos aceptables para la instalación y el mantenimiento de la instrumentación de piezómetros y pozos de observación. En la Posición Reguladora 3 de esta guía se dan criterios para la medición de las condiciones del agua del subsuelo en un sitio y para calcular las necesidades de remoción de agua durante la construcción. Esta guía no cubre el monitoreo del agua del suelo necesario durante la construcción de plantas que incorporan sistemas permanentes de remoción de agua en su diseño.

#### 4. Investigaciones Bajo la Superficie

##### a) Generalidades

Los requerimientos apropiados de profundidad, distribución, espaciamiento y muestreo para las investigaciones del subsuelo están dictados por los requerimientos de cimentación y por la complejidad de las condiciones previstas del subsuelo. En el Apéndice B de esta guía se tabulan métodos para llevar a cabo investigaciones del subsuelo, y el Apéndice C da lineamientos recomendados para el espaciamiento y profundidad de las perforaciones para estructuras relacionadas con la seguridad, para el caso de que existan condiciones geológicas uniformes o favorables.

Las exploraciones del subsuelo para cimientos menos críticos para plantas generadoras deberían llevarse a cabo

con el espaciamiento y profundidad de penetración que sean necesarios para definir las condiciones geológicas y de cimentación generales del sitio. Pueden necesitarse investigaciones del subsuelo en áreas alejadas de los cimientos de la planta, para completar la descripción geológica del sitio y para confirmar las condiciones geológicas y de cimentación, y deberían ser también planeadas cuidadosamente.

Las condiciones del subsuelo pueden considerarse favorables o uniformes si los rasgos geológicos y estratigráficos por definir pueden correlacionarse de un lugar de perforación o sondeo al siguiente, con variaciones relativamente suaves en los espesores o propiedades de las unidades geológicas. Pueden presentarse algunas anomalías ocasionales o un número limitado de variaciones laterales inesperadas. Las condiciones uniformes permiten el máximo espaciamiento de las perforaciones para la adecuada definición de las condiciones del subsuelo en el sitio.

En ocasiones, se pueden encontrar depósitos de suelos o rocas en los que los patrones de deposición son tan complejos, que sólo pueden correlacionarse los principales límites estratigráficos, y los tipos o propiedades de los materiales pueden variar dentro de las principales unidades geológicas en forma aparentemente aleatoria de una perforación a otra. El número y la distribución de las perforaciones necesarias para estas condiciones se determinan por el grado de resolución necesario para definir las propiedades de cimentación. Deberían definirse los espesores de los diversos tipos de material, sus grados de variabilidad y los rangos de las propiedades del material.

Debe existir evidencia que sugiera la presencia de anomalías o discontinuidades locales adversas, tales como cavidades,

chimeneas, fisuras, fallas, brechas y lentes o balsas de material inadecuado, se necesitan perforaciones o sondeos adicionales, con un espaciamiento suficientemente pequeño para detectar y delinear estos rasgos. Es importante que estas perforaciones penetren todas las zonas sospechosas o se extiendan hasta profundidades más allá de las cuales la presencia de tales rasgos no influenciaría a la seguridad de las estructuras. Pueden usarse investigaciones geofísicas para complementar el programa de perforación y sondeo.

Al planear el programa de exploración para un sitio, debería considerarse la posibilidad de que los lugares de las estructuras pueden cambiarse, y que tales cambios pueden requerir de exploración adicional para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo en los lugares definitivos.

La localización y el espaciamiento de perforaciones, sondeos y excavaciones exploratorias deberían escogerse cuidadosamente para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Una retícula uniforme puede no proporcionar la distribución más efectiva de puntos de exploración, a menos que las condiciones del sitio sean muy uniformes. La localización de las perforaciones iniciales debería determinarse en base a las condiciones indicadas por las investigaciones preliminares. Los lugares para las exploraciones subsecuentes o complementarias deberían escogerse de manera tal que el resultado sea la óptima definición de las condiciones de cimentación, en base a las conclusiones derivadas del trabajo previo de exploración.

Siempre que sea practicable, las exploraciones del subsuelo se deberían localizar de modo que permitan la construcción de perfiles geológicos a través de las cimentaciones de las estructuras relacionadas con la seguridad, y en o-

tros puntos importantes del sitio.

Es esencial verificar durante la construcción que las condiciones del sitio hayan sido estimadas en forma realista durante el análisis y el diseño. Las excavaciones practicadas durante la construcción proveen oportunidades para la obtención de datos geológicos y geotécnicos adicionales. Se deberían preparar mapas geológicos y registros detallados de todas las excavaciones de construcción para las excavaciones que sean importantes para la verificación de las condiciones del subsuelo. Debería prestarse particular atención a la identificación de los rasgos geológicos que puedan ser importantes para el comportamiento de los cimientos pero que hayan pasado desapercibidos previamente en el programa de investigaciones. En caso de que las condiciones del subsuelo se diferenciaron notablemente de aquéllas que se hubiesen anticipado, arrojando dudas sobre lo adecuado del diseño o comportamiento esperado de los cimientos, puede existir la necesidad de efectuar exploración y rediseño adicionales.

b) Investigaciones Relacionadas con Condiciones Específicas del Sitio.

Las investigaciones para las condiciones específicas del sitio deberían incluir lo siguiente:

- (1) Roca. Las características ingenieriles de las rocas se relacionan principalmente con su estructura, estratificación, agregación, fracturas, desgaste atmosférico y propiedades físicas. Para observar y definir estos rasgos, se necesitan núcleos de muestra. Deberían emplearse métodos adecuados de extracción de núcleos para el muestreo, y las rocas deberían muestrearse hasta una profundidad más allá de la cual las caracterís-

ticas de las rocas no influyan en el comportamiento de la cimentación. Pueden necesitarse perforaciones más profundas para investigar zonas que sean críticas para la evaluación de la geología del sitio. Dentro de los intervalos de profundidad con influencia sobre el comportamiento de la cimentación, las zonas de recuperación deficiente de núcleos, las de baja Designación de Calidad de la Roca (RQD)\*, las que requieran encamisado, y otras zonas donde se encuentren dificultades para la perforación, incluyendo la pérdida de circulación del fluido de perforación y el desprendimiento de las barras de perforación, deberían investigarse por medio de métodos adecuados de registro o de observación in situ, para determinar la naturaleza, la geometría y el espaciamiento de cualesquiera discontinuidades o zonas anómalas. Donde exista evidencia de esfuerzos residuales significativos, se les debería evaluar en base a mediciones in situ del esfuerzo o de la deformación.

- (2) Suelos de Granulometría Gruesa. Las investigaciones de los suelos con granulometría gruesa deberían incluir perforaciones con muestreo con cuchara dividida y Pruebas de Penetración Estándar con suficiente cobertura para definir el perfil del suelo y las variaciones en las condiciones del suelo. También pueden usarse sondeos con pruebas de penetración de cono para obtener datos complementarios útiles en caso de que los datos de las pruebas y el cono se calibren adecuadamente para las condiciones del sitio.

Deberían obtenerse muestras adecuadas para la identificación y clasificación de suelos; para las determinaciones in situ de la densidad, donde sea apropiado; análisis mecánicos, y pruebas previstas de laboratorio. Al obtener muestras para pruebas de cargas cíclicas, es importante obtener muestras intactas\* de alta calidad para las prue-

bas. La necesidad de obtener muestras y el número y distribución de éstas dependerán de los requerimientos para las pruebas y de la variabilidad de las condiciones del suelo. En general, sin embargo, deberían incluirse muestras obtenidas de por lo menos una perforación principal\* en el lugar donde se proyecte construir cada una de las estructuras relacionadas con la seguridad. Deberían obtenerse muestras a intervalos regulares de profundidad y cuando ocurren cambios de material. En la Posición Reguladora 6 se dan criterios para la distribución de muestras.

Entre los materiales más difíciles de muestrear se hallan los suelos de granulometría gruesa que contienen gravas y pedruscos. La obtención de muestras de buena calidad de estos suelos gruesos requiere a menudo que se usen trincheras, fosos u otras excavaciones accesibles\* que penetren en las zonas de interés. Además, se necesita extremo cuidado al interpretar los resultados de la Prueba de Penetración Estándar en estos materiales. A menudo, estos datos son engañosos y puede ser necesario descartarlos. Cuando el muestreo de estos suelos gruesos se dificulta, debería registrarse en el campo la información que podría perderse durante la posterior clasificación del suelo en el laboratorio. Esta información debería incluir estimaciones observadas del porcentaje de cantos, pedruscos y de material grueso, así como la dureza, forma, recubrimiento superficial y grado de desgaste atmosférico de los materiales gruesos.

- (3) Suelos de Arcilla o Arcillosos, Moderadamente Compresibles o Normalmente Consolidados. Las propiedades de un suelo de grano fino están relacionadas con la estructura in situ del suelo, y por lo tanto son necesarias la re-
- 1.132.13

cuperación y la prueba de muestras intactas de buena calidad. En la Posición Reguladora 6 de esta gufa se discuten criterios para la obtención de muestras intactas.

- (4) Cavidades Subterráneas. Las cavidades subterráneas pueden presentarse en rocas solubles en agua, lavas, rocas sedimentarias débilmente endurecidas, o en otros tipos de rocas, como el resultado de la formación de soluciones y de la erosión subterráneas. Pueden encontrarse también cavidades en los lugares donde se practique o se haya practicado la minería. A causa de la amplia distribución de rocas de carbonato en los Estados Unidos, es común que se presenten rasgos tales como cavidades, chimeneas y huecos de unión ensanchados por disolución. Por esta razón, es mejor investigar a fondo, en busca de rasgos de disolución, todo sitio basado en rocas de carbonato, para determinar la influencia de los rasgos de disolución en el comportamiento de la cimentación. Debido a que es posible que existan registros incompletos o inexactos sobre las actividades mineras, es igualmente importante el investigar las áreas en donde se haya o sea posible que se hubiera practicado la minería.

Las investigaciones se pueden llevar a cabo usando únicamente perforaciones, o usando éstas junto con excavaciones accesibles, sondeos, pruebas de bombeo, pruebas de presión, exploraciones geofísicas o combinaciones de dichos métodos. El programa de investigación dependerá de los detalles de la geología del sitio y del diseño de la cimentación. En la Referencia 2 se discuten varias técnicas geofísicas usadas para localizar cavidades subterráneas.



Las indicaciones de la presencia de cavidades (por ejemplo, zonas con pérdida de la circulación del fluido de perforación, flujo de agua desde o hacia las perforaciones, rellenos con lodos, mala recuperación de núcleos, desprendimiento o asentamiento de barras de perforación, anomalías en las exploraciones geofísicas, o pruebas in situ\* que sugieran la presencia de huecos) deberían seguirse por medio de investigaciones más detalladas. Estas investigaciones deberían incluir excavaciones que pongan al descubierto los rasgos de disolución, o perforaciones adicionales que definan los límites y extensión de dichos rasgos.

La ocurrencia, distribución y geometría de las cavidades subterráneas son altamente impredecibles, y ningún programa de exploración previa a la construcción puede asegurar que se vayan a descubrir totalmente todas las cavidades subterráneas de importancia. La experiencia demuestra que aún cuando el área haya sido investigada por un gran número de perforaciones, los rasgos de disolución pueden pasar desapercibidos. El hecho de que las cavidades se hallan llenas total o parcialmente con material residual y cascajo hace muy difícil la detección de las cavidades basándose en datos de perforación y en resultados de pruebas de presión de fluidos o de admisión de lechadas. Por lo tanto, cuando un sitio está basado sobre roca susceptible a la disolución, puede ser necesario a veces el inspeccionar la roca después de terminar las excavaciones, cuando la roca queda al descubierto.

- (5) Materiales Inadecuados para la Cimentación. Deberían completarse las perforaciones y el muestreo y pruebas representativos para delinear las fronteras de los ma-

teriales inadecuados. Estas fronteras deberían usarse para definir los límites de excavación requeridos.

- (6) Materiales de Préstamo. La investigación de las fuentes de préstamo de material requiere de la determinación de la localización y cantidad de materiales de relleno de préstamo disponibles. Las investigaciones en las áreas de préstamos deberían ser a intervalos horizontales y verticales suficientes para determinar la variabilidad del material y deberían incluir un muestreo adecuado de materiales representativos, para las pruebas de laboratorio. Las investigaciones de condiciones problemáticas de cimentación se discuten en el Apéndice A de la Referencia 3 y en la Referencia 4.

c) Muestreo

Deberían obtenerse muestras representativas de todos los suelos y rocas para las pruebas. En muchos casos, para establecer las propiedades físicas es necesario obtener muestras intactas que preserven la estructura in situ del suelo. La recuperación de muestras intactas se discute en la Sección B.6 de esta guía.

El muestreo de suelos debería incluir, como mínimo, la recuperación de muestras de todas las perforaciones principales, a intervalos regulares y en los cambios de estratos. Se necesita un número de muestras suficiente para permitir la determinación, en el laboratorio, de las propiedades promedio de los materiales y para indicar la variabilidad de dichas propiedades. Se recomienda alternar las muestras de cuchara dividida y las muestras intactas al aumentar la profundidad. Donde el muestreo no es continuo, las profun-

distancias de muestreo se deberían escalonar entre una y otra perforación, de forma que el muestreo comprenda en forma continua toda la columna de suelos. En el caso de las perforaciones complementarias, se puede confinar el muestreo a la zona de interés específico.

Ciertas zonas, relativamente delgadas, de suelos débiles o inestables pueden estar contenidas en el seno de materiales más aptos, y pueden afectar las características o comportamiento ingenieriles del suelo o de la roca. Se necesita un muestreo continuo, en perforaciones subsecuentes, a través de estas zonas sospechosas. Donde no es posible obtener muestreo continuo en una perforación única, se pueden obtener muestras de perforaciones adyacentes, poco espaciadas, en la vecindad inmediata, y se les puede usar como representativas del material en los intervalos de profundidad omitidos. Un conjunto de perforaciones como el descrito debería ser considerado como equivalente a una perforación principal.

d) Determinación de la Propiedades Ingenieriles de los Materiales del Subsuelo.

En la Referencia 5 se incluye una discusión general de las clasificaciones de suelos y rocas y de los métodos para determinar sus propiedades ingenieriles.

Deberían determinarse las resistencias al corte de los materiales de cimentación que estén sometidos a esfuerzos impuestos considerables, para establecer si son adecuados para soportar las cargas aplicadas con un margen de seguridad apropiado. Similarmente, es necesario tanto determinar las compresibilidades y potenciales de expansión de todos los materiales de las zonas sujetas a cambios considerables en los esfuerzos de compresión, como establecer que las deformaciones serán aceptables. En algunos casos, estas determi-

naciones pueden hacerse por medio de pruebas in situ y de clasificación apropiadas. Otras situaciones pueden requerir pruebas de laboratorio sobre muestras intactas. Se necesita determinar los módulos dinámicos y las relaciones de amortiguamiento para los rangos aplicables de deformación de los estratos de suelos, para los análisis de respuesta sísmica. Los módulos dinámicos y el amortiguamiento pueden evaluarse in situ, pero los procedimientos usuales proporcionan información sólo para bajas amplitudes de deformación en corte. Las pruebas de laboratorio sobre muestras intactas pueden proporcionar valores adicionales de módulos y amortiguamiento para cubrir el rango de deformaciones previstas bajo condiciones de aplicación de cargas por terremotos.

#### 5. Métodos y Procedimientos para Perforación Exploratoria.

En casi todas las investigaciones de sitios, los medios principales de exploración del subsuelo son las perforaciones y el muestreo de los barrenos. Los métodos y procedimientos de perforación deberían ser compatibles con los requerimientos de muestreo y con los métodos de recuperación de muestras.

La parte superior del barreno debería estar protegida por un encamisado superficial siempre que sea necesario. Debajo de la superficie del terreno, el barreno debería protegerse por medio de lodo de perforación o por medio de un encamisado, según sea necesario, para evitar el derrumbe de las paredes y la alteración de los materiales a muestrear. Se prefiere el uso del lodo de perforación para evitar las alteraciones al obtener muestras intactas de suelos de grano grueso.

Sin embargo, puede usarse el encamisado si se siguen los pa

Los adecuados para evitar el movimiento ascendente del suelo dentro de la camisa. No debería permitirse el lavado con tubos de extremo abierto a fin de limpiar o hacer avanzar los barrenos de muestreo. Las herramientas de descarga por abajo deberían usarse sólo con presión del fluido baja o media, y con chorros desviados hacia arriba.

Además de la información pertinente registrada normalmente para mediciones del agua subterránea, y de los resultados de las pruebas de permeabilidad efectuadas en el campo; deberían registrarse y reportarse en los registros de perforación y en los perfiles geológicos, todas las profundidades y cantidades correspondientes a las pérdidas de agua o de fluido de perforación, junto con las profundidades a las que se recupere la circulación. Los registros y los perfiles deberían reflejar también: los incidentes de asentamientos y de desprendimiento de las barras de perforación; una resistencia anormalmente baja a la perforación o al avance de los muestreadores, pérdidas de núcleos, inestabilidad o desplazamiento del lado y del fondo de los barrenos; penetración de agua del subsuelo al barreno, y cualquier otro rasgo u ocurrencia especial. La Posición Reguladora 2 da detalles de la información que se debería presentar en los registros de las investigaciones del subsuelo.

Las profundidades se deberían medir hasta el más cercano décimo de pie (0.1 pie = 3 cm), y deberían ser correlacionables con el nivel cero de referencia usado para el sitio. Las elevaciones de los puntos en el barreno deberían determinarse también con una exactitud de  $\pm 0.1$  pie ( $\pm 3$  cm). Deberían efectuarse mediciones de desviación vertical en todos los barrenos usados para pruebas sísmicas de transmisión entre perforaciones, y en todos los barrenos en los cuales las desviaciones verticales son significativas respecto al uso de los datos obtenidos. Después de usarlo, es aconsejable colar cemento en cada barreno, para evitar el movimiento vertical del agua del subsuelo a través del barreno.

## 6. Recuperación de Muestras Intactas de Suelos.

Las mejores muestras intactas se obtienen a menudo a través de un cuidadoso recorte a mano de bloques de muestra extraídos de excavaciones accesibles. Sin embargo, normalmente no es práctico obtener suficientes bloques de muestra a los espaciamientos y profundidades requeridos usando sólo este método. Se acostumbra, donde sea posible, usar muestreadores tubulares de pared delgada en las perforaciones, para la extracción de la mayor parte de las muestras intactas. La Posición Reguladora 6 da criterios para la obtención de muestras intactas por medio de tubos.

La recuperación de muestras intactas de buena calidad depende de una atención rigurosa a los detalles de equipo y procedimientos. La adecuada limpieza del barreno, por métodos que minimicen la alteración del suelo, es necesaria antes del muestreo. El muestreador debería hacer se avanzar de manera que se minimice la alteración. Por ejemplo, al usar muestreadores del tipo de pistón fijo, el aparato de perforación debería estar firmemente anclado, o el pistón debería sujetarse a un ancla exterior, para evitar que se mueva hacia arriba al empujar el tubo muestreador. Debería tenerse cuidado de asegurar que la muestra no sea alterada al sacarla del barreno o al desarmar el muestreador. Las Referencias 6 y 7 proporcionan descripciones de procedimientos adecuados para obtener muestras intactas.

Con el uso consciente de técnicas de campo apropiadas, se pueden recuperar usualmente, sin gran dificultad, muestras intactas en arcillas y sedimentos normalmente consolidados, usando muestreadores tubulares de pared del-

gada del tipo de pistón fijo. La recuperación de buenas muestras intactas en arenas requiere de mayor cuidado que en el caso de las arcillas, pero, con el cuidado y la atención al detalle apropiados, pueden también obtenerse con muestreadores tubulares de pared delgada del tipo de pistón fijo, en casi todas las arenas libres de pedruscos y de partículas con dimensiones de grava. Algunas veces es difícil obtener muestras intactas de buena calidad en las arenas densas o muy sueltas. Puede ser necesario, por lo tanto, el considerar técnicas alternativas de muestreo para estos materiales. El Apéndice B de esta guía enlista un número de métodos de muestreo que a menudo se utilizan en estos y otros materiales.

En general es difícil obtener muestras intactas de pedruscos, gravas o mezclas de arenas y gravas, y a menudo es necesario usar métodos de muestreo manual en zanjas o tiros de prueba o en otras excavaciones accesibles, para obtener buenas muestras.

A veces puede ser necesario desecar por medio de pozos o de otros métodos adecuados a fin de obtener muestras intactas de buena calidad de suelo con granos gruesos situados bajo la capa de agua subterránea. Osterberg y Varaskin (Ref. 8) describen un programa de muestreo que utiliza la desecación de un tiro excavado en la arena, circundado por una sección anular congelada. A veces es posible obtener de los barrenos muestras adecuadas para determinar densidades, aunque no para pruebas de propiedades mecánicas, con la ayuda de una estabilización o impregnación química (Refs. 9 y 10). Se requieren precauciones especiales cuando se usen sustancias químicas tóxicas. Además, cuando entran en juego las capas freáti-

cas, puede ser desaconsejable el inyectarles productos químicos o lechadas. Hvorslev (Ref. 11) y Barton (Ref. 12) ofrecen discusiones útiles sobre métodos para el muestreo de suelos de grano grueso.

7. Manejo, Almacenaje en el Campo y Transporte de las Muestras.

El tratamiento dado a las muestras después de recuperar las del suelo es un factor tan crítico para la calidad de las mismas como los procedimientos usados para obtenerlas. Las muestras de suelos sin cohesión son particularmente sensibles a las alteraciones al manejarlas, y requieren de sumo cuidado durante su extracción, del barrero primero y luego del muestreador, y durante su subsecuente manejo, a fin de evitar alteraciones por impactos o vibración (Ref. 6). Se requieren precauciones especiales al transportar muestras intactas de suelos sin cohesión, debido a los sensitivas que son al impacto y a la vibración. Se les debería mantener continuamente en posición vertical, se les debería acojinar bien para aislarlas contra la vibración y los impactos, y se les debería transportar con extremo cuidado. No es aconsejable su transporte a cargo de fletadores comerciales. Los bloques de muestra deberían manejarse usando métodos que les proporcionen una protección equivalente contra las alteraciones. Todas las muestras intactas deberían ser adecuadamente selladas y protegidas contra la pérdida de humedad.

Las muestras alteradas\* pueden sellarse del mismo modo que las muestras intactas, si se hallan en tubos, o se les puede colocar en recipientes herméticos con etiquetas de identificación, una en el interior y otra en el



exterior. Las muestras representativas grandes se pueden colocar en bolsas de plástico, en telas de tejido cerrado o en latas u otros recipientes no corrosivos que no permitan la pérdida de partículas finas por un efecto de tamizado. Tales muestras se pueden transportar por cualquier medio conveniente.

Los núcleos de roca necesitan ser almacenados y transportados en cajas durables provistas de paredes divisorias adecuadas para evitar el corrimiento de los núcleos en cualquier dirección. Deberían estar etiquetadas claramente para identificar el sitio, el número de perforación, el intervalo del núcleo, la longitud de núcleo que se haya perdido o que no se haya recuperado en cada intervalo de núcleo, y las profundidades superior e inferior de cada intervalo de núcleo. Si la caja tiene una tapa quitable, deberían etiquetarse tanto el interior como el exterior de la caja, así como la tapa. Pueden requerirse recipientes especiales para proteger las muestras que se vayan a usar para determinaciones del contenido de fluidos y las muestras de esquistos arcillosos que se vayan a usar para pruebas de propiedades mecánicas, contra cambios en el contenido de fluidos. Los núcleos de muestra deberían ser transportados con el cuidado necesario para evitar roturas o alteraciones.

#### C. POSICION REGULADORA

El programa de investigaciones del sitio que se necesita para determinar las condiciones de cimentación en el sitio para una planta nucleoeléctrica, depende fuertemente de las condiciones reales del sitio. El programa debería ser flexible, y se le debería ajustar, conforme avance la investiga-

ción del sitio, según los consejos del personal experimentado familiarizado con el sitio. El personal de la NRC revisará los resultados de cada programa de investigación del sitio en base a cada caso individual, y hará una evaluación individual de las condiciones de cimentación a fin de juzgar la adecuación de la información presentada.

## 1. Investigación General del Sitio

Las investigaciones del sitio para plantas nucleoelectricas deberían ser adecuadas, en términos de cabalidad, propiedad de los métodos usados, calidad de la ejecución del trabajo y documentación, para permitir una determinación precisa de las condiciones geotécnicas y geológicas que afectan al diseño, comportamiento y seguridad de la planta. Las investigaciones deberían proporcionar la información necesaria para valorar las condiciones de cimentación en el sitio y para llevar a cabo el análisis y diseño de ingeniería con una certeza razonable de que las condiciones de cimentación han sido estimadas en forma realista.

La información a desarrollar debería incluir, según sea apropiado, (1) mapas topográficos, hidrológicos, hidrográficos y geológicos; (2) planos acotados que muestren la localización de las principales estructuras y exploraciones; (3) registros de perforación y registros de las trincheras y excavaciones de exploración; (4) perfiles geológicos que muestren los límites de excavación para las estructuras, y (5) datos geofísicos tales como gráficas tiempo-distancia, perfiles y levantamientos en los barrenos. Debería hacerse un levantamiento de las posiciones de todos los barrenos, piezómetros, pozos de observación, sondeos, trincheras, zanjas de exploración e investigaciones

geofísicas, tanto sobre el plano como en elevación, y mostrarlos en planos acotados, secciones geológicas y mapas. Todos los levantamientos deberían relacionarse con un punto de origen <sup>apoyo</sup> fijo. La información mencionada debería estar suficientemente detallada e integrada para desarrollar una visión global del proyecto y de las condiciones geológicas y geotécnicas que lo afecten.

## 2. Registros de las Investigaciones del Subsuelo

Los registros de perforación deberían contener la fecha de ejecución de la perforación, la localización de la perforación con referencia al sistema de coordenadas usado para el sitio, las profundidades de las perforaciones y las elevaciones respecto a una referencia permanente.

Los registros deberían también contener las elevaciones de las partes superior e inferior de las perforaciones y los niveles a los que se hayan encontrado la capa freática y los límites de los estratos de suelo o roca, la clasificación y descripción de las capas de suelo y roca, los valores del conteo de impactos obtenidos de Pruebas de Penetración Estándar (SPT), el porcentaje de recuperación de núcleos de roca, la cantidad de núcleo perdido o no recuperado para cada intervalo de núcleo o para cada paso de perforación y la Designación de Calidad de la Roca (RQD). También deberían incluirse en los registros los resultados de las pruebas de permeabilidad hechas en el campo y los registros de los barrenos. Debería registrarse el tipo de herramienta utilizado para hacer la perforación. De haberse ~~cambiado~~ cambiado de herramienta, deberían hacerse notar la profundidad de la perforación al hacer el cambio y las razones para efectuarlo. Deberían proporcionarse anotaciones

sobre todos los datos de importancia para la interpretación de las condiciones del subsuelo, tales como pérdidas del fluido de perforación, desprendimientos de barras de perforación, y cambios en el régimen de perforación. Las perforaciones incompletas o abandonadas deberían describirse con el mismo cuidado con que se describen las perforaciones exitosamente terminadas. Los registros de las trincheras exploratorias y de otros rasgos de excavación deberían presentarse en un formato gráfico en el que se muestren todos los componentes importantes de la matriz del suelo con suficiente detalle para permitir una evaluación independiente. En el perfil geológico deberían mostrarse las localizaciones de todas las exploraciones, junto con las elevaciones y los datos importantes.

### 3. Investigaciones del Agua Subterránea

Deberían observarse las condiciones del agua subterránea al llevar a cabo la investigación del sitio, y se deberían hacer mediciones del nivel del agua en las perforaciones exploratorias. Debería medirse el nivel del agua subterránea o del lodo de perforación al comenzar cada día de trabajo en el caso de las perforaciones en progreso, al terminar la perforación y cuando los niveles de agua en el barreno se hayan estabilizado. Además de las mediciones normales del agua subterránea en los barrenos, deberían instalarse piezómetros o pozos en tantos lugares como sean necesarios para definir adecuadamente el ambiente del agua subterránea. Las pruebas de bombeo son un método preferible para evaluar las características locales de permeabilidad y para valorar los requerimientos de desecación para la construcción y operación de la planta. Para las excavaciones de importancia donde se requerirá desecado para la

construcción, deberían usarse piezómetros o pozos de observación durante la construcción para monitorear las presiones superficiales y de poro del agua subterránea más allá de la excavación y en los terrenos adyacentes.

Cuando las perforaciones u otras evidencias indican la posibilidad de que existan capas freáticas elevadas o presiones artesianas, la instalación de los piezómetros se debería efectuar de forma que se mida el nivel en cada piezómetro en forma independiente. Debería tenerse cuidado en el diseño e instalación de los piezómetros para evitar la comunicación hidráulica entre los mantos freáticos. Debería hacerse notar en los registros de la perforación la presencia de presión artesianas en los barrenos, y la columna artesianas en los mismos debería ser medida y registrada.

#### 4. Procedimientos para la Investigación del Subsuelo

En el Apéndice B se enlistan algunas técnicas ampliamente usadas para investigaciones del subsuelo, y se citan también las normas apropiadas y se hace referencia a procedimientos descritos en la literatura publicada, dando orientación sobre la aplicabilidad, limitaciones y posibles tropiezos en su utilización. Es aceptable el uso de investigaciones y técnicas de muestreo diferentes de los indicados en esta guía, siempre y cuando se pueda demostrar que los métodos alternativos proporcionan resultados satisfactorios. La obtención de resultados satisfactorios al perforar, muestrear y hacer pruebas, depende de las técnicas usadas, del cuidado con los detalles de las operaciones y del reconocimiento y corrección oportunos de las fuentes potenciales de error.

Las operaciones en el campo deberían estar supervisadas por personal profesional experimentado en el lugar de las operaciones, y deberían seguirse estándares sistemáticos de práctica. Deberían documentarse los procedimientos y el equipo usados para llevar a cabo las operaciones de campo, como deberían serlo también todas las condiciones encontradas en todas las fases de las investigaciones. Un personal experimentado, profundamente familiarizado con los procedimientos de muestreo y prueba, debería también inspeccionar y documentar los resultados del muestreo, y transferir las muestras del campo a las instalaciones de almacenaje o al laboratorio.

#### 5. Espaciamiento y Profundidad de las Investigaciones del Subsuelo

El Apéndice C de esta guía proporciona lineamientos generales sobre el espaciamiento y profundidad de la exploración del subsuelo en los lugares para estructuras relacionadas con la seguridad, para el caso de condiciones geológicas favorables o uniformes. La distribución, número y profundidad reales de los barrenos necesarios para un sitio deberían basarse en la consideración de la complejidad de las condiciones geológicas y de los requerimientos de cimentación. La Sección B.4 de esta guía discute la aplicación de estos lineamientos. El esfuerzo de investigación requerido para una planta nucleoelectrica debería ser máximo en los lugares de las estructuras relacionadas con la seguridad y puede variar en densidad y alcance en otras áreas, de acuerdo con sus relaciones geológicas y espaciales con el sitio.

#### 6. Muestreo

El muestreo de suelos debería incluir, como mínimo, la recuperación de muestras a intervalos regulares y en donde hayan cambios de material. Se recomienda alternar muestras intactas y de cuchara dividida al variar la profundidad.

En el caso de suelos de grano grueso, se deberían tomar muestras a intervalos no mayores de 5 pies (1.5 m). Para profundidades más allá de 50 pies (15 metros) por debajo del nivel de cimentación, se puede aumentar el intervalo de profundidad para el muestreo a 10 pies (3 metros). También se recomienda que se muestreen continuamente una o más perforaciones para cada estructura importante. El barrenado debería rectificarse y limpiarse entre muestra y muestra. Los requerimientos de obtención de muestras intactas de suelos de grano grueso dependerán de las condiciones reales del sitio y de los requerimientos para las pruebas en el laboratorio. Las Secciones B.4.b(2) y B.6 de esta guía dan algunos lineamientos generales para la recuperación de muestras intactas. Puede ser necesario experimentar con diferentes técnicas de muestreo para determinar el método que mejor se adapta a las condiciones locales del suelo.

En el caso de arcillas compresibles o normalmente consolidadas, las muestras intactas deberían ser continuas sobre todo el espesor del estrato compresible, en una o más de las perforaciones principales, para cada estructura de importancia. Estas muestras deberían obtenerse por medio de muestras directas adecuadas, de tubo de pared delgada, tipo pistón fijo, o por métodos que produzcan muestras de calidad equivalente.

Las perforaciones usadas para obtener muestras intactas de suelos deberían ser de por lo menos 3" (7.6 cm) de diámetro.

metro. Los criterios para la obtención de muestras intactas con muestreadores tubulares incluyen los siguientes:

- a) Los tubos deberían cumplir las especificaciones del estándar ASTM D1587-67 (Ref. 13);
- b) La Relación de Área del muestreador no debería exceder el 13% y, de preferencia, no debería exceder el 10%;
- c) La Relación de Recuperación Específica debería hallarse entre el 90% y el 100%; los tubos con una recuperación inferior pueden ser aceptables en caso de que la muestra aparente poder haberse roto, permaneciendo en esencia libre de cualquier otra alteración;
- d) La Relación de Luz Interior debería tener el mínimo valor requerido para la completa recuperación de la muestra, y;
- e) Las muestras recuperadas no deberían contener ninguna distorsión visible de los estratos ni separación o ablandamiento visible de los materiales provocados por el procedimiento de muestreo.

#### 7. Retención de Muestras, Núcleos de Roca y Registros

Deberían retenerse las muestras y los núcleos de roca obtenidos de las perforaciones principales, por lo menos hasta que la planta sea licenciada para operar y que todas las cuestiones relacionadas con la interpretación de las condiciones del subsuelo en el sitio hayan sido resueltas. La necesidad de retener muestras y núcleos después de dichos eventos es una cuestión de apreciación, y se le debería evaluar en base a cada caso individual. Por ejemplo, las muestras de suelos colocadas en tubos se deteriorarían con el tiempo, dejando de ser adecuadas para cualquier prueba sobre muestras intactas. Sin embargo, se les puede usar como un registro visual de como es el material de la



## C - Posición Reguladora

1. Investigación General del Sitio
2. Registros de las Investigaciones
3. Investigación del Agua Subterránea
4. Procedimiento para la Investigación del Suelo
5. Espaciamiento y Profundidad de las Investigaciones del Suelo.
6. Muestras
7. Retención de Muestras, Núcleos de Rocas y Registros

## • APENDICE A

Definiciones

## = APENDICE B

Metodos de Exploracion Superficial,

## - APENDICE C

Espaciamiento y profundidad de las Exploraciones del Suelo, en Relacion con la Seguridad de las Construcciones.

## APENDICE D

Referencias.

cimentación. Similarmente, los núcleos de roca sujetos a debilitamiento y a un rápido desgaste atmosférico, tales como los esquistos arcillosos, también se deteriorarán. Se recomienda preservar fotografías de muestras de suelo y de núcleos de roca, junto con los registros de campo y definitivos de todas las perforaciones y muestras de registro con descripciones de material, para tener un registro permanente. Deberían preservarse también otros registros importantes del programa de investigaciones del subsuelo.

#### D. IMPLEMENTACION

Excepto en aquellos casos en que el solicitante proponga un método alternativo aceptable para cumplir con porciones especificadas de los reglamentos de la Comisión, el personal usará esta guía para evaluar los resultados de las investigaciones de cimentación enviadas en apoyo a solicitudes de permiso de construcción registradas oficialmente después del 30 de Marzo de 1979. El personal también usará esta guía para evaluar los resultados de las investigaciones de cimentación llevadas a cabo después del 30 de Marzo de 1979, para construcciones nuevas o para cambios importantes en la distribución o en el diseño de la planta, por una persona cuyo permiso de construcción haya sido expedido el 30 de Marzo de 1979 o antes.

Investigaciones del Sitio relacionadas con la <sup>Cimentación</sup> ~~investigación~~  
de Plantas.

A - Introducción.

B - Discusión

1. Generalidades

2. Investigación de Reconocimiento y Revisión Bibliográfica

3 v del Agua del Subsuelo.

4 v bajo la Superficie

- a) Generalidades.

- b) Investigaciones relacionadas con  
Condiciones específicas del Sitio.

(1) Roca

(2) Suelos/Granulometría gruesa

(3) Suelos Arcillosos, Moderadamente Compresibles  
o Normalmente Consolidados

(4) Cavidades Subterráneas

(5) Materiales Inadecuados p/ Cimentación.

(6) v de Plantas.

- c) Muestreo

de los Materiales

= d) Determinación de Propiedades <sup>Ingeniería</sup> ~~Ingeniería~~  
del Subsuelo.

5. Métodos y Procedimientos p/ Perforación Exploratoria

6. Recuperación de Muestras

7. Manejo, Almacenamiento en el Campo, y Transporte de Muestras

C - Posición Reguladora

## APENDICE A

### DEFINICIONES

Para conveniencia del usuario, se presentan los términos siguientes con sus definiciones, según se les usa en esta guía:

- Excavación accesible - Una excavación hecha a fin de investigar y muestrear materiales o condiciones debajo de la superficie del terreno, de forma y dimensiones tales que permitan el acceso del personal para la examinación, prueba o muestreo directos.
- La Relación de Area ( $C_a$ ) de un dispositivo de muestreo se define como:

$$C_a = \frac{D_o^2 - D_e^2}{D_e^2}$$

donde  $D_o$  es el diámetro exterior de aquella parte del dispositivo de muestreo que es forzada a penetrar en el suelo, y  $D_e$  es el diámetro interior, normalmente el diámetro del borde cortante.

- Perforación - Un agujero exploratorio en suelo, roca o ambos, lo grado por la extracción de materiales en forma de muestras o recortes (ver "Sondeo").
- Muestra Alterada - Una muestra cuya estructura interior ha sido dañada a tal grado que ya no se aproxima razonablemente a la estructura del material in situ. Una muestra de este tipo puede asemejarse a una muestra intacta en cuanto a haber conservado la forma general adquirida del dispositivo de muestreo.
- Geotécnico - De, o perteneciente a, las ciencias de la tierra (geología, suelos, sismología e hidrología subterránea) y aquella parte de la energía civil que se ocupa de la interrelación entre el ambiente geológico y las obras del hombre.

- Estructura in situ del suelo - Una propiedad físico-mecánica compleja, definida por los tamaños, formas y arreglos de los granos y materia intergranular constituyentes y por las fuerzas cohesivas y capilares que actúan entre los constituyentes.
- Prueba in situ - Una prueba efectuada sobre un suelo o roca en su sitio original, con el propósito de determinar alguna propiedad física. Según se usa en esta guía, incluye mediciones geofísicas.

La Relación de Luz Interior ( $C_i$ ) de un dispositivo de muestreo se define como:

$$C_i = \frac{D_s - D_e}{D_e}$$



donde  $D_s$  es el diámetro interior del tubo o camisa de muestreo y  $D_e$  es el diámetro del borde cortante.

- Pozo de observación - Una perforación abierta que permite medir el nivel de elevación de la capa freática.
- Piezómetro - Un dispositivo o instrumento para medir la presión de poro o el potencial hidráulico a un nivel o en un punto por debajo de la superficie del terreno.
- Perforación principal - Un agujero exploratorio que se usa como la fuente primordial de información sobre el subsuelo. Se le usa para explorar y muestrear todos los estratos de suelo y roca compendiados en el intervalo de su penetración, para definir la geología del sitio y determinar las propiedades de los materiales del subsuelo. No se incluyen las perforaciones de las que no se obtienen muestras, las perforaciones usadas para in-

investigar intervalos específicos o limitados, o las perforaciones tan cercanas a otras que la información obtenida represente esencialmente un solo lugar.

- Muestra representativa - Una muestra que: (1) contiene aproximadamente los mismos constituyentes minerales que el estrato del cual se extrajo, en las mismas proporciones y con la misma distribución de tamaños de granos y (2) no está contaminada por materiales extraños o alteraciones químicas.
- Designación de Calidad de la Roca (RQD) - Una medición indirecta del grado de fracturación y agregación de la roca y de la calidad de la roca. Se calcula sumando las longitudes de todos los fragmentos duros e íntegros del núcleo recuperado que midan más de 4" (10 cm) de longitud, y dividiendo esta suma por la longitud total de la etapa de núcleo.
- Sondeo - Una penetración exploratoria debajo de la superficie del terreno, por medio de un dispositivo que se usa para observar o medir alguna propiedad in situ del material penetrado, usualmente sin recuperar muestras ni recortes.
- La Relación de Recuperación Específica ( $R_s$ ), al avanzar un tubo de muestreo se define como:

$$R_s = \frac{\Delta L}{\Delta H} ,$$

donde  $\Delta L$  es el incremento en la longitud de la muestra dentro del tubo, correspondiente a un incremento  $\Delta H$  en el avance del tubo de muestreo.

- Perforación complementaria o sondeo complementario- Perforación o sondeo que se hace adicionalmente a las perforaciones princi-

pales, con un propósito específico o limitado.

*Intacta*

- Muestra intacta - Una muestra obtenida y manejada de tal forma que las alteraciones de su estructura original son mínimas, de manera que la muestra es adecuada para efectuar pruebas de laboratorio sobre las propiedades del material que dependen de la estructura in situ del material.

METHODS OF SUBSURFACE EXPLORATION<sup>1</sup>

<u>METHOD</u>	<u>PROCEDURE</u>	<u>APPLICABILITY</u>	<u>LIMITATIONS</u>
1. Methods of Access for Sampling, Test, or Observation			
Pits, Trenches, Shafts, Tunnels	Excavation made by hand, large auger, or digging machinery. (Ref. 11)	Visual observation, photography, disturbed and undisturbed sampling, in situ testing of soil and rock.	Depth of unprotected excavations is limited by groundwater or safety considerations.
Auger Boring	Boring advanced by hand auger or power auger. (Ref. 11)	Recovery of remolded samples and determining groundwater levels. Access for undisturbed sampling of cohesive soils.	Will not penetrate boulders or most rock.
Hollow Stem Auger Boring	Boring advanced by means of continuous-flight helix auger with hollow center stem. (Ref. 14)	Access for undisturbed or representative sampling through hollow stem with thin-wall tube sampler, core barrel, or split-barrel sampler.	Should not be used with plug in coarse-grained soils. Not suitable for undisturbed sampling in loose sand or silt. (Ref. 15)
Wash Boring	Boring advanced by chopping with light bit and by jetting with upward-deflected jet. (Ref. 11)	Cleaning out and advancing hole in soil between sample intervals.	Suitable for use with sampling operations in soil only if done with low water velocities and with upward-deflected jet.
Rotary Drilling	Boring advanced by rotating drilling bit; cuttings removed by circulating drilling fluid. (Ref. 11)	Cleaning out and advancing hole in soil or rock between sample intervals.	Drilling mud should be used in coarse-grained soils. Bottom discharge bits are not suitable for use with undisturbed sampling in soils unless combined with protruding core barrel, as in Denison sampler, or with upward-deflected jets.
Percussion Drilling	Boring advanced by air-operated impact hammer.	Detection of voids and zones of weakness in rock by changes in drill rate or resistance. Access for in situ testing or logging.	Not suitable for use in soils.
Cable Drilling	Boring advanced by repeated dropping of heavy bit; removal of cuttings by bailing. (Ref. 11)	Advancing hole in soil or rock. Access for sampling, in situ testing, or logging in rock. Penetration of hard layers, gravel, or boulders in auger borings.	Causes severe disturbance in soils; not suitable for use with undisturbed sampling methods.

<sup>1</sup>See also Reference 5.



APPENDIX B (Continued)

METHODS OF SUBSURFACE EXPLORATION

<u>METHOD</u>	<u>PROCEDURE</u>	<u>APPLICABILITY</u>	<u>LIMITATIONS</u>
1. Methods of Access for Sampling, Test, or Observation (Continued)			
Continuous Sampling or Displacement Boring	Boring advanced by repeated pushing of sampler or closed sampler is pushed to desired depth and sample is taken. (Ref. 11)	Recovery of representative samples of cohesive soils and undisturbed samples in some cohesive soils.	Effects of advance and withdrawal of sampler result in disturbed sections at top and bottom of sample. In some soils, entire sample may be disturbed. Best suited for use in cohesive soils. Continuous sampling in cohesionless soils may be made by successive reaming and cleaning of hole between sampling.
2. Methods of Sampling Soil and Rock			
Hand-Cut Block or Cylindrical Sample	Sample is cut by hand from soil exposed in excavation. (Refs. 16 and 17)	Highest quality undisturbed samples in all soils and in soft rock.	Requires accessible excavation and dewatering if below water table. Extreme care is required in sampling cohesionless soils.
Fixed-Piston Sampler	Thin-walled tube is pushed into soil, with fixed piston in contact with top of sample during push. (Refs. 6 and 11)	Undisturbed samples in cohesive soils, silts, and sands above or below the water table.	Some types do not have a positive means to prevent piston movement.
Hydraulic Piston Sampler (Osterberg Sampler)	Thin-walled tube is pushed into soil by hydraulic pressure. Fixed piston in contact with top of sample during push. (Refs. 6, 18, and 19)	Undisturbed samples in cohesive soils, silts, and sands above or below the water table.	Not possible to determine amount of sampler penetration during push. Does not have vacuum-breaker in piston.
Free-Piston Sampler	Thin-walled tube is pushed into soil. Piston rests on top of soil sample during push. (Ref. 6)	Undisturbed samples in stiff cohesive soils. Representative samples in soft-to-medium cohesive soils and silts.	May not be suitable for sampling in cohesionless soils. Free piston provides no control of specific recovery ratio.
Open Drive Sampler	Thin-walled, open tube is pushed into soil. (Refs. 11 and 15)	Undisturbed samples in stiff cohesive soils. Representative samples in soft-to-medium cohesive soils and silts.	Small diameter of tubes may not be suitable for sampling in cohesionless soils or for undisturbed sampling in uncased boreholes. No control of specific recovery ratio.

## METHODS OF SUBSURFACE EXPLORATION

<u>METHOD</u>	<u>PROCEDURE</u>	<u>APPLICABILITY</u>	<u>LIMITATIONS</u>
2. Methods of Sampling Soil and Rock (Continued)			
Swedish Foil Sampler	Sample tube is pushed into soil while stainless steel strips unrolling from spools envelop sample. Piston, fixed by chain from surface, maintains contact with top of sample. (Refs. 17 and 20)	Continuous undisturbed samples up to 66 feet (20 m) long in very soft to soft clays.	Not suitable for use in soils containing gravel, sand layers, or shells, which may rupture foils and damage samples. Difficulty may be encountered in alternating hard and soft layers with squeezing of soft layers and reduction in thickness. Requires experienced operator.
Pitcher Sampler	Thin-walled tube is pushed into soil by spring above sampler while outer core bit reams hole. Cuttings removed by circulating drilling fluid. (Ref. 17)	Undisturbed samples in stiff, hard, brittle, cohesive soils and sands with cementation and in soft rock. Effective in sampling alternating hard and soft layers. Representative samples in soft-to-medium cohesive soils and silts. Disturbed samples may be obtained in cohesionless materials with variable success.	Frequently ineffective in cohesionless soils.
Denison Sampler	Hole is advanced and reamed by core drill while sample is retained in nonrotating inner core barrel with corecatcher. Cuttings removed by circulating drilling fluid. (Refs. 16 and 17)	Undisturbed samples in stiff-to-hard cohesive soil, sands with cementation, and soft rocks. Disturbed sample may be obtained in cohesionless materials with variable success.	Not suitable for undisturbed sampling in loose cohesionless soils or soft cohesive soils. Difficulties may be experienced in sampling alternating hard and soft layers.
Split-Barrel or Split Spoon Sampler	Split-barrel tube is driven into soil by blows of falling ram. Sampling is carried out in conjunction with Standard Penetration Test. (Ref. 13)	Representative samples in soils other than coarse-grained soils.	Samples are disturbed and not suitable for tests of physical properties.
Auger Sampling	Auger drill used to advance hole is withdrawn at intervals for recovery of soil samples from auger flights. (Ref. 13)	Determine boundaries of soil layers and obtain samples for soil classification.	Samples not suitable for physical properties or density tests. Large errors in locating strata boundaries may occur without close attention to details of procedure. (Ref. 17) In some soils, particle breakdown by auger or sorting effects may result in errors in determining gradation.

## METHODS OF SUBSURFACE EXPLORATION

<u>METHOD</u>	<u>PROCEDURE</u>	<u>APPLICABILITY</u>	<u>LIMITATIONS</u>
2. Methods of Sampling Soil and Rock (Continued)			
Rotary Core Barrel	Hole is advanced by core bit while core sample is retained within core barrel or within stationary inner tube. Cuttings removed by circulating drilling fluid. (Ref. 13)	Core samples in competent rock and hard soils with single-tube core barrel. Core samples in poor or broken rock may be obtainable with double-tube core barrel with bottom-discharge bit.	Because recovery is poorest in zones of weakness, samples generally fail to yield positive information on soft seams, joints, or other defects in rock.
Shot Core Boring (Calyx)	Boring advanced by rotating single core barrel, which cuts by grinding with chilled steel shot fed with circulating wash water. Used shot and coarser cuttings are deposited in an annular cup, or calyx, above the core barrel. (Ref. 11)	Large-diameter cores and accessible boreholes in rock.	Cannot be used in drilling at large angles to the vertical. Often ineffective in securing small-diameter cores.
Oriented Integral Sampling	Reinforcing rod is grouted into small-diameter hole, then overcored to obtain an annular core sample. (Ref. 21).	Core samples in rock with preservation of joints and other zones of weakness.	Samples are not well suited to tests of physical properties.
Wash Sampling or Cuttings Sampling	Cuttings are recovered from wash water or drilling fluid.	Samples useful in conjunction with other data for identification of major strata.	Sample quality is not adequate for site investigations for nuclear facilities.
Submersible Vibratory (Vibracore) Sampler	Core tube is driven into soil by vibrator. (Ref. 22)	Continuous representative samples in unconsolidated marine sediments.	Because of high area ratio and effects of vibration, samples may be disturbed.
Underwater Piston Corer	Core tube attached to drop weight is driven into soil by gravity after a free fall of controlled height. Cable-supported piston remains in contact with soil surface during drive. (Ref. 23)	Representative samples in unconsolidated marine sediments.	Samples may be seriously disturbed. (Ref. 24)
Gravity Corer	Open core tube attached to drop weight is driven into soil by gravity after free fall. (Ref. 23)	Representative samples at shallow depth in unconsolidated marine sediments.	No control of specific recovery ratio. Samples are disturbed.

## METHODS OF SUBSURFACE EXPLORATION

<u>METHOD</u>	<u>PROCEDURE</u>	<u>APPLICABILITY</u>	<u>LIMITATIONS</u>
3. Methods of In Situ Testing of Soil and Rock <sup>2</sup>			
Standard Penetration Test	Split-barrel sampler is driven into soil by blows of free falling weight. Blow count for each 6 in. (15 cm) of penetration is recorded. (Ref. 13)	Blow count may be used as an index of consistency or density of soil. May be used for detection of changes in consistency or density in clay or sands. May be used with empirical relationships to estimate relative density of clean sand.	Extremely unreliable in silts, silty sands, or soils containing gravel. In sands below water table, positive head must be maintained in borehole. Determination of relative density in sands requires site-specific correlation or highly conservative use of published correlations. Results are sensitive to details of apparatus and procedure.
Dutch Cone Penetrometer	Steel cone is pushed into soil and followed by subsequent advance of friction sleeve. Resistance is measured during both phases of advance. (Ref. 26)	Detection of changes in consistency or relative density in clays or sands. Used to estimate static undrained shear strength of clay. Used with empirical relationships to obtain estimate of static compressibility of sand.	Strength estimates require onsite verification by other methods of testing.
Field Vane Shear Test	Four-bladed vane is pushed into undisturbed soil, then rotated to cause shear failure on cylindrical surface. Torsional resistance versus angular deflection is recorded. (Ref. 13)	Used to estimate in situ undrained shear strength and sensitivity of clays.	Not suitable for use in silt, sand, or soils containing appreciable amounts of gravel or shells. May yield unconservative estimates of shear strength in fissured clay soils or where strength is strain-rate dependent.
Drive-Point Penetrometer	Expendable steel cone is driven into soil by blows of falling weight. Blow count versus penetration is recorded. (Ref. 17)	Detection of gross changes in consistency or relative density. May be used in some coarse-grained soils.	Provides no quantitative information on soil properties.
Plate Bearing Test (Soil)	Steel loading plate is placed on horizontal surface and is statically loaded, usually by hydraulic jack. Settlement versus time is recorded for each load increment. (Ref. 17)	Estimation of strength and moduli of soil. May be used at ground surface, in excavations, or in boreholes.	Results can be extrapolated to loaded areas larger than bearing plate only if properties of soil are uniform laterally and with depth.

<sup>2</sup>See also Reference 25.

## METHODS OF SUBSURFACE EXPLORATION

<u>METHOD</u>	<u>PROCEDURE</u>	<u>APPLICABILITY</u>	<u>LIMITATIONS</u>
3. Methods of In Situ Testing of Soil and Rock (Continued)			
Plate Bearing Test or Plate Jacking Test (Rock)	Bearing pad on rock surface is statically loaded by hydraulic jack. Deflection versus load is recorded. (Ref. 27)	Estimation of elastic moduli of rock masses. May be used at ground surface, in excavations, in tunnels, or in <i>in situ</i>	Results can be extrapolated to loaded areas larger than bearing pad only if rock properties are uniform over volume of interest and if diameter of bearing pad is larger than average spacing of joints or other discontinuities.
Pressure Meter Test (Dilatometer Test)	Uniform radial pressure is applied hydraulically over a length of borehole several times its diameter. Change in diameter versus pressure is recorded. (Refs. 27 and 28)	Estimation of elastic moduli of rocks and estimation of shear strengths and compressibility of soils by empirical relationships.	Test results represent properties only of materials in near vicinity of borehole. Results may be misleading in testing materials whose properties may be anisotropic.
Field Pumping Test	Water is pumped from or into aquifer at constant rate through penetrating well. Change in piezometric level is measured at well and at one or more observation wells. Pumping pressures and flow rates are recorded. Packers may be used for pump-in pressure tests. (Refs. 29 and 30)	Estimation of in situ permeability of soils and rock mass.	Apparent permeability may be greatly influenced by local features. Effective permeability of rock is dependent primarily on frequency and distribution of joints. Test result in rock is representative only to extent that the borehole intersects a sufficient number of joints to be representative of the joint system of the rock mass.
Borehole Field Permeability Test	Water is added to an open-ended pipe casing sunk to desired depth. With constant head tests, constant rate of gravity flow into hole and size of casing of pipe are measured. Variations include applied pressure tests and falling head tests. (Ref. 16)	Rough approximation of in situ permeability of soils and rock mass.	Pipe casing must be carefully cleaned out just to the bottom of the casing. Clear water must be used or tests may be grossly misleading. Measurement of local permeability only.

## METHODS OF SUBSURFACE EXPLORATION

<u>METHOD</u>	<u>PROCEDURE</u>	<u>APPLICABILITY</u>	<u>LIMITATIONS</u>
3. Methods of In Situ Testing of Soil and Rock (Continued)			
Direct Shear Test	Block of in situ rock is isolated to permit shearing along a preselected surface. Normal and shearing loads are applied by jacking. Loads and displacements are recorded. (Ref. 31)	Measurement of shearing resistance of rock mass in situ.	Tests are costly. Usually variability of rock mass requires a sufficient number of tests to provide statistical control.
Pressure Tunnel Test	Hydraulic pressure is applied to sealed-off length of circular tunnel, and diametral deformations are measured. (Ref. 27)	Determination of elastic constants of the rock mass in situ.	Volume of rock tested is dependent on tunnel diameter. Cracking due to tensile hoop stresses may affect apparent stiffness of rock.
Radial Jacking Test	Radial pressure is applied to a length of circular tunnel by flat jacks. Diametral deformations are measured. (Refs. 32 and 33)	Same as pressure tunnel test.	Same as pressure tunnel test.
Borehole Jack Test	Load is applied to wall of borehole by two diametrically opposed jacks. Deformations and pressures are recorded. (Ref. 34)	Determination of elastic modulus of rock in situ. Capable of applying greater pressures than dilatometers.	Apparent stiffness may be affected by development of tension cracks.
Borehole Deformation Meter	Device for measurement of diameters (deformation meter) is placed in borehole, and hole is overcored to relieve stresses on annular rock core containing deformation meter. Diameters (usually 3) are measured before and after overcoring. Modulus of rock is measured by laboratory tests on core; stresses are computed by elastic theory. (Ref. 35)	Measurement of absolute stresses in situ.	Stress field is affected by borehole. Analysis subject to limitations of elastic theory. Two boreholes at different orientations are required for determination of complete stress field. Questionable results in rocks with strongly time-dependent properties.

APPENDIX B (Continued)

METHODS OF SUBSURFACE EXPLORATION

<u>METHOD</u>	<u>PROCEDURE</u>	<u>APPLICABILITY</u>	<u>LIMITATIONS</u>
3. Methods of In Situ Testing of Soil and Rock (Continued)			
Inclusion Stressmeter	Rigid stress indicating device (stressmeter) is placed in borehole, and hole is overcored to relieve stresses on annular core containing stressmeter. In situ stresses are computed by elastic theory. (Ref. 35)	Measurement of absolute stresses in situ. Does not require accurate knowledge of rock modulus.	Same as above.
Borehole Strain Gauge	Strain gauge is cemented to bottom (end) of borehole, and gauge is overcored to relieve stresses on core-containing strain gauge. Stresses are computed from resulting strains and from modulus obtained by laboratory tests on core. (Ref. 35)	Measurement of absolute stresses in situ. Requires only one core drill size.	Same as above.
Flat Jack Test	Slot is drilled in rock surface producing stress relief in adjacent rock. Flat jack is grouted into slot and hydraulically pressurized. Pressure required to reverse deformations produced by stress relief is observed. (Refs. 35 and 36)	Measurement of one component of normal stress in situ. Does not require knowledge of rock modulus.	Stress field is affected by excavation or tunnel. Interpretation of test results subject to assumption that loading and unloading moduli are equal. Questionable results in rock with strongly time-dependent properties.
Hydraulic Fracturing Test	Fluid is pumped into sealed-off portion of borehole with pressure increasing until fracture occurs. (Ref. 35)	Estimation of minor principal stress.	Affected by anisotropy of tensile strength of rock.
Crosshole Seismic Test	Seismic signal is transmitted from source in one borehole to receiver(s) in other borehole(s), and transit time is recorded. (Ref. 37)	In situ measurement of compression wave velocity and shear wave velocity in soils and rocks.	Requires deviation survey of boreholes to eliminate errors due to deviation of holes from vertical. Refraction of signal through adjacent high-velocity beds must be considered in interpretation.

## METHODS OF SUBSURFACE EXPLORATION

<u>METHOD</u>	<u>PROCEDURE</u>	<u>APPLICABILITY</u>	<u>LIMITATIONS</u>
3. Methods of In Situ Testing of Soil and Rock (Continued)			
Uphole/Downhole Seismic Test	Seismic signal is transmitted between borehole and ground surface, and transit time is recorded. (Ref. 37)	In situ measurement of compression wave velocity and shear wave velocity in soils and rocks.	Apparent velocity obtained is time-average for all strata between source and receiver.
Acoustic Velocity Log	Logging tool contains transmitting transducer and two receiving transducers separated by fixed gage length. Signal is transmitted through rock adjacent to borehole, and transit time over the gage length is recorded as difference in arrival times at the receivers. (Refs. 38 and 39)	Measurement of compression wave velocity. Used primarily in rocks to obtain estimate of porosity.	Results represent only the material immediately adjacent to the borehole. Can be obtained only in uncased, fluid-filled borehole. Use is limited to materials with P-wave velocity greater than that of borehole fluid.
3-D Velocity Log	Logging tool contains transmitting transducer and receiving transducer separated by fixed gage length. Signal is transmitted through rock adjacent to borehole, and wave train at receiver is recorded. (Ref. 40)	Measurement of compression wave and shear wave velocity ties in rock. Detection of void spaces, open fractures, and zones of weakness.	Results represent only the material immediately adjacent to the borehole. Can be obtained only in uncased, fluid-filled borehole. Correction required for variation in hole size. Use is limited to materials with P-wave velocity greater than that of borehole fluid.
Electrical Resistivity Log	Apparent electrical resistivity of soil or rock in neighborhood of borehole is measured by in-hole logging tool containing one of a wide variety of electrode configurations. (Refs. 38 and 39)	Appropriate combinations of resistivity logs can be used to estimate porosity and degree of water saturation in rocks. In soils, may be used as qualitative indication of changes in void ratio or water content, for correlation of strata between boreholes, and for location of strata boundaries.	Can be obtained only in uncased boreholes. Hole must be fluid filled, or electrodes must be pressed against wall of hole. Apparent resistivity values are strongly affected by changes in hole diameter, strata thickness, resistivity contrast between adjacent strata, resistivity of drilling fluid, etc.



## METHODS OF SUBSURFACE EXPLORATION

<u>METHOD</u>	<u>PROCEDURE</u>	<u>APPLICABILITY</u>	<u>LIMITATIONS</u>
3. Methods of In Situ Testing of Soil and Rock (Continued)			
Neutron Log	Neutrons are emitted into rock or soil around borehole by a neutron source in the logging tool, and a detector isolated from the source responds to either slow neutrons or secondary gamma rays. Response of detector is recorded. (Refs. 38 and 39)	Correlation of strata between boreholes and location of strata boundaries. Provides an approximation to water content and can be run in cased or uncased, fluid-filled or empty boreholes.	Because of very strong borehole effects, results are generally not of sufficient accuracy for quantitative engineering uses.
Gamma-Gamma Log ("Density Log")	Gamma rays are emitted into rock around the borehole by a source in the logging tool, and a detector isolated from the source responds to back-scattered gamma rays. Response of detector is recorded. (Ref. 38)	Estimation of bulk density in rocks, qualitative indication of changes in density of soils. May be run in empty or fluid-filled holes.	Effects of borehole size and density of drilling fluid must be accounted for. Presently not suitable for qualitative estimate of density in soils other than those of "rock-like" character. Cannot be used in cased boreholes.
Borehole Cameras	Film-type or television camera in a suitable protective container is used for observation of walls of borehole. (Ref. 41)	Detection and mapping of joints, seams, cavities, or other visually observable features in rock. Can be used in empty, uncased holes or in holes filled with clear water.	Results are affected by any condition that affects visibility.

SPACING AND DEPTH OF SUBSURFACE EXPLORATIONS FOR SAFETY-RELATED<sup>1</sup> FOUNDATIONSTYPE OF STRUCTURESPACING OF BORINGS<sup>2</sup> OR SOUNDINGSMINIMUM DEPTH OF PENETRATION

## General

For favorable, uniform geologic conditions, where continuity of subsurface strata is found, the recommended spacing is as indicated for the type of structure. At least one boring should be at the location of every safety-related structure. Where variable conditions are found, spacing should be smaller, as needed, to obtain a clear picture of soil or rock properties and their variability. Where cavities or other discontinuities of engineering significance may occur, the normal exploratory work should be supplemented by borings or soundings at a spacing small enough to detect such features.

The depth of borings should be determined on the basis of the type of structure and geologic conditions. All borings should be extended to a depth sufficient to define the site geology and to sample all materials that may swell during excavation, may consolidate subsequent to construction, may be unstable under earthquake loading, or whose physical properties would affect foundation behavior or stability. Where soils are very thick, the maximum required depth for engineering purposes, denoted  $U_{MAX}$ , may be taken as the depth at which the change in the vertical stress during or after construction for the combined foundation loading is less than 10% of the in situ effective overburden stress. It may be necessary to include in the investigation program several borings to establish the soil model for soil-structure interaction studies. These borings may be required to penetrate depths greater than those depths required for general engineering purposes. Borings should be deep enough to define and evaluate the potential for deep stability problems at the site. Generally, all borings should extend at least 30 feet (9 meters) below the lowest part of the foundation. If competent rock is encountered at lesser depths than those given, borings should penetrate to the greatest depth where discontinuities or zones of weakness or alteration can affect foundations and should penetrate at least 20 feet (6 meters) into sound rock. For weathered shale or soft rock, depths should be as for soils.

<sup>1</sup>As determined by the final locations of safety-related structures and facilities.

<sup>2</sup>Includes shafts or other accessible excavations that meet depth requirements.

SPACING AND DEPTH OF SUBSURFACE EXPLORATIONS FOR SAFETY-RELATED<sup>1</sup> FOUNDATIONS

## TYPE OF STRUCTURE

SPACING OF BORINGS<sup>2</sup> OR SOUNDINGS

## MINIMUM DEPTH OF PENETRATION

Structures including buildings, retaining walls, concrete dams

Principal borings: at least one boring beneath every safety-related structure. For larger, heavier structures, such as the containment and auxiliary buildings<sup>2</sup>, at least one boring per 10,000 ft<sup>2</sup> (900 m<sup>2</sup>) (approximately 100-foot (30-meter) spacing). In addition, a number of borings along the periphery, at corners, and other selected locations. One boring per 100 linear feet (30 linear meters) for essentially linear structures.<sup>3</sup>

At least one-fourth of the principal borings and a minimum of one boring per structure to penetrate into sound rock or to a depth equal to  $d_{max}$ . Others to a depth below foundation elevation equal to the width of structure or to a depth equal to the foundation depth below the original ground surface, whichever is greater.<sup>3</sup>

Earth dams, dikes, levees, and embankments

Principal borings: one per 100 linear feet (30 linear meters) along axis of structure and at critical locations perpendicular to the axis to establish geological sections with groundwater conditions for analysis.<sup>3</sup>

Principal borings: one per 200 linear feet (60 linear meters) to  $d_{max}$ . Others should penetrate all strata whose properties would affect the performance of the foundation. For water-impounding structures, to sufficient depth to define all aquifers and zones of underseepage that could affect the performance of structures.<sup>3</sup>

Deep cuts,<sup>4</sup> canals

Principal borings: one per 200 linear feet (60 linear meters) along the alignment and at critical locations perpendicular to the alignment to establish geologic sections with groundwater conditions for analysis.<sup>3</sup>

Principal borings: one per 200 linear feet (60 linear meters) to penetrate into sound rock or to  $d_{max}$ . Others to a depth below the bottom elevation of excavation equal to the depth of cut or to below the lowest potential failure zone of the slope.<sup>3</sup> Borings should penetrate previous strata below which groundwater may influence stability.<sup>3</sup>

Pipelines

Principal borings: This may vary depending on how well site conditions are understood from other plant site borings. For variable conditions, one per 100 linear feet (30 linear meters) for buried pipelines; at least one boring for each footing for pipelines above ground.<sup>5</sup>

Principal borings: For buried pipelines, one of every three to penetrate into sound rock or to  $d_{max}$ . Others to 5 times the pipe diameters below the invert elevation. For pipelines above ground, depths as for foundation structures.<sup>3,5</sup>

Tunnels

Principal borings: one per 100 linear feet (30 linear meters),<sup>3</sup> may vary for rock tunnels, depending on rock type and characteristics, and planned exploratory shafts or pits.<sup>5</sup>

Principal borings: one per 200 linear feet (60 linear meters) to penetrate into sound rock or to  $d_{max}$ . Others to 5 times the tunnel diameter below the invert elevation.<sup>3,5</sup>

<sup>3</sup> Also supplementary borings or soundings that are design dependent or necessary to define anomalies, critical conditions, etc.

<sup>4</sup> Includes temporary cuts that would affect ultimate site safety.

<sup>5</sup> Supplementary borings or soundings as necessary to define anomalies.

## APPENDIX D

## REFERENCES

1. U.S. Army Corps of Engineers, Instrumentation of Earth and Rock-Fill Dams (Groundwater and Pore Pressure Observations), Engineer Manual EM 1110-2-1908, 1972.
2. E. R. Bates, Detection of Subsurface Cavities, Miscellaneous Paper, S-73-40, U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1973.
3. Task Committee for Foundation Design Manual, "Subsurface Investigation for Design and Construction of Foundations of Buildings," J. Soil Mech. Found. Div., American Society of Civil Engineers, 1972, V. 98(SM5): pp. 481-490, V. 98(SM6): pp. 557-578, V. 98(SM7): pp. 749-764, V. 98(SM8): pp. 771-785.
4. R. Glossop, "The Rise of Geotechnology and Its Influence on Engineering Practice," Eighth Rankine Lecture; Geotechnique 18(2), 1968, pp. 105-150.
5. W. J. Hall, N. M. Newmark, and A. J. Hendron, Jr., Classification, Engineering Properties, and Field Exploration of Soils, Intact Rock, and In Situ Masses, U.S. AEC Report WASH-1301, 1974.
6. U.S. Army Corps of Engineers, Soil Sampling, Engineer Manual EM 1110-2-1907, 1972, Chs. 3, 4.
7. U.S. Navy, Design Manual, Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, Virginia, 1971.
8. J. O. Osterberg and S. Varaksin, "Determination of Relative Density of Sand Below Groundwater Table," Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, STP 523, 1973, pp. 364-376.
9. R. H. Karol, "Use of Chemical Grouts to Sample Sands," Sampling of Soil and Rock, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, STP 483, 1971, pp. 51-59.
10. S. J. Windisch and M. Soulie, "Technique for Study of Granular Materials," J. Soil Mech. Found. Div., American Society of Civil Engineers, V. 96 (SM4), 1970, pp. 1113-1126.
11. M. J. Hvorslev, Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes, U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1949, pp. 51-139, 156-157.
12. C. M. Barton, "Borehole Sampling of Saturated Uncemented Sands and Grouts," Groundwater 12(3), 1974, pp. 170-181.
13. American Society for Testing and Materials, 1974 Annual Book of ASTM Standards, Part 19, Philadelphia, 1974, pp. 192-194, 206-207, 224-229, 261-263, 317-320.
14. H. E. Davis, "Suggested Method for Soil Investigation and Sampling by Hollow-Stem Auger Borings," Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, STP 479, 1969, pp. 69-70.
15. R. B. Peck, W. E. Hanson, and T. H. Thornburn, Foundation Engineering, John Wiley and Sons, Inc., New York, 2nd ed., 1974, pp. 105-106.
16. U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Earth Manual, 1st ed., Denver, Colorado, 1960, pp. 346-379.
17. K. Terzaghi and R. B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1963, pp. 299-300, 308-314, 322-324.
18. J. O. Osterberg, "New Piston Type Soil Sampler," Engineering News-Record 148, 1952, pp. 77-78.
19. J. O. Osterberg, "An Improved Hydraulic Piston Sampler," Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, USSR, Vol. 1.2, 1973, pp. 317-321.
20. W. Kjellman, T. Kallstanius, and O. Wager, Soil Sampler with Metal Foils, Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceeding No. 1, Stockholm, Sweden, 1950.
21. M. Rocha, A Method of Obtaining Integral Samples of Rock Masses, Association of Engineering Geologists, Bulletin 10(1), 1973, pp. 77-82.
22. G. B. Tirez, "Recent Trends in Underwater Soil Sampling Methods," Underwater Soil Sampling, Testing, and Construction Control, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, STP 501, 1972, pp. 42-54.
23. I. Nooranz, "Underwater Soil Sampling and Testing -- A State-of-the-Art Review," Underwater Soil Sampling, Testing, and Construction Control, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, STP 501, 1972, pp. 3-41.

SPACING AND DEPTH OF SUBSURFACE EXPLORATIONS FOR SAFETY-RELATED<sup>1</sup> FOUNDATIONS

TYPE OF STRUCTURE

SPACING OF BORINGS<sup>2</sup> OR SOUNDINGS

MINIMUM DEPTH OF PENETRATION

Reservoirs, impoundments

Principal borings: In addition to borings at the locations of dams or dikes, a number of borings should be used to investigate geologic conditions of the reservoir basin. The number and spacing of borings should vary with the largest concentration being near control structures and the coverage decreasing with distance upstream.

Principal borings: at least one-fourth to penetrate that portion of the saturation zone that may influence seepage conditions or stability. Others to a depth of 25 feet (7.6 meters) below reservoir bottom elevation.<sup>3</sup>

1.132-EM 48

FEDERAL RESERVE BANK OF NEW YORK  
 BRANCH OFFICE  
 60 WALL STREET  
 NEW YORK, N.Y. 10038  
 (212) 876-3100  
 FAX (212) 876-3100

FEDERAL RESERVE BANK OF NEW YORK  
 BRANCH OFFICE  
 60 WALL STREET  
 NEW YORK, N.Y. 10038  
 (212) 876-3100  
 FAX (212) 876-3100



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

GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION

OBRAS COMPLIMENTARIAS DE DRENAJE  
ESTUDIOS GEOTECNICOS  
PARA VIAS TERRESTRES.

NOVIEMBRE DE 1985.

## Obras complementarias de drenaje. Estudios geotécnicos para vías terrestres

### XI-1 INTRODUCCION

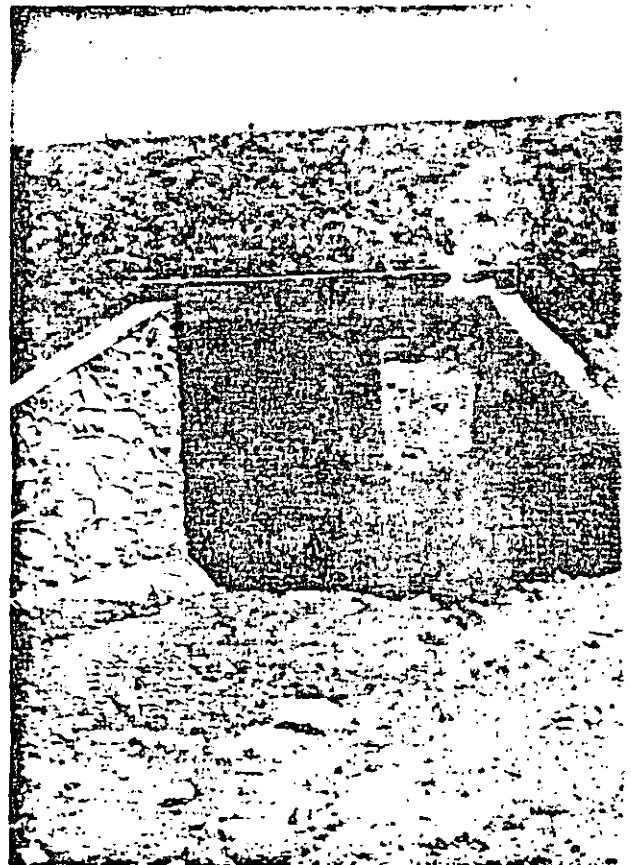
Como ya se ha mencionado en diversas ocasiones precedentes, el drenaje de una vía terrestre comprende varios matices que han de ser tratados separadamente. En el Capítulo VII de esta obra se discutieron ya los métodos que han ido imponiendo la teoría y la experiencia para el control de las aguas subterráneas, que afectan de un modo u otro a la vía terrestre llegando a ella por infiltración; se adoptó en aquella ocasión el nombre genérico de Subdrenaje para las técnicas de control de esas aguas, dejando el término Drenaje para la metodología de control de las aguas que llegan a la vía y la afectan por escorrentamiento superficial, independientemente de que dichas aguas hayan caído sobre o fuera de la vía terrestre propiamente dicha.

Las estructuras de drenaje más espectaculares de una vía terrestre son los puentes y las alcantarillas, responsables principales del drenaje transversal; es decir, del paso de grandes masas de agua, arroyos, ríos, etcétera a través de la obra, en una dirección más o menos perpendicular a ella. Suele llamarse a los puentes obras de drenaje mayor y a las alcantarillas de drenaje menor. La frontera entre ambos tipos de estructura no está, naturalmente, definida; convencionalmente, se acepta en México que un puente es la obra que tiene algún claro de longitud mayor que 6 m, reservándose el nombre alcantarilla para estructuras resueltas con claros menores, independientemente del hecho de que esos claros menores de 6 m pudieran repetirse varias veces, dando a la obra en conjunto una longitud más grande que ese límite. Una convención tal como ésta, aunque no necesariamente la misma, sirve para distinguir los puentes de las alcantarillas en todas las instituciones interesadas en otras partes del mundo.

Básicamente los puentes interesan desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos Aplicada sólo en lo que se refiere a su cimentación, cuyos problemas ya fueron tratados en un Capítulo anterior de esta

obra; también lo fueron, si bien someramente, los criterios de exploración de suelos que con ellos se relacionan (Capítulo III), así como aspectos que interesan a los terraplenes de acceso y algunos otros que en un momento u otro fueron discutidos en páginas anteriores de este libro. Así, no se siente la necesidad de insistir ahora en estas estructuras, por otra parte tan interesantes.

Las alcantarillas, son, como se dijo, en muchos aspectos similares a los puentes, pero se diferencian en dos que bastan para hacerlas merecedoras de un

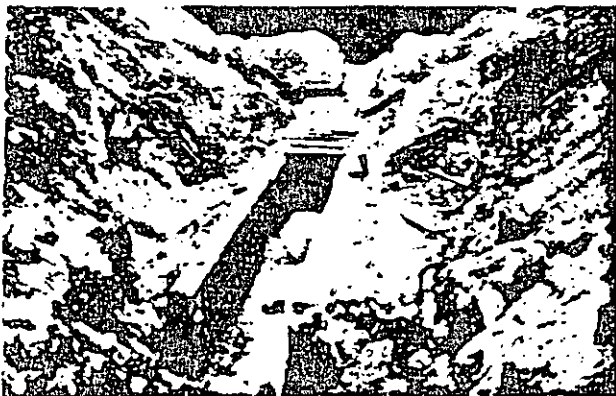


Alcantarilla típica en una carretera. Losa de concreto.

tratamiento definitivamente diferente. En primer lugar, son muchas y, en segundo representan individualmente niveles de inversión mucho más bajos. Esto hace que tradicionalmente el nivel de estudio que se dedica a los puentes sea distinto que el que se dedica a una alcantarilla. En los primeros se realizan rutinariamente estudios de exploración de suelos e investigaciones de laboratorio y sus cimentaciones son objeto de proyectos muchas veces muy elaborados, que hacen uso de las técnicas más sofisticadas, tales como los pilotes de punta o de fricción, los cilindros o los grandes cajones de cimentación (naturalmente no se hace aquí ninguna referencia a los muy importantes estudios hidrológicos e hidráulicos, que constituyen una parte medular del proyecto de los puentes). En las alcantarillas, por el contrario constituye la tónica común que los estudios de cimentación que se hacen para cada una de ellas sean someros; se trata, debe tenerse en cuenta, de llegar a garantizar en el terreno una capacidad de carga no muy elevada (generalmente son suficientes capacidades comprendidas entre 1.0 y 3.0 kg/cm<sup>2</sup>) y es raro ir más lejos de la simple inspección visual de muestras obtenidas en pozos a cielo abierto, con posteadoras u otras herramientas de uso barato y alcance restringido. El proyecto de la cimentación en sí, así como el estructural suele ser cuestión de proyecto tipo y tampoco suelen hacerse en las alcantarillas los estudios hidráulicos que son de rutina en los puentes. A despecho de lo generalizados que estén los criterios anteriores, debe pensarse que el gran número de alcantarillas que existen en las carreteras y en los ferrocarriles hace que, a fin de cuentas, su inversión total represente una cantidad mayor que la que se dedica a los puentes del mismo tramo. Para fijar ideas y citando números toscamente aproximados, puede decirse que el número común de alcantarillas puede no ser inferior a 3 ó 4 por kilómetro, en tanto que la inversión total que en las alcantarillas se hace puede alcanzar un 15 ó un 20 % del costo total de la vía. Ante magnitudes de inversión de tal orden y considerando que el colapso de una alcantarilla produce una interrupción local, pero generalmente completa de la vía, ha de plantearse la pre-

gunta de si la atención que se da tradicionalmente a estas estructuras es suficiente o está en los límites de lo prudente. La experiencia de los autores de este libro es que la falla de las alcantarillas es relativamente sistemática aunque sólo sea en el sentido de provocar problemas de conservación anormal y ocurre en un número muy superior a lo deseable; sin embargo, la misma experiencia indica que la mayoría de las alcantarillas que fallan no lo hacen por problemas de cimentación o por razones en las cuales la Mecánica de Suelos Aplicada juegue un papel relevante, sino por provisiones absolutamente insuficientes en lo que a la capacidad hidráulica de la estructura se refiere, relacionadas muchas veces con problemas de arrastre de sólidos, sedimentación y protección de las obras contra el embate de las aguas. Así, parece que el primer punto a preocupar en la búsqueda de una mejoría en los métodos para proyecto y construcción de alcantarillas deberá ser el procurar fundamentar mejor de lo que hasta ahora comúnmente se hace, su trabajo desde todos los puntos de vista hidráulicos. Es evidente que el gran número de estructuras por construir hará imposible la realización de un estudio hidráulico de detalle, bien fundado para cada una de ellas; también es cierto que quien pretendiera realizar tales estudios se encontraría en la imposibilidad de efectuarlos por la inexistencia de los datos estadísticos del comportamiento de los arroyos y las corrientes de agua que tales estudios suelen requerir. Se está, una vez más, ante la disyuntiva que es tan común en muchos aspectos del proyecto y la construcción de las vías terrestres y el problema ha de ser enfocado en la misma forma que se ha preconizado para otros similares en otras partes de este libro. Ha de renunciarse, como norma general de criterio, al estudio detallado de cada caso, adoptando en cambio métodos de obtención de información general, en que a un costo razonable pueda obtenerse un conocimiento panorámico suficiente para un tramo o una zona, que permita, junto con la aplicación de un criterio suficientemente generoso en la adopción de las secciones hidráulicas de detalle, llegar a proyectos de funcionamiento razonable. Desde este punto de vista, los estudios geológicos ya mencionados, especialmente los de fotointerpretación pueden ser de una ayuda invaluable, pero sobre todo serán útiles en este caso los estudios hidrológicos regionales, fuera del alcance de esta obra, que han revelado capacidad para proporcionar a un costo muy bajo por kilómetro de vía, información de carácter general lo suficientemente útil para poner al ingeniero proyectista al cubierto de errores de consideración.

Aun cuando los problemas hidráulicos sean los más destacados y frecuentes en el comportamiento de las alcantarillas, no deja de haber otros relacionados más o menos directamente con la Mecánica de Suelos Aplicada; dejando a un lado los obvios de cimentación, seguramente los problemas más importantes de esta clase son los que tienen que ver con



Construcción de una alcantarilla de losa.



vocación, con erosión o con tubificación de los terraplenes de acceso. La compactación del colchón de tierra sobre y a los lados de la alcantarilla juega también un papel de importancia. La mala ubicación de la alcantarilla en relación al cauce que se drena o a la terracería que la abriga contribuye muchas veces a generar o a agravar estos problemas.

En lo que a las consideraciones geotécnicas se refiere, los estudios de las alcantarillas tienen las mismas limitaciones que se comentaron para los problemas hidráulicos. La necesidad de fundamentar las recomendaciones de proyecto de cimentación, por ejemplo, en estudios someros y expeditos lleva a establecer la conveniencia de que éstos queden en manos de ingenieros con sólida preparación y sólida experiencia en el campo de la Mecánica de Suelos Aplicada. Conviene incorporar la responsabilidad de estas recomendaciones a los estudios geotécnicos generales, que necesariamente han de estar en manos de especialistas.

Además de estas obras bien conocidas de drenaje deben disponerse en un ferrocarril o en una carretera otras obras menos conocidas fuera del campo especializado, que contribuyen a encauzar y eliminar las aguas superficiales que de otro modo causarían daños. Suele darse a estas obras el nombre genérico de Obras Complementarias de Drenaje. Como tales se entenderán en esta obra a las siguientes:

- El bombeo
- Las guarderías
- Los bordillos
- Los lavadetes
- Las bajadas
- Las bermas
- El uso apropiado de vegetación
- Los bordos
- Las cunetas
- Las contracunetas
- Los canales interceptores

Además de las anteriores, de definición y clasificación bien conocida, existe todo un conjunto de obras de canalización, conducción y eliminación que suelen construirse en un caso dado, según las necesidades específicas de ese caso, pero que carecen de encasillamiento general.

Las obras complementarias de drenaje no son de uso universal o rutinario; por lo menos, no deben serlo. Son obras que deben hacerse sólo en el lugar en que se requieran, pues de otra manera se derrochará dinero y se producirán, inclusive, resultados contraproducentes.

En lo que sigue se analizarán someramente estas obras, así como los criterios para su ubicación y construcción. Desgraciadamente lo que puede decirse al respecto es poco, pues aunque el tema reviste gran importancia práctica ha sido poco estudiado y menos, seriamente investigado, por lo que puede decirse que básicamente se encuentra aún dentro de las nor-

mas del arte del constructor, pero un tanto ajeno a una metodología científica.

## XI-2 EL BOMBEO

Dentro de la terminología de las Obras Complementarias de Drenaje, se denomina Bombeo a la pendiente transversal que se da en las carreteras y en las aeropistas para permitir que el agua que directamente cae sobre ellas escurra hacia sus dos hombros. En los caminos normales de dos bandas de circulación y en secciones en tangente es común que el bombeo se disponga con un 2% de pendiente desde el eje del camino hasta el hombro correspondiente; en las secciones en curva, el bombeo se superpone con la sobreelevación necesaria, de manera que según se entra a la curva, esta última domina rápidamente, de manera que la pendiente transversal ocurre sin discontinuidades, desde el hombro más elevado al más bajo; en este caso y dentro de la transición de la sección en tangente a la de plena curva, suele haber un trecho en el que se complica un poco la conformación de una pendiente transversal adecuada, siendo éste un problema que debe resolverse en cada caso, pero al que ayuda siempre la existencia de pendiente longitudinal. En las carreteras con pavimento rígido el bombeo puede ser un poco menor, por ejemplo del orden de 1.5%.

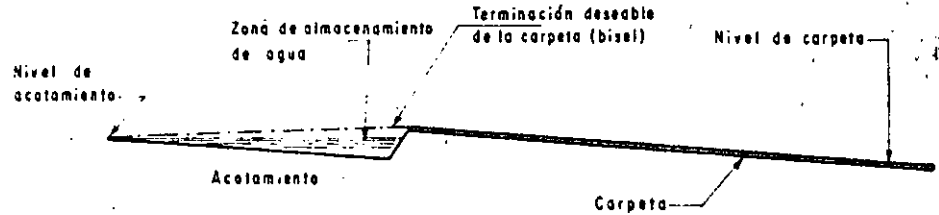
En las aeropistas se dispone también el bombeo desde el eje hacia los hombros, con pendiente de 1.5% generalmente. En México se ha llegado a aceptar 1.25%.

En las carreteras de más de dos bandas de circulación pueden presentarse dos casos típicos. O se tiene un camellón central relativamente estrecho o se tiene uno muy amplio, generalmente sembrado de pasto. En el primer caso, es común que el bombeo tenga lugar del camellón hacia ambos hombros, pero en el segundo es común que se disponga un bombeo mixto, en dos vertientes, con pendientes desde el eje de cada banda hacia el hombro respectivo y hacia la sección central de la vía, en la cual suele existir un elemento de canalización.

Es común que en las curvas se produzca una zona de almacenamiento de agua en la parte del acotamiento que linda con la carpeta en el hombro más alto cuando, como sucede a veces, dicha carpeta tiene un nivel algo más alto que el del acotamiento. Para evitar esta zona de almacenamiento de agua e infiltración es recomendable terminar la orilla de la carpeta en bisel (Fig. XI-1).

Cuando se construyen terraplenes sobre suelos blandos, el bombeo, tiende a perderse con el tiempo, porque se produce mayor asentamiento en el centro de la sección que en sus hombros; el cálculo de asentamientos permite conocer esa diferencia en el valor de dicho asentamiento, a fin de hacer una previsión en el proyecto, exagerando el bombeo inicial, para

Figura XI-1. Terminación de la carpeta para evitar encharcamiento en zonas interiores de curvas.

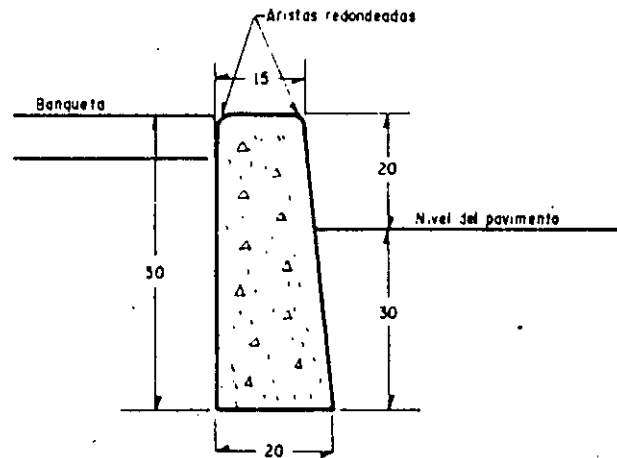


evitar o, por lo menos, reducir el problema, que tiene su importancia práctica, pues no debe olvidarse que las eventuales renivelaciones futuras habrían de hacerse con material de carpeta, que es el más costoso.

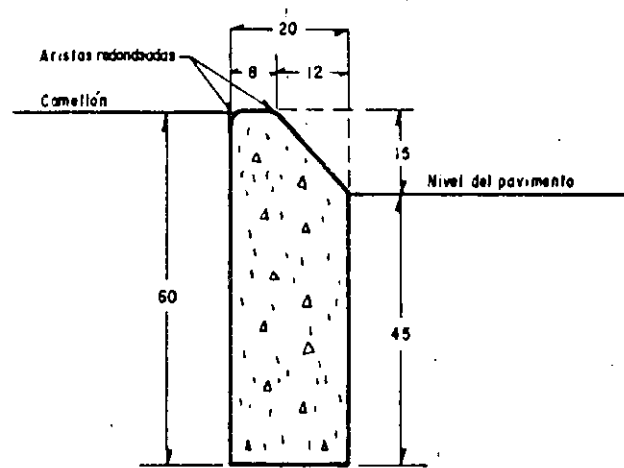
En caminos revestidos seguitamente conviene que el bombeo no baje de 1% para dar muy rápida salida al agua transversalmente; en estos caminos modestos hay tendencia a transitar por la zona central, lo que provoca la formación de surcos en el revestimiento, con desplazamiento del material hacia afuera, formándose zonas de encharcamiento muy perjudiciales, si el bombeo no es fuerte.

En las autopistas de 4 o más bandas de circulación y camellón central suele ser un grave problema la acumulación en el camellón de toda el agua que se colecta en el ala más elevada de las curvas con sobre-elevación; eventualmente ha llegado a suceder que inclusive el agua rebasa el camellón que la represa, invadiendo la otra ala de la autopista; para evitar este peligro se dejan pequeñas interrupciones en el camellón, de trecho en trecho, con lo que el agua se concentra en ellas y pasa al ala opuesta. La solución definitiva de este problema es la construcción de un colector subterráneo bajo el camellón, al que pueda llegar el agua por bocas de tormenta situadas en el propio camellón y dispuestas en un tramo de longitud suficiente; el agua que se concentre en el colector subterráneo ha de ser eliminada en forma conveniente. Obviamente esta es una solución cara, si se piensa que habría de ser aplicada en todas las curvas de la autopista. No existe una solución barata de tipo general a este problema. Cuando la conformación de la superficie de la curva es favorable, podría sustituirse el colector profundo por una caja de concreto con una sola entrada y su salida correspondiente; esto podrá hacerse pocas veces, pues la mayoría de las curvas serán amplias. Otra solución ocasional podría ser la construcción de una pequeña cameta en el espacio del camellón, guardando todas las normas que la Ingeniería de Tránsito impondría a una depresión tal, vecina de las bandas de circulación de alta velocidad. El problema es difícil y sus efectos, muy perjudiciales para el tránsito; en cada caso deberá buscarse la solución que mejor se adapte a las condiciones geométricas.

en las orillas de las banquetas, para contener a las mismas y evitar que deslicen sobre la superficie de rodamiento; a la vez tienen la función de proteger a las banquetas contra la acción del tránsito. En las carreteras, las guarniciones se construyen con los mismos objetivos en las banquetas de los puentes, de las casetas de cobro de peaje y de pasos a desnivel y en algunos tipos de los camellones que separan las bandas de circulación de las autopistas o que se



A.- Guarnición en camellones laterales y banquetas



B.- Guarnición en camellón central

EN AMBOS CASOS:

- 1.- Dimensiones en cm
- 2.- Juntas de Dilatación de cartón asfaltado de 0.3 cm de espesor deberán disponerse a cada 6.0 m como máximo
- 3.- Concreto de  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

XI-3 LAS GUARNICIONES

En zonas urbanas, las guarniciones se construyen

Figura XI-2. Formas típicas de guarniciones (Ref. 1).

construyen en entronques, isletas de pasos a nivel, etcétera.

Las guarniciones tienen relación con el drenaje, aunque ese no sea su objetivo principal, pues canalizan el agua que escurre en la superficie de rodamiento, guiándola hacia salidas especialmente dispuestas.

(La forma típica de las guarniciones se presenta en la Fig. XI-2 Ref. 1).

La forma trapecial se dispone para dar mayor resistencia a la sección al vuelco; el mismo objetivo se busca con la esbeltez de la sección, que permite una longitud de empotramiento conveniente.

Es práctica de algunos países colocar una verdadera guarnición enterrada entre la orilla de la carpeta y los acotamientos; se busca proteger al pavimento dándole, el confinamiento que le falta en las zonas de borde. Si esta guarnición se pinta adecuadamente, constituye un excelente medio de señalización; si la parte ligeramente sobresaliente es corrugada es una muy buena advertencia para el conductor que permite que su vehículo salga de la zona de carpeta (Ref. 1). Si se adopta esta solución, ha de prevverse desde la construcción de las capas inferiores del pavimento, adoptando las precauciones necesarias para que no impida el drenaje lateral del mismo (Ref. 2).

Las guarniciones se construyen usualmente de concreto, pero la piedra pudiera ser conveniente, si existe este material y abunda la mano de obra. La construcción presenta el problema específico del curado, que siempre será molesto y, a veces, de difícil y costosa solución en zonas en que el agua escasea mucho; generalmente se requieren 6 riegos al día. Se han empleado con éxito productos comerciales que facilitan el curado de la mezcla.

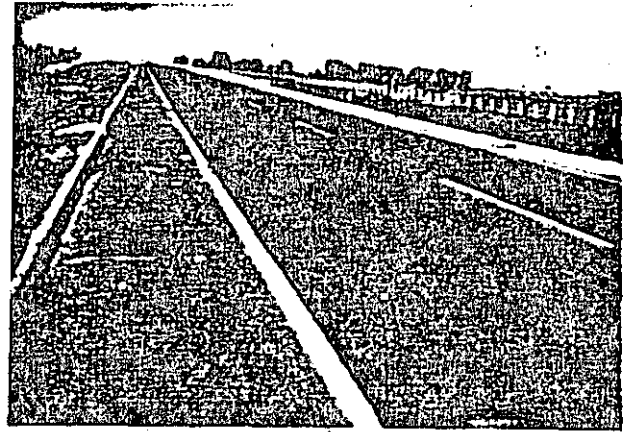
En la construcción de guarniciones de concreto se utiliza cimbra deslizante, de madera o de lámina de acero, siendo preferible las últimas por ser más fáciles de manejar y más durables, además de que logran mejor acabado en la guarnición.

Conviene siempre vibrar el concreto.

Se ha dicho en algunas ocasiones que la guarnición, sobre todo si es relativamente alta puede constituir un obstáculo psicológico para el tránsito, lo que produce un efecto de canalización que reduce los anchos efectivos; por este concepto, no conviene que sobresalgan más de 15 ó 20 cm.

#### XI-4 LOS BORDILLOS

Los bordillos son estructuras que se colocan en el lado exterior del acotamiento en las secciones en tangente, en el borde opuesto al corte en las secciones en balcón o en la parte interior de las secciones de terraplén en curva. Son pequeños bordos que forman una barrera para conducir el agua hacia los lavaderos y las bajadas, evitando erosiones en los taludes



Vista de un bordillo.

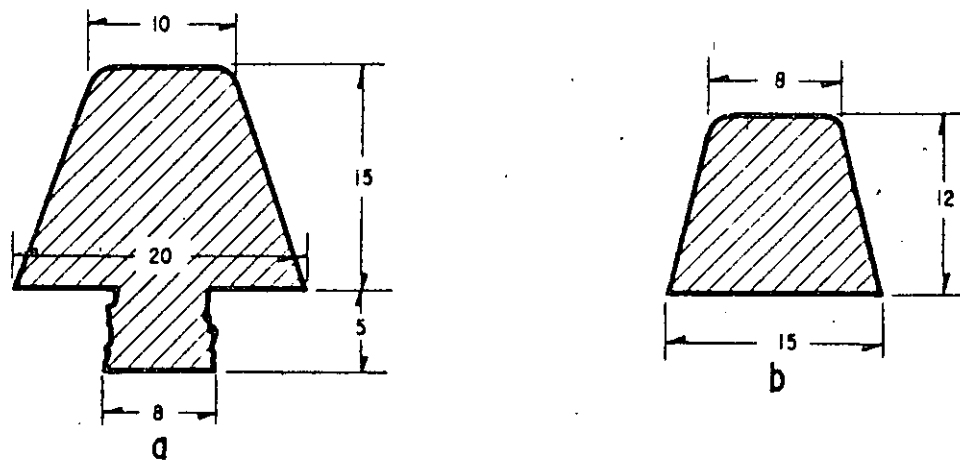
y saturación de éstos por el agua que cae sobre la corona del camino (Ref. 1).

La práctica mexicana utiliza generalmente bordillos de sección trapecial, de concreto asfáltico o hidráulico (Fig. XI-3. Ref. 1).

El anclaje que muestra el bordillo tipo a lo fija muy adecuadamente al material del acotamiento, protegiendo el alineamiento; el anclaje no se construye continuo, sino intermitente, por ejemplo, en pequeños tramos de 8 ó 10 cm cada 6 m. Seguramente el bordillo del tipo b es el que con más frecuencia puede verse en las carreteras mexicanas.

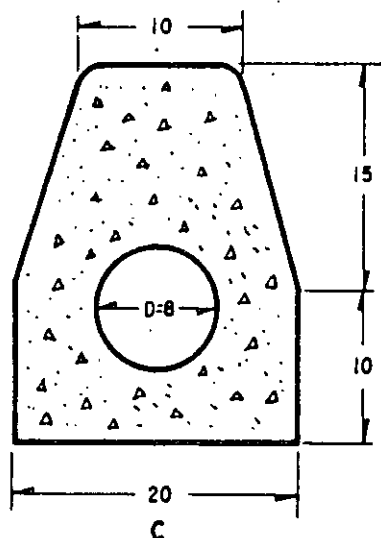
La altura del bordillo debe ser suficiente para que no sea rebasado por el agua almacenada, pero no debe rebasar ciertos límites, arriba de los cuales crea una sensación psicológica de confinamiento que es inconveniente para el vehículo que ha de estacionarse en el acotamiento o eventualmente circular por él; los bordillos demasiado altos también pueden impedir la apertura de puertas de los vehículos estacionados. Seguramente no debe pasarse de 25 cm en la altura de los bordillos, pero funcionarán muy bien en la gran mayoría de los casos estructuras, con 12 ó 15 cm.

Para la construcción de los bordillos se utiliza preferentemente el concreto asfáltico o el hidráulico; podría pensarse en utilizar la piedra en donde exista y se desee el empleo masivo de mano de obra. En la construcción de bordillos de concreto asfáltico o hidráulico ha de emplearse cimbra metálica o de madera, a no ser que se disponga de máquinas especiales, que permitan la construcción en forma mucho más expedita de lo que permite el empleo de cimbra, que da lugar a operaciones lentas y caras. Las máquinas especiales tienen un molde de la estructura que es alimentado del material correspondiente por un tornillo sin fin; en estos casos es esencial vigilar la velocidad de avance de la máquina, que define la consistencia estructural y el buen acabado de la obra. En el uso del concreto asfáltico es también muy importante un adecuado control de la temperatura; valores elevados de ésta conducen a obras sin la debida liga, que se desintegran, en tanto que temperaturas



Bordillo con anclaje

Bordillos de concreto asfáltico, elaborado con material pétreo de tamaño máximo de 3/4" y cemento asfáltico No. 6 en proporción aproximada de 100 kg/m<sup>3</sup> de material pétreo



Todas las dimensiones están en centímetros

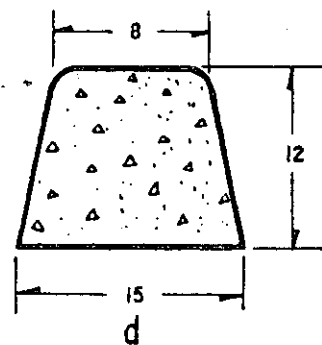


Figura XI-3. Tipos de bordillos comunes en la práctica mexicana (Ref. 1).

Bordillos de concreto hidráulico, con  $f'_c = 150 \text{ km/cm}^2$

bajas producen estructuras poco consistentes, por manejarse un producto de excesiva viscosidad. Ciento treinta grados centígrados es quizá un valor recomendable para la temperatura, en condiciones normales (Ref. 1).

Especialmente los bordillos de concreto hidráulico requieren juntas de expansión, que suelen disponerse cada 10 m. En este mismo material deberá cuidarse especialmente el curado.

La tabla XI-1 (Ref. 1) proporciona los límites entre los que debe mantenerse la curva de distribución granulométrica del material pétreo que se incorpore a la planta en la que se fabrique el concreto asfáltico para bordillos.

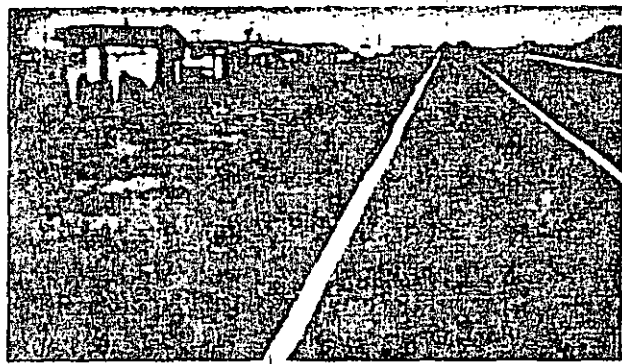
El gasto que debe esperarse para ser canalizado por un bordillo puede calcularse en función del área drenada (entre lavaderos), de la precipitación máxima por hora y de la duración de ésta.

TABLA XI-1

Requerimientos granulométricos de materiales pétreos utilizados en el concreto asfáltico para bordillos, según la práctica mexicana (Ref. 1)

Malla	% que pasa, en peso
3/4"	—-100
1/2"	100-85
3/8"	100-75
Nº 4	80-60
Nº 8	60-45
Nº 50	30-18
Nº 200	15-5

Al aumentar la pendiente longitudinal de la carretera aumenta la velocidad de escurrimiento del agua confinada por los bordillos y, por consiguiente,



Acotamiento, bordillo y terraplén bien vegetado.

disminuyen el requerimiento de área hidráulica, el tirante y el ancho de la lámina de agua. Todos los anteriores son efectos deseables y contribuyen a fundamentar el criterio de que es siempre conveniente que exista algo de pendiente longitudinal en las carreteras. Los efectos anteriores también se favorecen si el coeficiente de rugosidad de los acotamientos es bajo, lo que conduce a la conveniencia de tener un buen acabado superficial en esas zonas. Por otro lado cabe comentar que el tirante o el ancho de la lámina que escurra confinada por el bordillo son funciones muy poco sensibles a la pendiente longitudinal, de manera que bastará disponer un pequeño valor de este concepto en la vía terrestre para tener garantizado un escurrimiento adecuado. La Ref. 3 contiene una exposición bastante completa de los métodos para el análisis hidráulico de los bordillos, tema que se considera fuera de la esfera de interés de este libro.

La liga entre los bordillos y los lavaderos o bajadas que finalmente eliminan al agua de la corona de la vía debe ser motivo de atención, para el mantenimiento eficiente del sistema; a este respecto conviene deprimirla ligeramente la superficie del acotamiento cerca de la entrada de los lavaderos. En algunos países de Europa se construyen los bordillos en forma de T, siendo la parte vertical el bordillo propiamente dicho y la horizontal, de unos 50 cm, parte del acotamiento, si esta última se maneja con una pendiente adecuada puede llegarse prácticamente a la construcción de una cuneta, con base en la cual es muy fácil canalizar convenientemente el agua y establecer una liga muy adecuada con lavaderos y bajadas. El uso de una sección como ésta es caro y seguramente solo se justifica en caminos importantes, en zonas excepcionalmente lluviosas y cuando se utilizan materiales muy erosionables.

Lo usual es unir el bordillo con los lavaderos por medio de dos curvas, continuando la zona deprimida del acotamiento. La curva correspondiente al lado aguas arriba del bordillo respecto al lavadero suele hacerse más amplia que la de aguas abajo, para facilitar el paso del agua.

Como todas las obras complementarias de drenaje los bordillos no deben verse como soluciones rutina-

rias de uso indiscriminado, sino sólo proyectarse en donde realmente sean necesarios. En principio un bordillo es un obstáculo a la rápida eliminación del agua en la dirección transversal; por ende resultará contraproducente desde este punto de vista. Sólo deberán utilizarse, por lo tanto, en aquellos lugares en que el escurrimiento del agua sobre los terraplenes cause trastornos, porque el material que forme los taludes sea realmente erosionable y esté desprotegido. Es importante considerar que la protección con vegetación en los taludes de los terraplenes es una alternativa a la construcción de bordillos, pues materiales bien protegidos por especies vegetales ya no se erosionan. Otra protección que puede hacer innecesarios a los bordillos es la que se obtiene en forma natural en terraplenes muy bajos (menos de 1.50 m de altura), es los que el agua no puede alcanzar velocidades erosivas. Finalmente, otro factor a ponderar será evidentemente la intensidad y duración de los períodos de precipitación pluvial.

La conservación de los bordillos es costosa. En ocasiones, llega a ser innecesaria, cuando los taludes se vegetan suficientemente con el tiempo; en tales casos los bordillos deberán eliminarse.

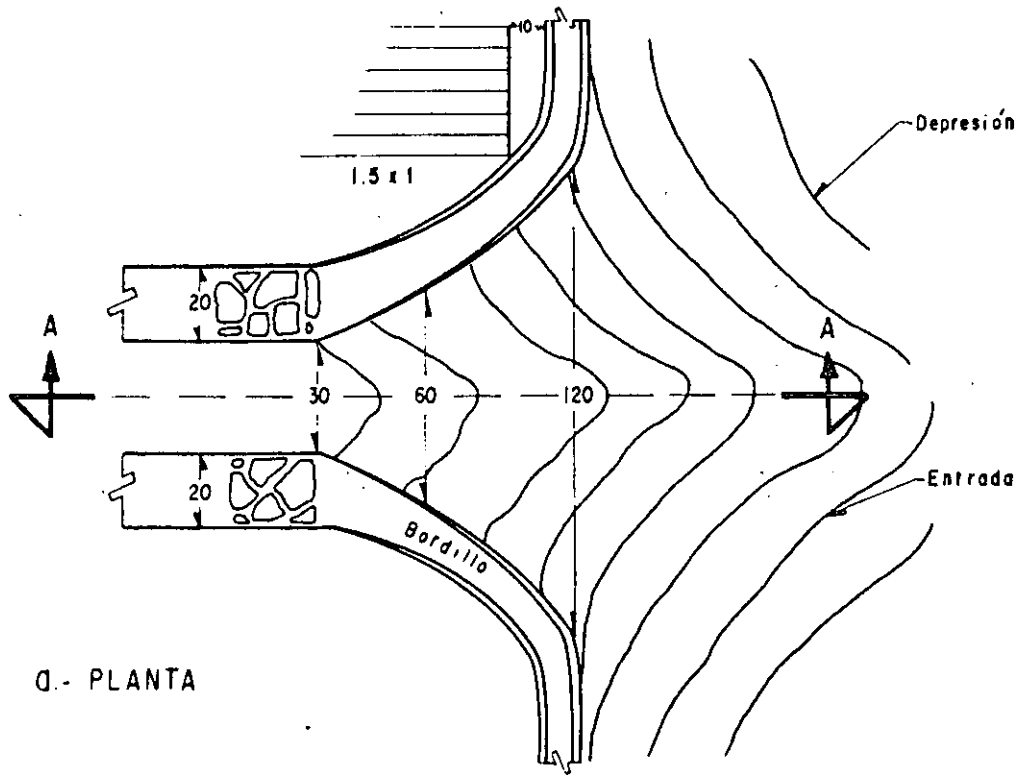
## XI-5 LOS LAVADEROS

Los lavaderos son canales que se conectan con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes, con la misión de conducir el agua de lluvia que escurra por los acotamientos hasta lugares alejados de los terraplenes, en donde ya sea inofensiva. En general son estructuras de muy fuerte pendiente y en esta circunstancia radica la mayoría de los peligros que los aquejan.

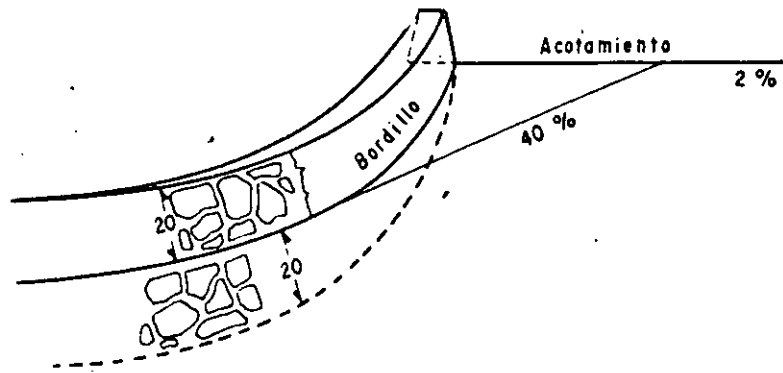
Cuando se disponen en los caminos están sobre los terraplenes, sobre los lados en terraplén de cortes en balcón (generalmente a la entrada y a la salida) o en los lados interiores de curvas, cuando corresponden a secciones también en terraplén. En tramos en tangentes suelen disponerse cada 60 ó 100 m, pero esta separación puede ser variable, dependiendo de la pendiente longitudinal de la vía terrestre y del régimen de precipitación pluvial en la zona. La Fig. XI-4 (Ref. 1) muestra la planta típica de un lavadero construido en mampostería, un corte según su eje longitudinal y una perspectiva de su disposición en una carretera.

La capacidad del umbral de entrada del lavadero dependerá de la separación entre ellos, del gasto total que escurra por el bordillo y del tirante en una sección inmediatamente antes del umbral. Izzard (Refs. 3 y 4) proporciona la siguiente fórmula para el cálculo de la longitud del umbral de entrada al lavadero, que toma en cuenta el cambio brusco de dirección que ha de sufrir el agua en ese lugar:

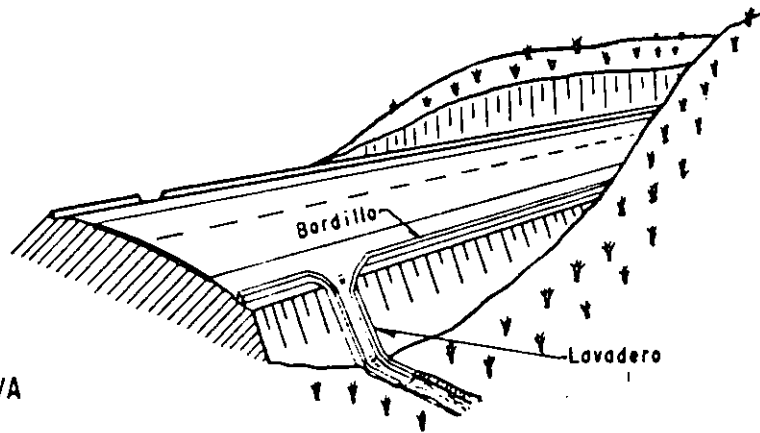
$$L_u = \frac{Q}{0.386 (a + y)^{3/2}} \quad (11-1)$$



a.- PLANTA

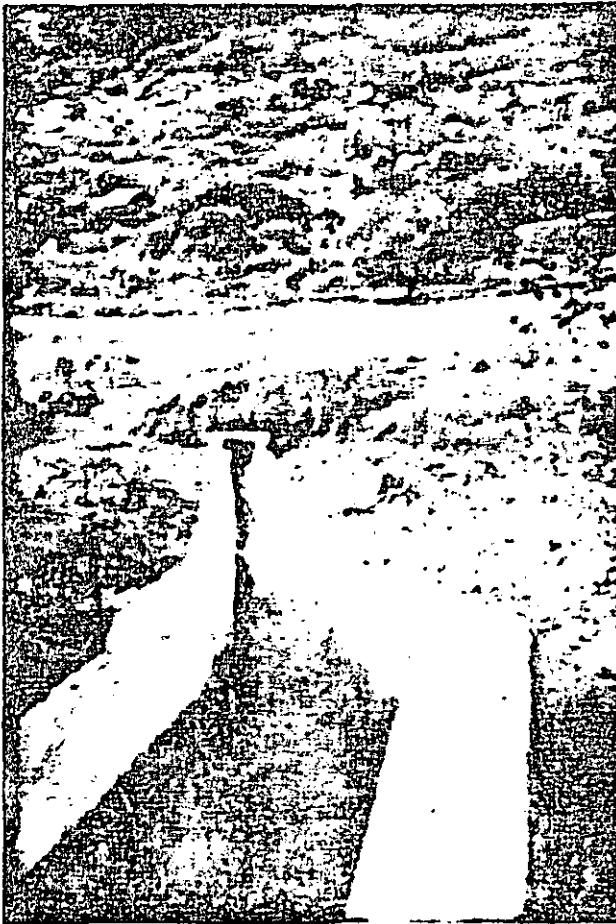


b.- CORTE A-A



c.- PERSPECTIVA

Figura XI-4. Lavadero (Ref. 1).



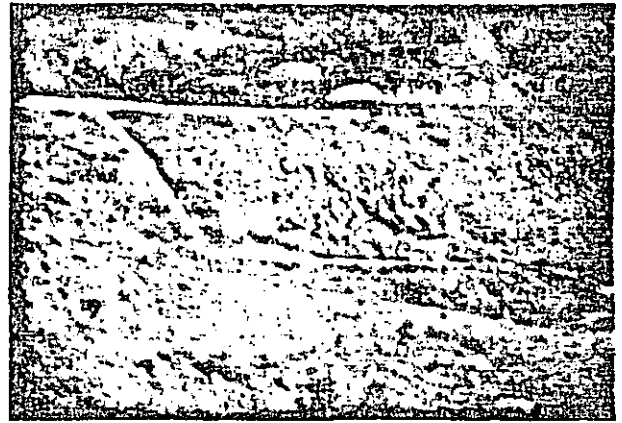
Un lavadero de mampostería, con plantilla de acero, en correcto funcionamiento.

donde:

- $L_e$  es la longitud del umbral de entrada al lavadero, en m
- $Q$  es el gasto que llega al lavadero y ha de descender por él, en m<sup>3</sup> seg.
- $a$  es el desnivel entre el acotamiento y la sección más deprimida del umbral de entrada al bordillo, en m. Generalmente es del orden de 0.06 m
- $y$  es el tirante de escotrimiento sobre el acotamiento, en una sección próxima al umbral de entrada, en m.

Por lo difícil que es de lograr que todo el gasto que baja confinado por el bordillo sea captado por el lavadero, dado el brusco viraje que el agua ha de hacer, es usual aceptar que únicamente entre el 80 y 90 % del agua sea captada.

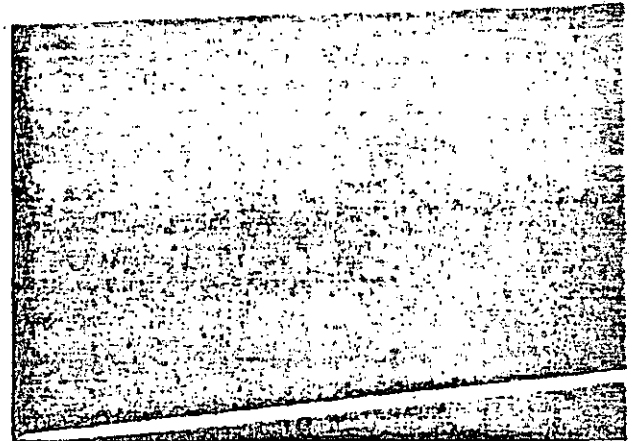
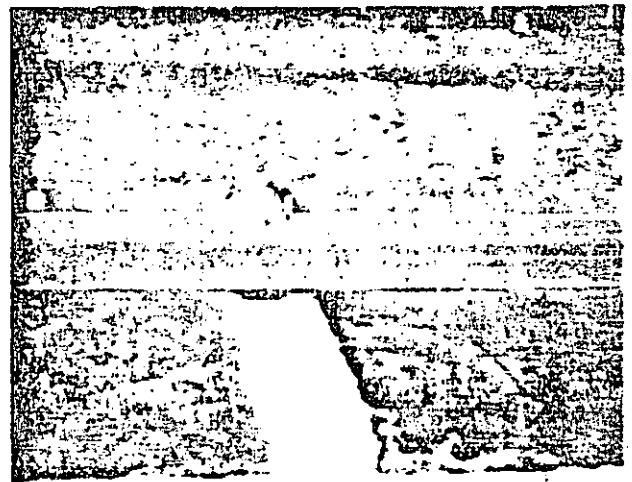
A despecho de la fórmula anterior, lo común es que las entradas de todos los lavaderos sean iguales, con capacidades de descarga muy similares, manejándose las diferentes necesidades de captación más bien con base en la separación entre lavaderos. Si  $L$  es la longitud del umbral de entrada del lavadero elegida como estándar y  $L_e$  es la longitud necesaria para



Integración de un lavadero a los sistemas generales de drenaje.

captar todo el gasto que llegue, la Fig. XI-5 (Ref. 3) proporciona la porción del gasto total que es capaz de captar la entrada de longitud  $L$ ; en la figura se denomina  $Q$  al gasto total que llega y  $Q_c$  al gasto captado.

En la Fig. XI-6 (Ref. 3), complementaria de la anterior, puede calcularse la longitud necesaria en la entrada del lavadero ( $L_e$ ) para captar todo el gasto  $Q$  que llega a ella.



Un lavadero instalado en la zona central de una autopista con bandas separadas.

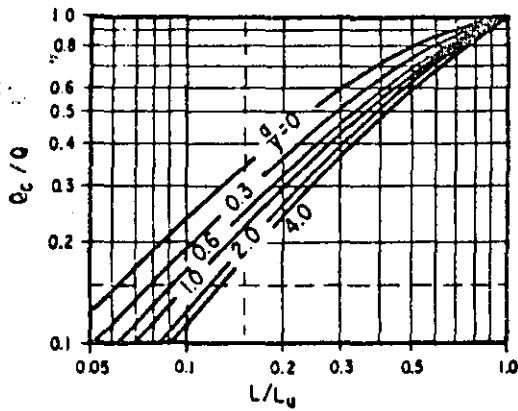


Figura XI-5. Porción del gasto total que es capaz de captar una entrada de lavadero de longitud  $L$ . (Ref. 3).

En las Figs. XI-5 y XI-6,  $a$  y  $y$  ( $y_e$ ) tienen los sentidos que se describieron en relación a la fórmula 11-1.

El lavadero propiamente dicho es la rápida revestida que va desde el umbral de entrada en la parte alta del terraplén hasta los cerros del mismo o, yendo aun más adelante, hasta donde se efectúe la descarga final del agua para que ésta sea inofensiva. Es usual que la bajada tenga una sección estándar (Fig. IX-1) y el dimensionamiento hidráulico se hace verificando, a partir del gasto de entrada, la altura en los

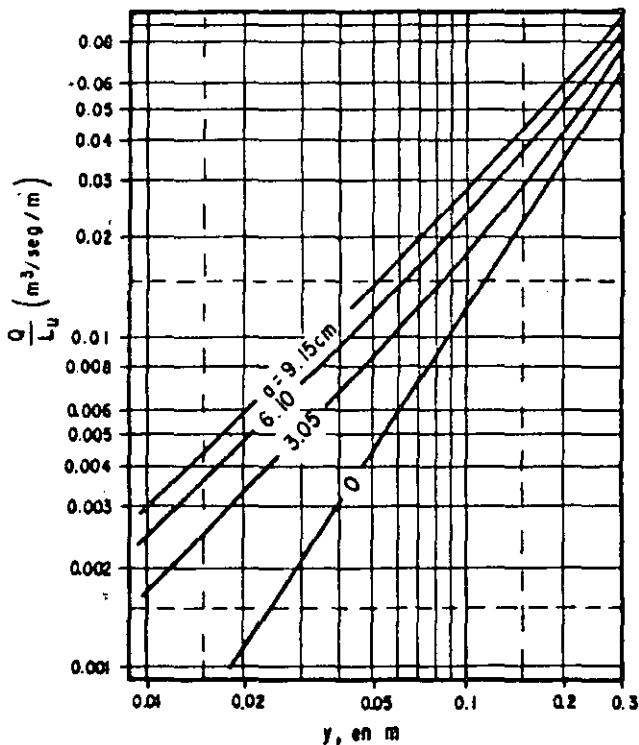
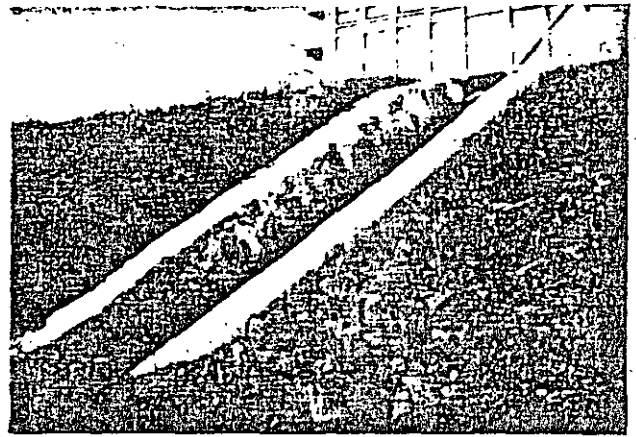


Figura XI-6. Longitud de entrada a un lavadero para captar todo el gasto de llegada (Ref. 3).



Lavadero de mampostería sin adecuada protección de salida.

bordos del lavadero. En la Ref. 3 se mencionan los criterios para efectuar este diseño hidráulico.

Las fuertes velocidades con que el agua baja por el lavadero harían en principio necesaria la construcción de una caja disipadora de energía al pie del mismo, con objeto de evitar erosiones del propio lavadero al pie del terraplén; la alternativa sería la prolongación del lavadero en un abanico de amortiguación y en la longitud suficiente. La construcción de la caja disipadora sería quizá todavía más imperativa si en lugar de utilizar bajada abierta se proveyese al lavadero de un tubo de caída. Una solución tan completa desde el punto de vista hidráulico resultaría demasiado costosa, por lo que desde las primeras investigaciones sobre estos temas se procuró hallar otra solución diferente que amortiguase la energía adquirida por el agua en la bajada a menos costo; la solución parece ser dar gran rugosidad a la plantilla del lavadero provocando un flujo de bajada fuertemente turbulento, con arrastre de aire en la vena líquida, lo que parece reducir la energía de la bajada en forma suficiente. La mampostería muy rugosa o el escalonamiento de la plantilla parecen producir muy buenos resultados. De todas maneras, cuando la altura del terraplén es grande y el gasto que se elimina de consideración, subsiste el problema de la erosión a la salida del lavadero, en el pie del talud, donde pueden producirse erosiones muy peligrosas, que en añadidura son remontantes y pueden conducir a la destrucción de la obra. En estos casos será imprescindible que el ingeniero responsable ejerza una vigilancia especial, construyendo obras de disipación y encauzamiento donde se vean necesarias.

La rugosidad necesaria en la plantilla puede incrementarse también colocando piedras ahogadas parcialmente en el concreto, cuando los lavaderos se hacen con este material. Los detalles del funcionamiento hidráulico de estas plantillas rugosas pueden verse también en la multicitada Ref. 3. De la misma se extrae, como norma de criterio la Fig. XI-7, que pro-





Defecto de andaje en un lavadero metálico.

porciona las velocidades permisibles para el pie del lavadero de plantilla rugosa, en función del material del terraplén, del que constituya el terreno natural en el lugar de la descarga o de la protección que se haga en dicho lugar.

Es interesante hacer notar que los cálculos hidráulicos parecen concluir (Ref. 1) que la velocidad máxima que el agua alcanza en los lavaderos de plantilla rugosa se produce a muy corta distancia del umbral de entrada, por lo que la vigilancia en lo que respecta a la erosión al pie de la estructura deberá centrarse más bien con base en los materiales que existan en el lugar de descarga, ejerciéndose en forma prácticamente independiente de la longitud del lavadero.

Un punto importante en la construcción de los lavaderos es darles suficiente estabilidad dentro del cuerpo del terraplén, por lo que suelen hundirse en éste, llegando la corona de sus muretes de borde al nivel del material del talud. La práctica de la colocación directa del lavadero sobre el talud debe verse siempre como inadecuada.

Los lavaderos se construyen muy frecuentemente de mampostería con junteo de lechada de cemento en proporción 1:4. También se hacen de concreto, como se dijo y, finalmente, se construyen de media sección de tubo de lámina galvanizada corrugada con juntas atornilladas; en este último caso, el tubo debe salir de una plantilla de mampostería o de concreto, con cuyos materiales deberá construirse invariablemente la entada, así como rematar en un final de bajada también de mampostería o de concreto; es muy recomendable que en zonas intermedias de su desarrollo, el tubo se amarre con silletas de mampostería.

En terraplenes muy altos puede convenir colocar los lavaderos transversal y longitudinalmente, colocando algunas secciones en la dirección longitudinal sobre la superficie del talud, para captar y eliminar las aguas que caen directamente sobre éste, formando así una verdadera retícula canalizadora.

Los lavaderos se colocan también como elementos eliminadores del agua captada por cunetas y contracunetas, estructuras de drenaje que se mencionan más adelante. En este caso se presenta una zona crítica en la unión entre ambas estructuras, pues existe entonces el peligro de que el agua se introduzca bajo

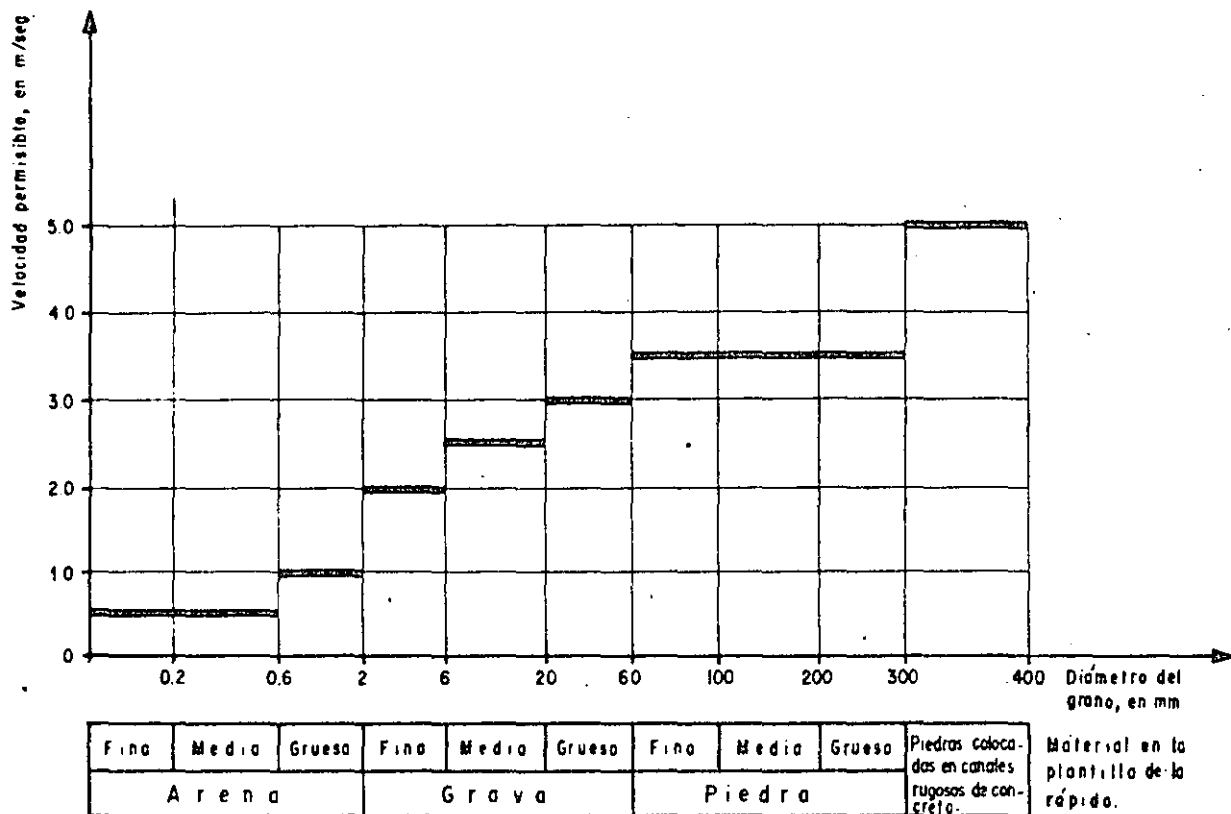


Figura XI-7. Velocidades permisibles al pie de lavaderos de plantilla rugosa (Ref. 3).



Sistema de lavaderos en un camino modesto. Nótese la buena integración a la topografía.

el lavadero, erosionando y disminuyendo su sustentación, con riesgo de falla (Ref. 5). Para evitar este peligro, es recomendable que esta zona de unión sea amplia y sin quiebres y que el lavadero tenga un denticellon de entrada, para protegerlo del efecto de filtración; dicho denticellon puede tener una profundidad tan pequeña como 50 cm.

Caben respecto a los lavaderos los mismos comentarios ya hechos en relación a otras obras complementarias de drenaje. No son estructuras que deban proyectarse indefectiblemente, sino únicamente cuando se hagan realmente necesarias. Esto está ligado a la necesidad de proteger terraplenes formados por materiales erosionables y no suficientemente protegidos por otros métodos, tales como por ejemplo, la vegetación.

En carreteras de especificaciones molestas es relativamente frecuente ver que alcantarillas de tubo desembocan dentro del cuerpo del terraplén, por encima del nivel del lecho del cauce que las originó, como se comentará más adelante, es difícil concebir un caso en que ésta sea una buena práctica, pero cuando ello ocurra será indispensable dotar a la alcantarilla de un lavadero de salida o de una bajada



Lavadero destruido por falta de andaje y otras obras de defensa.

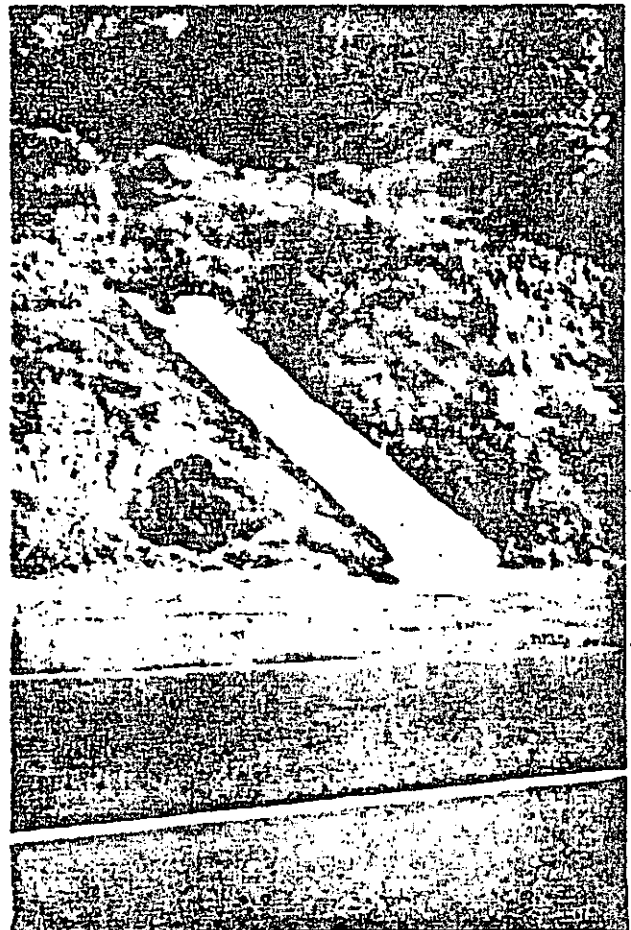
del tipo de las que se describen en el siguiente inciso de este Capítulo. El lavadero podrá entonces ser mucho más amplio que los convencionales de que hasta ahora se ha hablado; guardando los lineamientos generales que se han señalado, su capacidad hidráulica debe ser suficiente para eliminar todo el gasto de la alcantarilla.

El costo de conservación de los lavaderos es alto y la vigilancia que sobre ellos ha de ejercerse, intensa, pues es frecuente que sufran distorsiones por todos los movimientos que son comunes en los taludes de los terraplenes, aun en buenas condiciones de estabilidad.

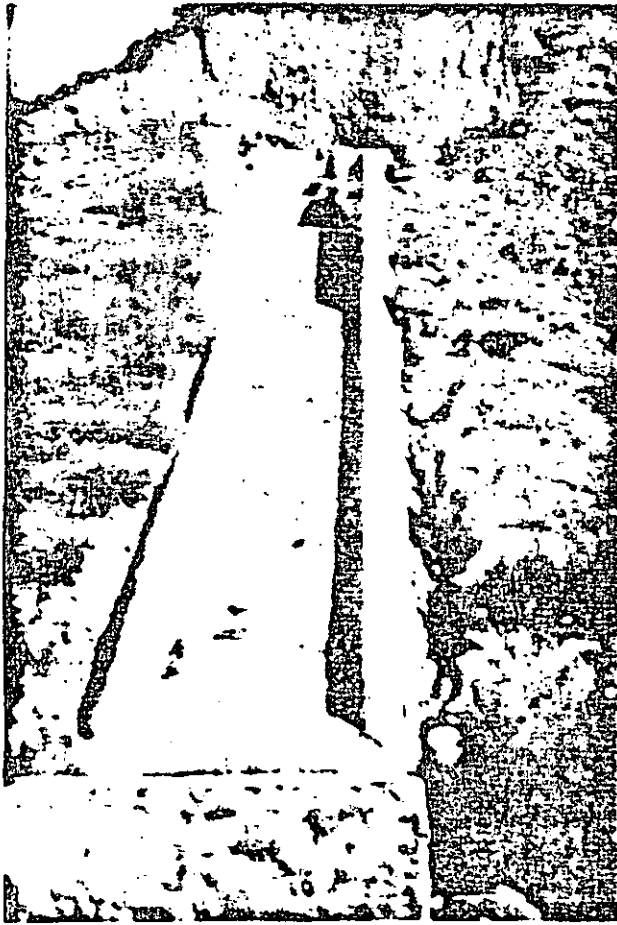
## XI-6 LAS BAJADAS

Se denomina así a estructuras de función análoga a los lavaderos, pero constituidas por un tubo apoyado en la superficie inclinada del terreno o enterrado en él. En rigor la distinción respecto a los lavaderos es un tanto de simple nomenclatura y muchos ingenieros consideran a las bajadas como lavaderos entubados.

La tubería que se ha empleado con más éxito es la de lámina, provista de alguna junta capaz de absorber pequeños movimientos por temperatura o por



Bajada en funcionamiento correcto.



Una bajada para defensa de la salida de una alcantarilla.

asentamiento del terraplén o del terreno en que se coloque el tubo

En lugares de precipitación escasa o en donde la velocidad de escorrente no vaya a ser demasiado alta podrá utilizarse también el concreto hidráulico para hacer los tubos. Si se protege al concreto contra la erosión en forma efectiva podrá extenderse mucho el campo de aplicación de este material en el sentido de las velocidades crecientes. Finalmente, se ha usado también la tubería de barro vitificado, punteada con campana. El diámetro mínimo en los tubos de la bajada deberá ser de 45 cm, pero no es difícil ver diámetros mayores, 60 cm o más, en lugares en donde se prevé la necesidad de eliminar grandes gastos.

Las bajadas tienen el inconveniente de la dificultad de inspección, que en algunas ocasiones puede llegar a obligar a la utilización de sondeos.

Uno de los usos más frecuentes de las bajadas se tiene cuando dentro de la longitud de un corte queda comprendido un talweg en el coronamiento; el agua que ahí cae no puede dejarse escurrir libremente sobre el talud del corte porque es demasiada, ni puede ser canalizada a la cuneta por la misma razón. La bajada es la solución típica al problema, con un tubo que atraviese la corona del camino y conduzca el agua a donde no dañe.



Bajada destruida por falta de anclaje.

## XI-7 LAS BERMAS

En rigor, las bermas que ahora se mencionan ya han sido tratadas anteriormente (Capítulo VI del Volumen I de esta obra), aunque predominantemente ligadas a problemas de estabilidad de terraplenes; bajo el nombre de escalonamientos se trataron elementos estructurales similares que se construyen en los cortes, para cuidar también la estabilidad de los mismos.

Estas bermas o escalonamientos pueden cumplir también funciones de drenaje superficial, de control de aguas brancas y de conducción y eliminación; es en este sentido, como vuelven a ser tratadas en este sitio.

Las bermas construidas en los terraplenes con fines de drenaje suelen tener una relación peralte:huella en el orden de 1:1 a 1:1.5 y son de dimensiones pequeñas, verdaderos escalones, aquellos valores pueden aumentar a 1:2 ó 1:3 en las que se construyen sobre el terreno natural, para control de las aguas que bajan por él amenazando la vía terrestre, dando lugar a una estructura análoga en sus objetivos a las que se hacen en terrenos de labor en declive como protección contra la erosión (Ref. 1). Los escalonamientos en los cortes, cuando se construyen para interrumpir la trayectoria de bajada de las aguas suelen tener su relación peralte:huella gobernada por la inclinación general del corte, por lo que ésta difícilmente podrá pasar de 0.75:1 ó 1:1.

El efecto de la berma o del escalonamiento es disminuir la fuerza erosiva del agua que escurre superficialmente por los taludes de un terraplén o un corte o por el terreno natural. Estos elementos pueden encauzar más convenientemente al agua colectada si se les da una pendiente apropiada hacia lavaderos, bajadas o estructuras análogas; esta agua erosionaría de otra manera los taludes causando arrastres que provocarían problemas en las cunetas o se infiltraría en el propio talud con malos efectos sobre su estabilidad general.

Los problemas de infiltración pudieran ser graves

sobre todo en el caso de escalonamientos en cortes con materiales susceptibles y estos elementos podrían contribuir a auspiciarlos, pues es frecuente que en la dirección de su desarrollo longitudinal presenten largos tramos con poca pendiente. En estos casos, los escalonamientos deberían protegerse o no hacerse. La protección puede ir desde dar al escalón una ligera pendiente hacia el interior del corte, poniendo en ese borde interior una cuneta con pendiente suficiente para eliminar rápidamente el agua recolectada, hasta una completa impermeabilización de las huellas, incluyendo la cuneta mencionada. Esta última se ha hecho con suelo-cemento, suelo-asfalto o aún con concreto.

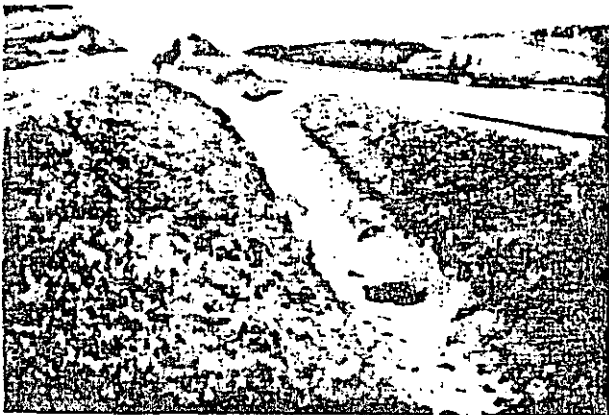
Los materiales más susceptibles a la infiltración de agua en escalones son las rocas junteadas o agrietadas, sobre todo si su echado es desfavorable a la vía y los suelos residuales que contengan estructuras heredadas en formación desfavorable; también hay suelos que por su constitución son muy susceptibles, tales como los loes o muchos suelos limosos. Son tan malas las consecuencias de la infiltración de agua en los escalonamientos formados en materiales susceptibles, que en todos los casos de duda en que no sea posible emplear una impermeabilización de completa garantía, será preferible no hacerlos.

En ocasiones se aprovechan estos escalones para plantar pequeños arbustos que una vez desarrollados protegen muy efectivamente la superficie del talud contra la erosión.

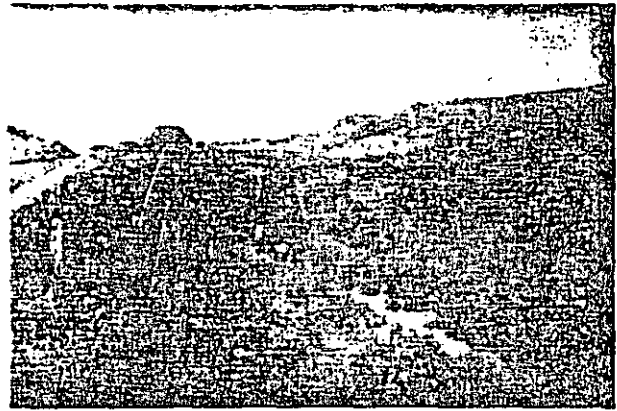
## XI-8 LA VEGETACION

Una de las más efectivas protecciones de los taludes de un corte o un terraplén o del terreno natural contra la acción erosiva del agua superficial es la plantación de especies vegetales; éstas retardan el escurrimiento, disminuyendo mucho la energía del agua y contribuyen a fomentar una condición de equilibrio en los suelos en cuanto a contenido de agua.

Siempre que la vegetación exista, el ingeniero deberá respetarla. La deforestación sistemática, el



Protección de la zona central de una autopista con vegetación.



Protección de un talud con vegetación.

deshierbe o el desenraice excesivos en la zona de derecho de vía o en la zona de influencia de una vía terrestre deben verse como una de las peores prácticas en que es dado caer a un ingeniero constructor. Más bien sus esfuerzos deberán tender a fomentar la protección vegetal en todos sus aspectos. Cuando ésta no exista, su plantación puede contribuir a proteger muy eficazmente la vía. Como ya se ha indicado, la plantación de especies vegetales debe estar a cuidado de especialistas, que utilicen variedades apropiadas en la región, cuyo crecimiento pueda ocurrir con los mínimos cuidados iniciales.

En los taludes son especialmente útiles especies trepadoras o pastos tupidos, en tanto que para las barreras protectoras en el terreno natural suelen dar mejor resultado los arbustos.

## XI-9 LOS BORDOS

Se mencionan ahora los bordos de tierra u, ocasionalmente de mampostería, que se construyen para encauzar las aguas, sean en el terreno natural próximo a la vía terrestre, para que el agua llegue a gargantas, cauces naturales, etcétera, o sea en la entrada de las alcantarillas o puentes, con el fin de que el agua cruce apropiadamente por tales estructuras. Este segundo tipo de bordos es, con mucho, el más común y su planteamiento debe ser parte de un estudio hidrológico general que trasciende los objetivos de estos comentarios. El bordo de encauzamiento sobre el terreno natural, mencionado en primer lugar debe responder a una necesidad topográfica, generalmente conectada con la existencia de talwegs que, de no existir los bordos, vaciarían sus aguas de manera peligrosa para la vía terrestre; con el bordo, éstas se dirigen, como se dijo, hacia cualquier clase de cauce natural por el que puedan ser eliminadas sin riesgo.

Los bordos se construyen generalmente con material producto de excavación; es normal que dicha excavación se desarrolle en forma más o menos paralela al propio bordo y debe procurarse que no constituya un tajo profundo. En el caso de los bordos interceptores que se construyen aguas arriba de la

vía terrestre, por ejemplo para conducir el agua colectada por un talweg hacia una cañada, que probablemente cruzará a la vía terrestre con una obra, convendrá que la excavación se ejecute aguas arriba del bordo, dando a la plantilla del canal así formado la pendiente necesaria para que el agua que llegue a caer en él sea conducida también hacia el cauce natural; de hecho, si este canal es profundo y formal, hará innecesario al bordo y el problema se habrá resuelto con un canal interceptor, que es una solución alternativa a contemplar. Cuando el canal producto de la excavación no sea profundo, ni esté conformado o cuando la zona de préstamo no esté inmediatamente próxima y alineada con el bordo, será cuando haya de hablarse de éste.

Los bordos de tierra suelen construirse con taludes 2:1 ó 3:1, en alturas que rara vez rebasan 2 m y con un ancho de corona en el orden de los 50 cm. En muchos países es común que se construyan a mano, realizando de esta manera también una compactación elemental del material que se coloca; para ello se utilizan pisones. Si se espera que el agua se mueva con cierta velocidad a lo largo del talud aguas arriba, podrá pensarse en proteger éste con piedra o en substituir el bordo por un murete de mampostería.

Antes de construirse el bordo debe despalmarse el terreno, exclusivamente bajo él, respetando la vegetación vecina y guardando el material de despalmé aguas arriba para después colocarlo, todo o en parte, sobre el talud del bordo, para fomentar su vegetación.

Los bordos que encauzan las aguas hacia alcantarillas y obras de drenaje son en general estructuras bastante más formales que los anteriores, pues han de sufrir el embate de aguas rápidas. En estos casos serán comunes las protecciones de taludes con entocamiento, la construcción con mampostería de buena calidad y aún el uso de muros de concreto (deflectores).

En muchas ocasiones los propios taludes del terraplén de la vía funcionarían como bordos encauzadores de escurrimiento hacia obras de drenaje; estos casos han de ser cuidadosamente detectados para planear las protecciones correspondientes, con vegetación, entocamiento, mamposterías o muros de concreto, según las velocidades que se esperen en el agua encauzada.

Los ingenieros a cargo del drenaje de los caminos descuidan a veces la descarga de las aguas colectadas y encauzadas, la cual ocurre aguas abajo de la vía terrestre. Esta descarga, en ocasiones, causa daños en terrenos de labor, pastizales y aún en caseríos. Debe tenerse muy presente que la vía terrestre al interrumpir el drenaje general de una zona con su presencia y concentrar la descarga de las aguas que la cruzan en algunos puntos aislados, puede fácilmente generar problemas hidráulicos aguas abajo en zonas en que no existían previamente. Prever y solucionar estos problemas y eliminar las aguas que perjudicarían a su obra sin perjuicios de terceros debe ser una obli-

gación ineludible de los ingenieros a cargo del drenaje de la vía. Esta obligación conduce muchas veces a la construcción de bordos y canales que viertan las aguas en donde no perjudiquen a nadie; frecuentemente los bordos que han de construirse por este concepto son largos e importantes.

También pueden ser de envergadura los bordos de protección a cuya construcción obligue la presencia de un río o arroyo susceptible de erosionar, una zona de inundación o los perimetrales que han de hacerse en torno a pistas de aeropuertos que invadan terrenos pantanosos, inundables o zonas lacustres. Obviamente en todos estos casos, en que han de erigirse bordos altos, de cuya estabilidad depende en mucho la vida de la vía terrestre, habrán de emplearse recursos tecnológicos adecuados, dedicándoles un proyecto especial y cuidadoso, fundamentado por un estudio geotécnico de detalle. Los métodos para realizar tales estudios serán los mismos que se empleen en la vía terrestre que protegen, como también serán análogos los métodos constructivos.

## XI-10 LAS CUNETAS

Las cunetas constituyen las obras complementarias de drenaje de uso más extendido y universal, hasta el grado de que muchos objetan su inclusión en un enlistado de obras "complementarias". Aquí se incluyen en esa categoría, considerando que dicha calificación no implica escasa frecuencia de utilización, sino tipificación dentro de un grupo de obras con objetivo común.

Las cunetas son canales que se adosan a los lados de la corona de la vía terrestre, en el lado del corte en secciones de tal naturaleza; en cortes en balcón hay entonces cuneta en un solo lado y en cortes en cajón, en los dos. La cuneta se dispone en el extremo del acotamiento, en contacto inmediato con el corte. Su situación le permite recibir los escurrimientos de origen pluvial propios del talud y los del área comprendida entre el coronamiento del corte y la contra-



Vista de una cuneta bien canalizada. Nótese también la protección de vegetación en taludes.



Cuneta en la zona central de una autopista.



Cuneta revestida mostrando caja de entrada a una alcantarilla de alivio.

cuneta, si la hubiere o el terreno natural aguas arriba del corte, si no hay contracunetas. También puede recibir la cuneta agua que haya caído sobre la corona de la vía, cuando la pendiente transversal de ésta tenga la inclinación apropiada para ello.

La capacidad hidráulica de la cuneta como canal depende principalmente la posibilidad de cumplir su función de canalizar y eliminar con rapidez el agua que colecte. El gasto por drenar depende del área de influencia, del coeficiente de escurrimiento y de la intensidad de lluvia durante un tiempo igual al de concentración. El proyecto hidráulico de detalle (Refs. 5 y 6), que se considera, por otra parte, fuera del alcance de esta obra, se dificulta genéticamente por falta de registros adecuados y suficientes de las intensidades de lluvia, que han de ser establecidas con base en información de pobladores de la región o de datos pluviométricos que existan en los lugares más próximos, todo lo cual introduce importantes elementos de incertidumbre a los cálculos que pueden hacerse.

La pendiente longitudinal mínima que debe existir en una cuneta es de 0.5%. La velocidad con la que el agua circule sobre ella debe quedar comprendida entre los límites de depósito y erosión, ambos indeseables.

La tabla XI-2 (Ref. 7) proporciona, como norma

de criterio, la máxima velocidad que puede alcanzar el agua sobre los materiales que se citan sin provocar erosión.

A despecho de los altos valores señalados en el último renglón de la tabla XI-2, parece conveniente limitar la velocidad del agua en las cunetas a 3.00 m/seg en zampeados y a 1.00 m/seg en concreto (Ref. 1).

El gasto que puede eliminar la cuneta es una función muy sensible de su pendiente longitudinal, pero es dudoso que pueda exceder en ningún caso de 0.5 m<sup>3</sup>/seg (Ref. 1); valores mayores producen derrame. Como norma de criterio la tabla XI-3 (Ref. 9)

**TABLA XI-2**

**Valores máximos de velocidades no erosivas en cunetas (Ref. 7)**

Material	Velocidad (m/seg)
Arenas finas y limos	0.40-0.60
Arcilla arenosa	0.50-0.75
Arcilla	0.75-1.00
Arcilla firme	1.00-1.50
Grava limosa	1.00-1.50
Grava fina	1.50-2.00
Pizarras suaves	1.50-2.00
Grava gruesa	2.00-3.50
Zampeados	3.00-4.50
Rocas sanas y concreto	4.50-7.50

**TABLA XI-3**

**Valores del gasto en la cuneta triangular de la Fig. XI-8 para distintas pendientes del camino y velocidades del agua (Ref. 9)**

Pendiente del camino %	Velocidad del agua m/seg	Gasto m <sup>3</sup> /seg
1	0.63	0.11
2	0.89	0.15
3	1.39	0.19
4	1.26	0.22
5	1.41	0.24
6	1.54	0.27



Cuneta en la zona central de una autopista.

cuneta, si la hubiere o el terreno natural aguas arriba del corte, si no hay contracunetas. También puede recibir la cuneta agua que haya caído sobre la corona de la vía, cuando la pendiente transversal de ésta tenga la inclinación apropiada para ello.

La capacidad hidráulica de la cuneta como canal depende principalmente la posibilidad de cumplir su función de canalizar y eliminar con rapidez el agua que colecte. El gasto por drenar depende del área de influencia, del coeficiente de escurrimiento y de la intensidad de lluvia durante un tiempo igual al de concentración. El proyecto hidráulico de detalle (Refs. 3 y 6), que se considera, por otra parte, fuera del alcance de esta obra, se dificulta generalmente por falta de registros adecuados y suficientes de las intensidades de lluvia, que han de ser establecidas con base en información de pobladores de la región o de datos pluviométricos que existan en los lugares más próximos, todo lo cual introduce importantes elementos de incertidumbre a los cálculos que puedan hacerse.

La pendiente longitudinal mínima que debe existir en una cuneta es de 0.5%. La velocidad con la que el agua circule sobre ella debe quedar comprendida entre los límites de depósito y erosión, ambos indeseables.

La tabla XI-2 (Ref. 7) proporciona, como norma

TABLA XI-2

Valores máximos de velocidades no erosivas en cunetas (Ref. 7)

Material	Velocidad (m/seg)
Arenas finas y limos	0.10-0.60
Arilla arenosa	0.50-0.75
Arilla	0.75-1.00
Arilla firme	1.00-1.50
Grava limosa	1.00-1.50
Grava fina	1.50-2.00
Pizarras suaves	1.50-2.00
Grava gruesa	2.00-3.50
Zampeados	3.00-4.50
Rocas sanas y concreto	4.50-7.50



Cuneta revestida mostrando caja de entrada a una alcantarilla de alivio.

de criterio, la máxima velocidad que puede alcanzar el agua sobre los materiales que se citan sin provocar erosión.

A despecho de los altos valores señalados en el último renglón de la tabla XI-2, parece conveniente limitar la velocidad del agua en las cunetas a 3.00 m/seg en zampeados y a 1.00 m/seg en concreto (Ref. 1).

El gasto que puede eliminar la cuneta es una función muy sensible de su pendiente longitudinal, pero es dudoso que pueda exceder en ningún caso de 0.5 m<sup>3</sup>/seg (Ref. 1); valores mayores producen derrame. Como norma de criterio la tabla XI-3 (Ref. 9)

TABLA XI-3

Valores del gasto en la cuneta triangular de la Fig. XI-8 para distintas pendientes del camino y velocidades del agua (Ref. 9)

Pendiente del camino %	Velocidad del agua m/seg	Gasto m <sup>3</sup> /seg
1	0.63	0.11
2	0.89	0.15
3	1.09	0.19
4	1.26	0.22
5	1.41	0.24
6	1.54	0.27

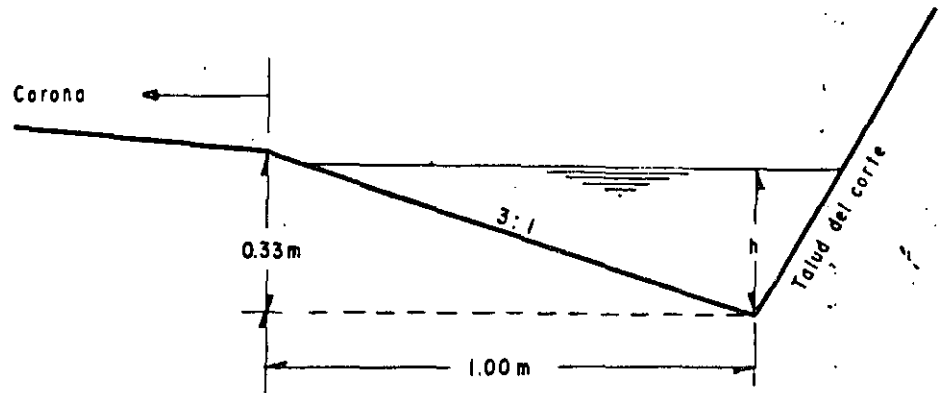


Figura XI-8. Sección triangular típica de una cuneta.

proporciona los gastos que pueden calcularse en la cuneta de la Fig. XI-8 para distintas pendientes del camino y velocidades del agua.

Las cunetas se construyen generalmente de sección trapecial o triangular. En la práctica mexicana, la triangular es con mucho la más frecuente (Fig. XI-8). El talud hacia la vía es como mínimo 3:1, preferentemente 4:1 y el del lado del corte sigue sensiblemente la inclinación de éste. Se prevé una lámina de agua de no más de 30 cm.

La sección rectangular ha sido generalmente abandonada por razones de ingeniería de tránsito, debido al efecto canalizador que produce la sensación de peligro que siente quien transita cerca de ella. Por esta misma razón, la sección trapecial se hace cada vez menos, como no sea con el borde vecino a la carreteta muy tendido. La sección triangular es la más conveniente y fácil de construir; se conforma al terminar la capa subrasante y el trabajo puede hacerse con motoconformadora. Su conservación es también la más sencilla. En vías férreas, algunas de las virtudes anteriores de la cuneta triangular desaparecen, por lo que es más frecuente el uso de las otras dos secciones, si bien también se usa frecuentemente la sección triangular.

Cuando las cunetas se revisten, usualmente ello se hace con mampostería o concreto hidráulico. En el primer caso suele utilizarse mortero con proporción 1:4 (90 kg de cemento por cada metro cúbico de mampostería) y en el segundo pueden utilizarse losas coladas en el sitio o precoladas. La menor rugosidad del concreto lo hace más eficiente hidráulicamente que el zampeado de mampostería; con el concreto puede también construirse con mayor rapidez. Las losas utilizadas suelen tener alrededor de 1 m de longitud y tener juntas selladas, para evitar fugas de agua. Cabe decir que la política más usual en muchos países es no revestir las cunetas en absoluto y esto por razones fundamentalmente económicas; es también de comentar que su recubrimiento con vegetación puede constituir una magnífica protección si las velocidades del agua no son altas (1 ó 1.5 m/seg Ref. 8), aunque la capacidad hidráulica de la cuneta se vea disminuida por el correspondiente aumento en el coeficiente de rugosidad.

Los recubrimientos con suelo-cemento y suelo-asfalto se han empleado relativamente poco en la práctica mexicana y algo más en la de algunos otros países. Resultarán recomendables cuando se tengan a mano materiales arenosos, susceptibles de alcanzar una resistencia y unas condiciones de permanencia altas con contenidos relativamente bajos de material estabilizante. Proporciones de aumento del orden de 6% a 7% en peso, y de cemento asfáltico del orden de un 4% a un 6%, también en peso, son probablemente frecuentes en la mayor parte de los trabajos prácticos. Antes de adoptar una solución de este estilo deberán ponderarse con cuidado todas las dificultades constructivas que implica, entre las que destacan el mezclado del estabilizante, los transportes y el tendido y la compactación de las mezclas; es común que los análisis económicos cuidadosos hagan ver como inconveniente el uso de productos estabilizados en casos que a primera vista parecían muy favorables. Además, ha de tenerse en cuenta que la duración de estos recubrimientos es siempre inferior al concreto y a la mampostería y que, lógicamente, los problemas de conservación son mayores. La compactación de estos recubrimientos suele hacerse con equipos manuales vibratorios.

En algunas ocasiones se han utilizado las cunetas en terraplenes (Fig. XI-9).

Se muestra una sección en curva, con la sobre-elevación correspondiente. En la corona se muestra un tipo de cuneta que se dispone en algunas ocasiones, con la función que en otros casos corresponde a los bordillos. Es posible que esta solución pueda resultar eficiente desde el punto de vista hidráulico en zonas de precipitación pluvial intensa y en carreteras de corona ancha. Por otra parte, habrá que cuidar mucho los aspectos de ingeniería de tránsito relacionados con esta práctica, que exigirán que la cuneta se construya allende el acotamiento, lo que ocasiona un ancho extra de corona; de otra manera, la interferencia con la circulación de los vehículos podría ser importante. Obviamente, esta solución exige la construcción de lavaderos o bajadas, si bien su número podría ser menor que en el tratamiento convencional a base de bordillos, por la mayor área hidráulica de la cuneta. Se ocurre que en algunos casos



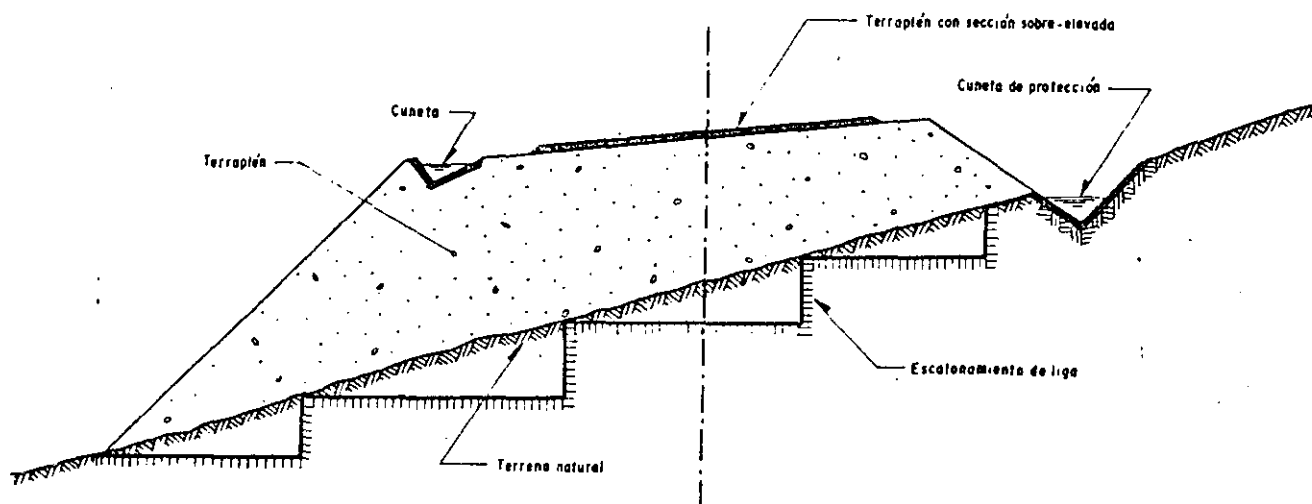


Figura XI-9. Cunetas en secciones en terraplén.

podría evitarse la construcción de lavaderos haciendo continuar esta cuneta, con la pendiente adecuada, hasta verter el agua en el terreno natural; así la cuneta ocuparía diferentes elevaciones respecto a la sección transversal a lo largo del terraplén hasta quedar alojada en su pie. De adoptar este criterio deberían cuidarse todos los aspectos relacionados con la ubicación de la cuneta en el talud, que es una zona de materiales poco compactados, susceptibles al movimiento y muy vulnerables a la acción del agua. También deberá notarse que las cunetas que se alojen sea en la corona del terraplén o en su talud requerirán ser sistemáticamente recubiertas de concreto.

La misma Fig. XI-9 muestra otro tipo de cuneta que a veces se constituye en las secciones en terraplén. Se trata de una cuneta de protección en el pie del talud aguas arriba; se pretende evitar la acumulación del agua en esa zona y la posibilidad de que se infiltre bajo el terraplén, lo que, como ya se comentó, da lugar a problemas delicados. Obviamente estas cunetas deberán también recubrirse sistemáticamente con concreto. Constituyen una solución cara, pero que pudiera ser muy conveniente en muchos casos e indispensable en muchos lugares en donde se reconstituyen zonas falladas.

Es importante la relación de niveles entre la lámina de agua en la cuneta y las capas de pavimento. La función drenante de la base hace necesario que la frontera superior de la lámina de agua en la cuneta quede por abajo del lecho inferior de la base; indudablemente también es conveniente que la lámina de

agua de referencia quede inclusive bajo el lecho inferior de la sub-base, para evitar el humedecimiento de ésta, cuando la cuneta no está revestida. La Fig. XI-10.a muestra la disposición ideal respecto a las capas del pavimento en esta situación. Si la cuneta está revestida y debidamente impermeabilizada, por el contrario no será necesario profundizarla tanto, bastando que quede su lámina de agua bajo el nivel de la base, pues ya no existirá el peligro de que el agua colectada invada la sub-base. En la Fig. XI-10.b se muestra esta situación, considerando la cuneta revestida.

Dado que el espesor combinado de la base y la sub-base es fácilmente del orden de 40 cm y frecuentemente es mayor, la disposición de la Fig. XI-10.a puede conducir a una excavación importante para conformar la cuneta, en la que se rebasa en todo el espesor de las capas superiores del pavimento lo que sería indispensable excavar para lograr la capacidad hidráulica necesaria; al considerar que el talud de la cuneta hacia la vía será por lo menos de 3:1, se llega a concluir que una exigencia como la anterior conduce a incrementar el ancho de la corona en las secciones en corte en balcón, en un metro y en las de corte en cajón, en dos metros, lo cual resultará costoso. En el caso de la cuneta revestida (Fig. XI-10.b), la exigencia anterior conduce a incrementos en el ancho de la corona del orden de la mitad de los anteriores, lo que también encarece correspondientemente la construcción. En este último caso aún sería discutible si no convendría colocar la cuneta también

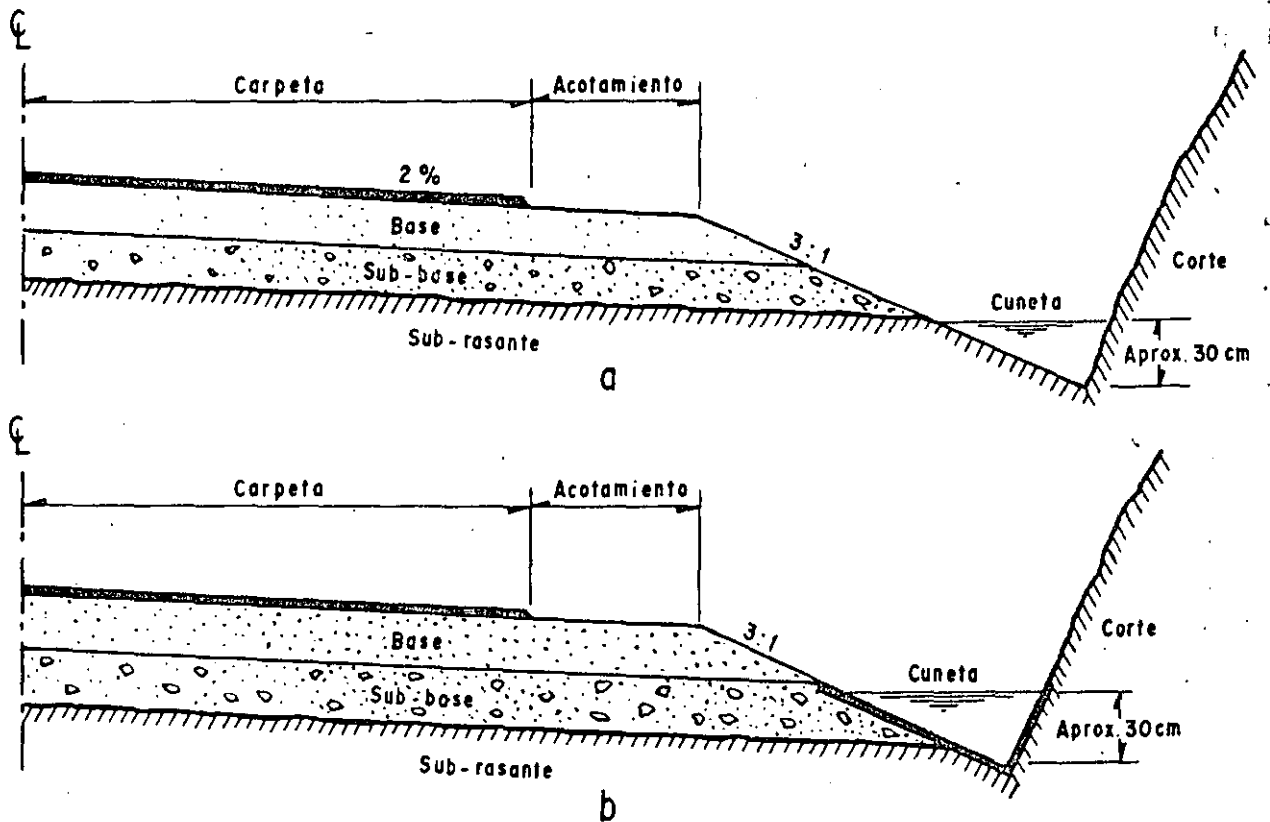


Figura XI-10. Disposición más conveniente de la cuneta, respecto al pavimento. Sección en corte, sin subdrenaje.

por abajo de la sub-base, a fin de fomentar la función drenante de esta capa.

Debido a los costos, es muy frecuente que las exigencias anteriores no se respeten. Algunos ingenieros se ven animados a esta actitud por el hecho de que consideran inconveniente el remate de una base o una sub-base al extremo del acotamiento, con talud 3:1, pero sin ningún confinamiento. Dicha objeción se ve razonable, pero no insuperable; simplemente daría lugar a la situación que, por otro lado, prevalece en todos los terraplenes y balcones. Parece más conveniente circunscribir la decisión al costo. Esto conduce a que en muchos países sea muy común ver a la cuneta, revestida o no, comenzando en el lecho superior de la base, inmediatamente al fin del acotamiento; de esta manera, la base y la sub-base quedan expuestas a la invasión del agua de la cuneta, muy especialmente cuando, como es tan normal, ésta sufra alguna interrupción por pequeños derrumbes u otras causas. Una práctica como la anterior puede producir fallas en pavimentos que de otra manera no fallarían.

Los autores piensan que es difícil tomar en torno a este problema una decisión que desemboque en una regla general; creen que la política debe definirse en cada caso, tomando en cuenta la cantidad de agua que haya de ser eliminada, la duración de estaciones lluviosas en la zona y las calidades de los materiales que constituirán el pavimento como un conjunto, es

decir, considerado desde el terreno de cimentación hasta la carpeta.

Naturalmente que si la sección en corte tiene subdrenaje lateral, el problema anterior no se presenta y todas las capas se continúan hasta el subdrén y desfogan en él. La Fig. VII-17, del Tomo I de esta obra, puede servir de ejemplo de cómo se dispone la cuneta en estos casos, encima del subdrén, junto al acotamiento y sin problemas de drenaje en las capas del pavimento.

Si alguna de las capas de pavimento ha sido proyectada específicamente como capa drenante o como capa rompedora de capilaridad (Capítulo VII del Tomo I), esta condición deberá tomarse en cuenta al reflexionar en torno a los problemas arriba planteados y llegar a la decisión que convenga. En la capa drenante siempre habrá que dejar desfogar y en la rompedora no podrá permitirse que se anegue, so pena de nulificar su función.

En las vías férreas las cunetas se disponen sistemáticamente de manera que su lámina de agua quede bajo el lecho inferior del balasto. Respecto al subbalasto caben los mismos comentarios que se hicieron para la sub-base de las carreteras, si bien ha de notarse que suele ser práctica común de los constructores de vías férreas comenzar sus cunetas a partir del lecho inferior del subbalasto respetando siempre su función drenante. Para evitar problemas de filtraciones los túneles de las vías férreas deberán llevar invariablemente cunetas, construidas con el mismo

critorio. Cuando el piso del túnel es roca o está recubierto, es frecuente que la cuneta sea una simple zanja con taludes verticales, construida bajo el balasto; también puede darse al piso del túnel pendiente de ambos lados hacia el centro, colocando ahí un tubo perforado ó una simple zanja. Al no existir en las vías férreas la limitación psicológica del conductor del vehículo, que obliga a usar taludes muy tendidos en los lados de las cunetas vecinos a una carretera, los taludes de las cunetas de los ferrocarriles quedan condicionados sólo por consideraciones de capacidad hidráulica; es común verlas con taludes muy excarpados o aún verticales, lo que contribuye a paliar el problema de la profundidad de excavación en las cunetas, sin aumentar el ancho de las secciones en corte.

Especialmente en los llamados países en vías de desarrollo es práctica frecuente construir una carreta en lo que a sus terracerías se refiere, revistiéndola y abriéndola al tránsito, esperando para su pavimentación definitiva que éste se desarrolle convenientemente. Esta práctica conduce a la necesidad de construir cunetas provisionales, inclusive revestidas cuando sea necesario, por ejemplo con suelo-cemento, pues la alternativa de no hacerlas puede causar en muchos casos daños de importancia que transformen la imprescindible conformación de la sección en corte para los trabajos de pavimentación definitiva, en una verdadera reconstrucción sumamente costosa.

Durante la construcción de caminos, aún cuando vayan a pavimentarse de inmediato, es común en ciertos cortes tener que construir también cunetas provisionales para facilitar los trabajos. De hecho esta práctica se ha convertido en rutina para algunas instituciones, lo cual no se ve justificado en principio, pues seguramente no todos los cortes requerirán tales obras provisionales.

Cuando un camino originalmente revestido se pavimenta en forma definitiva no es raro que se cometa el error que se representa en la Fig. XI-11.

En ella se acepta, en primer lugar, que se ha construido la cuneta definitiva, supuesta revestida a partir del hombro de la corona, respecto a lo cual caben los comentarios ya hechos, pero el error que ahora se desea resaltar es otro. Suele ser condición que el ancho de la corona del camino revestido (nivel I) y el del pavimento definitivo (nivel II) sea el mismo; también suelen levantarse los niveles necesarios conservando en la cuneta definitiva las mismas dimensiones que se tenían en la cuneta provisional (dimensiones  $m$  y  $d$  en la figura). La combinación de estas condiciones conduce a la aparición del pequeño relleno de ancho  $s$  que se muestra en la propia Fig. XI-11. En algunos casos y cuando la cuneta se reviste con concreto puede verse que el constructor prolonga el revestimiento hasta cubrir todo el espesor  $s$ , pero en muchas ocasiones éste se deja descubierto, siendo origen de problemas de humedecimiento del pavimento, por proporcionar una entrada de agua, además de que la cuneta recubierta resultará inestable y fácil de dañarse. Sin duda resultará mejor práctica evitar el escalón  $s$ , bien sea prolongando la cuneta definitiva en lo necesario o aumentando ligeramente el ancho de la corona en el pavimento definitivo. Si la nueva cuneta no ha de revestirse, la práctica normal será prolongarla lo necesario, sin tomar el escalón tantas veces citado, pues el ingeniero constructor no tendrá ya la compulsión del ahorro del concreto en el revestimiento, que es seguramente la causa de la práctica viciosa que se ha señalado.

El cuando revestir las cunetas o cuando poder ahorrarse el trabajo, que suele resultar costoso, es uno de los aspectos más apasionadamente debatidos en la construcción de las obras complementarias de drenaje. No parece posible establecer reglas generales al respecto, dado el número grande de elementos de decisión que han de ponderarse, juicio que, se comprende, no ha de contribuir a evitar discusiones. En términos generales podrá prescindirse del revestimiento cuando no sea de temer ni la erosión del

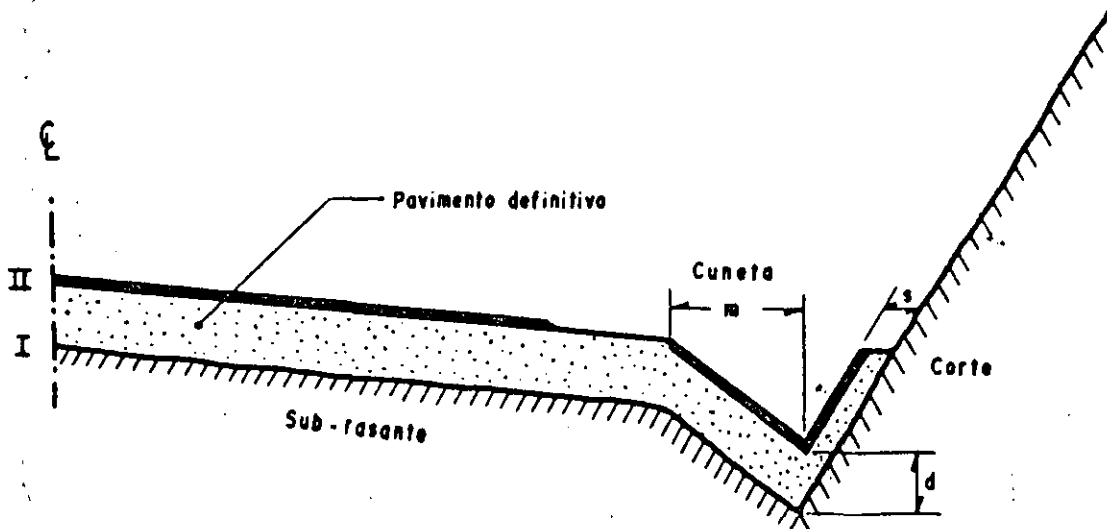


Figura XI-11. Un defecto común al convertir una cuneta provisional en definitiva.

fondo de la cuneta, causada por el agua que circula, ni el humedecimiento de los materiales de las capas superiores del pavimento por el agua que eventualmente llegue a infiltrarse desde la cuneta. La primera condición indica que no deberán revestirse cunetas labradas en roca, suelos en grandes fragmentos o las que quedarán sujetas a un flujo de agua escaso o eventual, sea porque el área tributaria de la cuneta, hidrológicamente hablando, sea pequeña o porque la duración de las tormentas sea muy breve en el lugar y éstas sean esporádicas. La infiltración del agua de las cunetas al pavimento será relativamente inofensiva cuando la cama del corte sea muy permeable y cuando las capas superiores del pavimento, la subrasante y las terracerías lo sean también o cuando una base muy permeable y abierta sea la cama de un corte en roca y exista buena pendiente transversal en el lecho inferior de la base y longitudinal en el corte. Tampoco habrá necesidad de revestir las cunetas de cortes con muy fuerte pendiente longitudinal, siempre que su fondo no sea susceptible a la erosión.

Naturalmente que el enlistado anterior de casos no pretende ser exhaustivo, sino simplemente ilustrativo.

Debe observarse que algunos de los requisitos implícitos en las condiciones arriba señaladas son contradictorios; por ejemplo, los materiales muy permeables suelen ser muy erosionables, de manera que la decisión de revestir o no las cunetas debe ser producto de un balance de muchos factores generales y locales, que no siempre actúan en el mismo sentido, por lo que es natural que el punto sea debatible, independientemente de que también sea de los que dan poco margen de error, pues una mala decisión puede acarrear graves consecuencias.

En épocas recientes está tomando cierta fuerza la opinión de suprimir por completo las cunetas en los caminos pavimentados con carpetas asfálticas o con losas de concreto. En estos casos se prolonga la superficie del pavimento en todo el ancho del acotamiento, hasta el pie del corte, en donde es frecuente construir una pequeña guarnición, que no suele ser más que un realce o remate de un par de centímetros, para tener una buena liga con el talud del corte. Para facilitar la eliminación del agua que se concentra en la zona es común incrementar en el acotamiento el bombeo transversal de la sección, que si generalmente es de 1.5 ó 2 %, se hace pasar a 4 % en dicha zona. Esta práctica, combinada con una pendiente longitudinal apropiada, es suficiente, a juicio de sus defensores, para garantizar la eliminación del agua. Desde luego, una práctica constructiva tal tiene probablemente ventajas económicas en la construcción y obviamente las tiene en la conservación, pues a las costosas y engorrosas faenas de limpieza de cunetas o pone la limpieza de un acotamiento, que es mucho más sencilla y puede hacerse con motoconformadora.

No parece haber aún suficiente experiencia para recomendar en forma general un criterio como el



Supresión de cunetas colocando una banqueta protegida por vegetación.

anterior, pero no cabe duda de que no carece de cierta lógica y de que se ve muy atractivo en algunos casos particulares, por ejemplo en aquellos caminos que poseyendo cunetas han de ser ampliados en ancho de sección; suprimir tales elementos contribuye al nuevo ancho de una manera muy tentadora. Tampoco parece haber duda de que se ha abusado de la construcción de cunetas, que se ha transformado en algo excesivamente rutinario, al grado que no es raro verlas en cortes en balcón, del lado del corte, en secciones en curva con sobre-elevación hacia el terraplén, en las que seguramente el agua no tiende a almacenarse en el lado en que se ponen. Otro caso en que con frecuencia resulta conveniente eliminar las cunetas es el de cortes en cajón, cuando uno de los lados es de muy pequeña altura y exista delinida tendencia a que haya agua en ese lado, por bombeo, por sobre-elevación o por otra causa, de manera que se considere necesario hacer ahí cuneta. Sobre todo si ésta ha de revestirse, puede resultar mucho más económico y conveniente eliminar el lado bajo del corte con la excavación correspondiente. El caso se ilustra en la Fig. XI-12.

Al final de su recorrido las cunetas descargan por lavaderos y bajadas a alcantarillas, cañadas, cauces naturales, etc. Ya se ha mencionado que la liga con



Cunetas revestidas en una formación susceptible de producir pequeños derrumbes que las obstruyan.

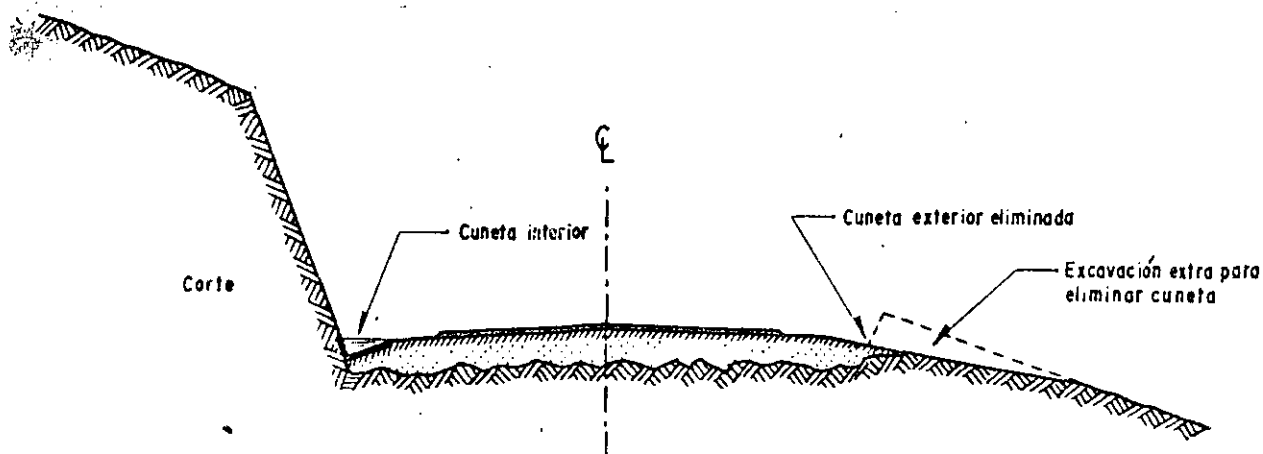


Figura XI-12. Eliminación de cunetas exteriores en cortes en cajón.

estas obras de eliminación es un punto delicado a contemplar siempre con cuidado en cada caso individual.

## XI-11 LAS CONTRACUNETAS

Se denominan contracunetas a los canales, excavados en el terreno natural o formados con pequeños bordos, que se localizan aguas arriba de los taludes de los cortes, cerca de éstos, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión del talud y el congestionamiento de las cunetas y la corona de la vía terrestre por el agua y su material de arrastre. (Fig. XI-13).

La contracuneta se construye a una distancia variable del coronamiento del corte y que depende de la altura de éste; se trata de que entre la contracuneta y el propio corte no quede un área susceptible de generar escurrimientos no controlados de importancia y, a la vez, de no colocarla demasiado cerca del corte, a fin de facilitar su trazo y permitir que se desarrolle sobre terreno que no se vea afectado por pequeños derrumbes que pudieran llegar a presentarse, pequeños abatimientos o trabajos de amacice que eventualmente hayan de hacerse, etc. En cortes de altura normal es frecuente que la contracuneta se encuentre a una distancia del coronamiento del corte comprendida entre la altura del mismo y la mitad de ese valor; en cortes altos, el punto más próximo de la contracuneta puede estar a unos 8 ó 10 m del coronamiento del corte.

El desarrollo de la contracuneta debe ser sensiblemente paralelo al propio corte; de esta manera el canal se va desarrollando con pendiente longitudinal. Si la loma en la que se construyó el corte es muy escarpada, un trazo paralelo podría dar lugar a pendientes excesivas en la contracuneta, por lo que en ese caso su trazo deberá ceñirse más o menos a las curvas del nivel de la superficie de la loma, alejándose los extremos de la contracuneta de la vía terres-

tre; obviamente éstos extremos deberán trazarse cortando dichas curvas de nivel, de modo que el canal vaya teniendo una pendiente apropiada.

La contracuneta debe conducir el agua captada a cañadas o cauces naturales en que existan obras que crucen la vía terrestre y es normal que para evitar excesivo desarrollo del canal los extremos lleguen a tener pendientes muy considerables, funcionando como auténticos lavaderos.

La sección del canal está, naturalmente, definida por su capacidad hidráulica, a su vez, relacionada con la frecuencia e intensidad de la precipitación pluvial en la zona, el monto del área drenada y las características de dicha área en cuanto a escurrimiento del agua superficial. Las Refs. 3 y 6 proporcionan criterios para efectuar el diseño hidráulico, estimando primeramente el gasto esperado y relacionando este dato después con la pendiente, a fin de llegar a una sección hidráulica; suele ser posible realizar este análisis con varias alternativas de trazo, para poder comparar los costos a que se llega estudiando algunas posibilidades de desarrollo y la necesidad de excavación, relacionada ésta con la magnitud de la sección requerida para el canal. A despecho de lo anterior y a causa de la falta de información, que produce grandes incertidumbres en los análisis hidráulicos e hidrológicos, las contracunetas suelen dimensionarse por proyecto tipo, formando un canal de sección trapezoidal con 60 u 80 cm de plantilla y taludes conformados de acuerdo con la naturaleza del terreno; la profundidad de este canal también está normalmente comprendida entre 40 y 60 cm. En contracunetas no revestidas el talud aguas arriba debe ser más tendido para evitar erosión, pero esta distinción se hace menos necesaria si se usan revestimientos. Cuando se construyen excavando un canal, las contracunetas se excavan a mano o con equipo ligero (zanjadoras, tractores livianos, conformadoras, etc.); el material producto de la excavación debe de colocarse aguas abajo de ella (por lo menos a 1 m) o, lo que generalmente es mejor, debe retirarse.

En algunas ocasiones se han construido las con-

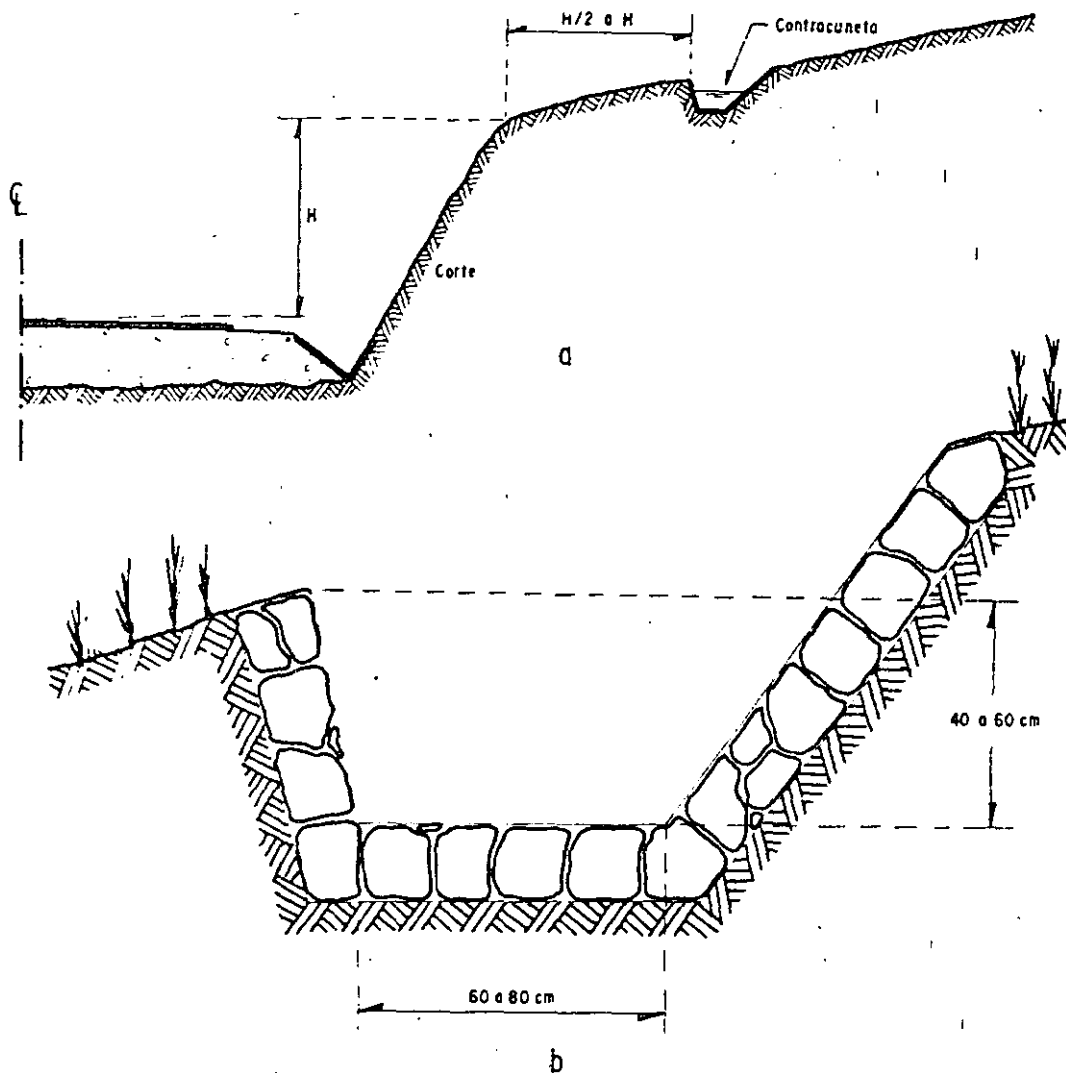
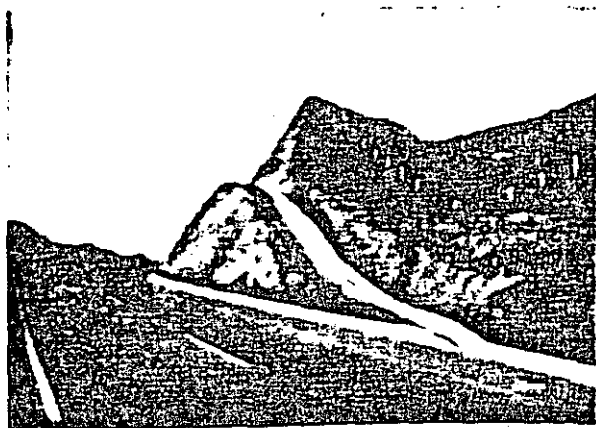


Figura XI-13. Contracuneta.

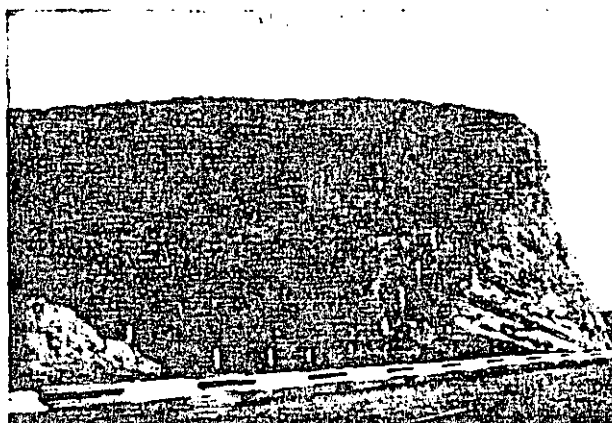
tracunetas formando un pequeño bordo, con material seleccionado de algún préstamo o con material producto de una excavación hecha en el mismo lugar, en cuyo caso ésta deberá efectuarse aguas arriba del bordo que se forme. Dicho bordo deberá situarse sobre

un pequeño despalme y estar formado por materiales apropiados y debidamente compactados.

Es norma relativamente común formar las contracunetas directamente en el terreno natural, sin revestirlas; sobre esta norma se harán comentarios en párrafos subsecuentes. Cuando las contracunetas



Una contracuneta bien impermeabilizada y complementada adecuadamente por escalonamiento en el corte.



Una gran contracuneta no revestida.



**Fallas en corte propiciadas por contracunetas no revestidas.**

se revisten, suelen usarse los mismos materiales que se mencionaron para el caso de las cunetas. En este caso las operaciones necesarias para el revestimiento se complican por la necesidad de llevar los materiales a los lugares elevados en que han de emplearse. Todos los criterios que suelen manejarse para definir si una contracuneta debe o no ser revestida son análogos también a los que se mencionaron para el caso de las cunetas, como también lo son todas las consideraciones en que tales criterios se fundamentan, tales como, por ejemplo, la información contenida en la tabla XI-2. Las contracunetas presentan el caso especial de sus tramos extremos, de muy fuerte pendiente, en los que el uso de revestimiento suele ser mucho más frecuente e indiscutido.

Precisamente el aspecto del revestimiento de las contracunetas es el que da lugar a prácticas tan inconvenientes, que llega a ser razonable muchas veces el preguntarse si estas obras complementarias deben emplearse en absoluto. Por razones de costo, los ingenieros de vías terrestres tienden, como es natural, a no revertirlas casi nunca o nunca y en tal caso se llega a producir en la corona del corte una sección en la que se desarrolla una zanja permeable. Si el suelo del corte es arcilla relativamente permeable o suelo constituido por mezclas susceptibles a los cambios de humedad, esta zanja permite entrar agua al cuerpo del corte, con las consecuencias ya discutidas otras veces; por esta razón no es raro ver que en carreteras o vías férreas en que se han usado contracunetas no revestidas, el trazo de éstas es precisamente el inicio de la superficie de falla en la corona del corte, superficie que probablemente no se hubiera formado de no existir la obra complementaria de drenaje.

Es prácticamente seguro que puede afirmarse que en todos los casos en que la contracuneta pueda ser útil o necesaria, o se pone revestida o será preferible no ponerla, pues los riesgos que implica colocarla en una mala condición (la eventual falla total del corte) superan con mucho a sus posibles beneficios (proteger la superficie del talud de erosiones y a las cune-

tas o a la propia corona de invasión de aguas no controladas). Una mala contracuneta conduce muy probablemente a un gran derrumbe; el no ponerla allí donde era necesaria, produce un tramo de mal comportamiento, susceptible de ser fácilmente detectable y corregido por varios métodos, incluyendo la construcción de una buena contracuneta.

Las reflexiones anteriores incluyen condicionantes en cuanto a la necesidad de construir contracunetas y es que, en efecto, pocas veces una obra complementaria se prodiga rutinariamente en tantos casos en que es inútil o muy poco útil y ello a pesar de su alto costo.

El criterio para definir la necesidad de contracunetas ha de basarse en consideraciones topográficas y de la naturaleza de los materiales que forman los cortes, los terraplenes vecinos y el terreno natural en la zona en estudio. La topografía define en mucho los escurrimientos que sea dable esperar sobre el talud; por ejemplo, en lomas muy pendientes hacia las cañadas que las limiten lateralmente, será de esperar que la gran mayoría de su escurrimiento superficial reconozca tales pendientes, ocurriendo por consecuencia paralelamente a la vía terrestre y no hacia ésta; allí no se precisarán contracunetas, muy especialmente si el terreno está vegetado o es superficialmente poco permeable, como suele suceder. En otras ocasiones, la topografía hace que la cuenca de captación sobre la corona del corte sea realmente muy pequeña. Naturalmente, la pendiente de esa cuenca también ha de considerarse.

La naturaleza de los materiales por proteger es determinante. Muchas veces es posible ver contracunetas construidas en zonas de suelos muy resistentes a la erosión o muy bien protegidos; los autores han visto contracunetas trabajosamente labradas sobre cortes en roca sana que no tenían problemas especiales de escurrimiento.

En resumen, será preciso pensar en la conveniencia de construir contracunetas, en primer lugar, en aquellos cortes no protegidos por una topografía apropiada, vale decir en los hechos en laderas y lomas con pendiente sostenida hacia la vía terrestre en extensiones grandes, que ofrezcan áreas de captación de lluvia de consideración y, en segundo, en los formados por materiales erosionables y capaces de proporcionar corrientes importantes de gasto sólido, tales como suelos limosos, limo-arenosos, arcillosos, de depósitos de talud, formados por mezclas de suelos gruesos y material de empaque variado, pero más fino. Sin embargo, es fácil ver que en todos estos casos la contracuneta ha de ser revestida, so pena de caer en riesgos mayores que los que se desea evitar con ella. A veces, en consideración a los escurrimientos superficiales que de otro modo llegarían inevitablemente a las cunetas puede ser conveniente la construcción de contracunetas en cortes en roca. En tales casos, muy bien puede suceder que la necesidad de revestimiento sea tan perentoria como en los casos de

suelos que más lo requieran. Ello ocurre, por ejemplo, en masas rocosas juntadas, con las juntas rellenas de materiales susceptibles al agua, sobre todo si los bloques de roca tienen cierta predisposición a caerse sobre la vía terrestre; otro tanto sucede en rocas estratificadas, con echado desfavorable hacia la vía.

En algunos países, México entre ellos, es práctica que tiene algunos defensores el construir en caminos modestos, en los que el bajo costo es una condición basta, un canal a modo de contracuneta, con desarrollo paralelo al propio camino, en todas aquellas zonas en que el terreno natural tiene, en extensiones importantes, pendiente sostenida hacia la vía; sobre todo, esto se hace en laderas naturales en plano inclinado, en que no existen prácticamente cauces naturales en que el agua se concentre y en donde puedan construirse alcantarillas. A veces, estas contracunetas se colocan en terrenos de pendiente tan ligera, que pueden merecer el calificativo de planos y, en tal caso, se adosan al camino, casi a modo de cunetas al pie del terraplén (de muy escasa altura, obviamente), en el lado aguas arriba, aunque no sea raro verlas hechas en ambos lados. Por razones de costo, estas zanjas naturalmente no se revisten.

La práctica anterior merece discusión y, desde luego, parece que puede asentarse desde un principio que no puede ser tan rutinaria como pretenden sus defensores más extremos.

En primer lugar ha de considerarse la sección hidráulica de la zanja que se coloque. Si ésta es pequeña, como es usual (como una contracuneta normal) cabe preguntarse que escurrimientos será capaz de detener y realizar los cálculos necesarios antes de aceptarla, pues muchas veces se encontrarán escurrimientos tales que si se dejaban llegar al camino, con sus cunetas y su corona por lo menos revestida, tampoco serían causa de mayores problemas y en otras se verá que la capacidad de la zanja no basta sino para detener una mínima parte del escurrimiento por venir, pasando de todas maneras la mayoría del agua al camino, con lo que la propia zanja sería irrelevante. A cambio se tiene en la proximidad de la carretera una vía de entrada al agua que humedecerá los cortes y los pavimentos produciendo muchos trastornos y ello aún teniendo en cuenta que en los caminos modestos de que se habla, los cortes serán, en general, de poca altura, con lo que muchos de los problemas de estabilidad causados por el humedecimiento se atenúan grandemente. Parece mejor práctica en aquellos lugares en que se vea que por el plano inclinado de la ladera viene un gasto importante, susceptible de causar perjuicios, substituir la contracuneta no revestida por un verdadero canal interceptor, que responda en su sección a un cálculo hidráulico apropiado y, que se desarrolle a suficiente distancia del camino como para que el no revestirlo carezca de importancia; estos canales pueden combinarse con bordos de encauzamiento, con la ventaja

de que ambas estructuras pueden ser hechas a mano, a bajo costo.

En lo que se refiere a las cunetas de protección hechas al pie de taludes bajos, en terrenos casi planos cabe comentar que no puede verse claramente el objeto de colocarlas en ambos lados del camino; la lógica ordena preocuparse únicamente de interceptar las aguas ladera arriba, en el sentido de las pendientes crecientes. Además, esa cuneta o zanja no revestida, al pie del talud bajo, será seguramente causa de inestabilidad de las terracerías y el modesto pavimento, causando una mala condición general en el tramo. Parece aquí también mejor práctica pensar en canales interceptores suficientemente alejados o en bordos que encaucen el agua a cauces naturales más o menos alejados. Huelga decir que son válidos los comentarios hechos en párrafos anteriores sobre el cálculo de la capacidad hidráulica de todas estas estructuras. El agua que aparezca de un modo u otro aguas abajo del camino en estos casos ha de ser objeto de atención para encauzarla y no para interceptarla, a fin de que no cause trastornos en caseríos o terrenos de labor que pudieran existir.

La conservación de las contracunetas merece consideración especial, pues es siempre difícil por lo inaccesibles que suelen quedar, una vez que el camino está en operación. Esto hace que se inspeccionen pocas veces, por lo que sus defectos se enmascaran, de modo que no es raro verlas con deterioros muy graves, que pueden ser fuente de serios problemas ulteriores: los autores han visto contracunetas no revestidas que, a partir de las dimensiones iniciales usuales, se habían convertido por erosión en tajos de 3 ó 4 m de profundidad, a partir de los cuales el agua tenía la posibilidad de infiltrarse a la masa del corte con las peores consecuencias; en otras ocasiones, esa labor erosiva hace que desaparezcan pendientes originalmente apropiadas, creándose zonas de agua estancada, que también propician infiltraciones de consideración. Aún en las contracunetas revestidas, la falta sistemática de conservación conduce a infiltraciones a través de agrietamientos que inevitablemente van apareciendo en los revestimientos, sobre todo de suelo-cemento y suelo-asfalto, pero aún también en los de mampostería y concreto.

La conservación de las contracunetas ha de hacerse casi siempre a mano, pues resulta engorroso movilizar el equipo hasta ellas; ésta es, a veces, otra razón para que tal conservación se descuide. En resumen, la experiencia de los autores es que las labores de conservación de las contracunetas se descuidan tanto y con tan malas consecuencias, que los ingenieros proyectistas han de tomar seriamente en cuenta esta circunstancia antes de proponerlas y, sobre todo, antes de recetarlas rutinariamente; si la conservación no está realmente garantizada, probablemente valdrá más no utilizarlas, sobre todo si no se han de revestir.

Finalmente, ha de insistirse una vez más en que muy frecuentemente las contracunetas tienen pendien-





**Canal interceptor.** En el centro el camino, arriba el canal.

tes tan fuertes que su revestimiento se hace indispensable; esto es desde luego, válido para los lavaderos que suele haber en sus extremos.

## XI-12 LOS CANALES INTERCEPTORES

Se mencionan aquí los canales que se construyen con fines de encauzamiento de las aguas superficiales que escurrirían hacia la corona de una vía terrestre, causando en ella erosiones o depósitos inconvenientes. Su construcción es frecuente, sobre todo en los casos ya mencionados en los incisos anteriores (escurrimientos por laderas naturales con pendientes hacia la vía) o en conexión con la de alcantarillas, sea para llevar a su entrada las aguas que han de cruzarlas o para controlar la descarga de las que ya lo hayan hecho. En el primer caso, un canal interceptor funciona en forma análoga a la de una contracuneta y le son aplicables muchos de los comentarios previamente hechos en torno a estas obras; sin embargo, la costumbre reserva la expresión canales interceptores para los que se construyen a distancias relativamente grandes de la vía terrestre y no están específicamente ligados a un corte en particular, sino que defienden un tramo más o menos largo de la vía, independientemente de cual sea la naturaleza de su sección.

Los canales interceptores se construyen por excavación manual o con equipo, generalmente ligero, del tipo de máquinas zanjadoras, conformadoras o tractores más o menos livianos. El material producto de la excavación deberá colocarse siempre aguas abajo del canal. Los taludes de éste dependerán del material en que se efectúa la excavación y de sus propias dimensiones; taludes de 1:1 o 1 1/2:1 son frecuentes. Las dimensiones del canal deberán seleccionarse como conclusión de un estudio hidráulico, que podrá llegar a ser de importancia en los casos en que los gastos que hayan de manejarse sean considerables. Las Refs. 3 y 6 proporcionan criterios para realizar tales estudios, que se consideran, por lo demás, fuera de los objetivos de esta obra.

La lejanía a que suelen colocarse los canales in-

terceptores respecto a la vía terrestre hace que muchas veces pueda pensarse en construirlos sin revestimiento y ello sin mayor riesgo. Naturalmente, la anterior no es una regla fija y en cada caso deberá ponderarse con cuidado el riesgo de permitir las infiltraciones que inevitablemente ocurrirán a través de la plantilla no revestida, optando por la protección en todos los casos necesarios. Lo que trata de decirse es que, con mayor frecuencia que en las contracunetas, podrán encontrarse casos en relación al uso de canales interceptores en que el no utilizar revestimientos, no produzca malas consecuencias de importancia.

Cuando los canales se revisten, se utiliza generalmente la mampostería y, en los casos más importantes, el concreto. Conviene que la superficie del revestimiento quede lo más lisa posible, para propiciar el escurrimiento, aumentando la eficiencia de la obra.

Los canales que se construyen como complemento de alcantarillas tienen sobre todo motivación ligada al funcionamiento hidráulico de tales obras, por lo que escapan a la atención de este libro. Es frecuente que entre ellos se presenten más casos en los que el revestimiento sea recomendable o aún imprescindible.

## XI-13 CONSIDERACIONES GEOTECNICAS EN TORNO AL DISEÑO DE ALCANTARILLAS

En todos los lugares en que el agua de escurrimiento superficial se concentre en un cauce natural, de funcionamiento estacional o permanente, será preciso en general disponer una estructura que permita el cruce de las aguas bajo la vía terrestre; estas estructuras son los puentes y las alcantarillas, cuya distinción es, como se dijo, arbitraria. También se señaló como en México se consideran alcantarillas las obras cuyos claros sean menores de 6 m. Las alcantarillas, según su importancia hidráulica pueden resolverse con uno o varios tubos de concreto, con estructuras de bóveda de mampostería sobre muros de mampostería o de concreto o con losas de concreto sobre estribos de mampostería o más comúnmente, también de concreto. Todas las anteriores constituyen el grupo de las llamadas obras rígidas, por ser muy pequeñas las deformaciones que pueden sufrir bajo el peso de terraplén sobre y a los lados de ellas. Además existen las alcantarillas flexibles, generalmente metálicas de lámina corrugada, que se usan mucho en secciones tubulares, pero que cada día se prodigan más en otras secciones, como la ovoidal y la elíptica, apropiadas para el manejo de gastos mayores que los que desalojan los tubos o aún para formar túneles cortos y pasos a desnivel; en estas obras de lámina metálica, las deformaciones bajo las presiones de tierra son importantes y ello impone diferencias geotécnicas notables, como más adelante se detallará.

Cuando lo exige el gasto que ha de desalojarse o en algunos casos que impone la topografía del lugar, todas estas obras pueden repetirse adosadas una a otra, dando lugar a alcantarillas múltiples. En suelos muy blandos suele recurrirse a la construcción de cajones de concreto.

El problema básico de las alcantarillas es el hidráulico, cuyo análisis queda fuera de las intenciones de este libro, pero que es detalladamente tratado en la Ref. 3, por citar un solo ejemplo de los muchos existentes. Aquí, será preciso únicamente hacer alguna referencia a los problemas geotécnicos ligados al funcionamiento de las alcantarillas, alguno de los cuales no carece de interés.

Una alcantarilla generalmente reduce en algo el área del cauce natural, ocasionando un embalse a la entrada y un aumento de la velocidad dentro y

a la salida de la obra. La profundidad del embalse y el aumento de la velocidad dependen del diseño hidráulico y son, por cierto, factores muy importantes para condicionar el mismo. Si el embalse es alto y duradero puede llegar a causar problemas en los terraplenes por erosión interna y tubificación; si rebasa la altura del terraplén producirá seguramente su falla catastrófica, pues naturalmente la obra de tierra nunca estará proyectada para tal condición, ya que siempre será más económico construir la alcantarilla necesaria. En general, la alcantarilla se diseñará para que su boca no quede sumergida en ningún caso por lo que los problemas anteriores están más bien ligados a falta de conservación y, concretamente, a obturaciones en el área hidráulica de la alcantarilla por sedimentos, arrastre de sólidos, ramajes, etc. Sin duda es este uno de los aspectos que hacen

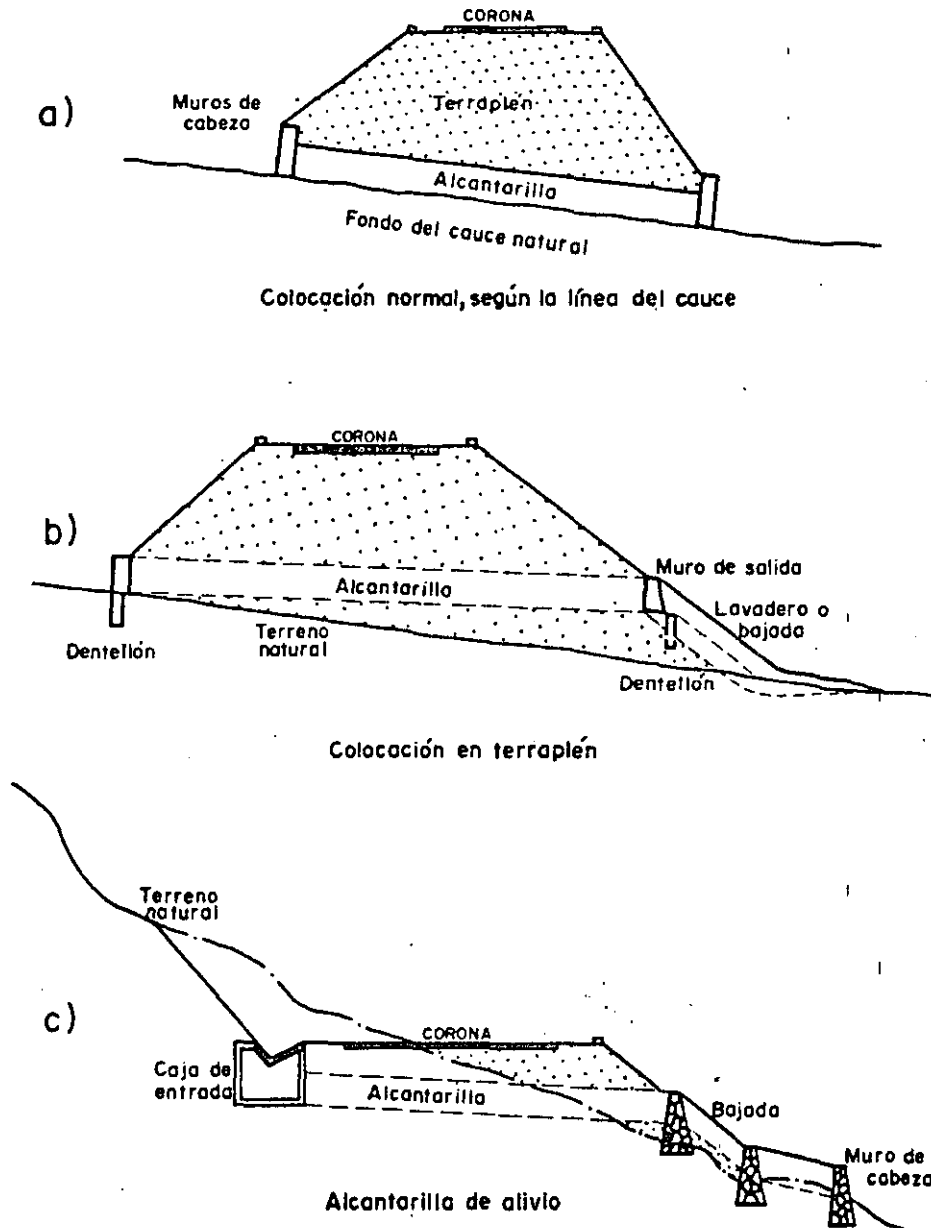


Figura XI-14. Diversos perfiles de alcantarillas.

más necesaria la periódica revisión de las obras y su limpieza sistemática, así como el uso de estructuras especiales de protección para evitar obturaciones.

El aumento de la velocidad a la salida de la obra puede producir problemas de erosión remontante en los suelos que reciban el embate del agua y frecuentemente obliga a pensar en dentellones, delantales de salida, canales de encauzamiento, disipadores de energía, etc.

En lo posible, una alcantarilla debe seguir la pendiente del cauce natural que la provoca; cualquier cambio brusco en la dirección del agua en cualquiera de sus extremos retarda la corriente y obliga a emplear un conducto de mayor sección. Sin embargo, hay ocasiones en que la pendiente natural resulta excesiva y daría lugar a velocidades no convenientes del agua dentro y a la salida de la obra, con las que se producirán erosiones en los materiales que forman la propia alcantarilla y harían demasiado peligrosas cualesquiera fugas que pudieran llegar a producirse en el recorrido interior del agua. En tales casos es frecuente recurrir a los trazos en perfil que se muestran en la Fig. XI-14.

En la parte *a* de la figura se muestra la colocación normal y conveniente, que es la que ha de darse a cualquier alcantarilla de bóveda, de cajón o de losa de concreto. La parte *b* representa un caso en que se reduce la pendiente de la obra alojándola en el terraplén; esta ubicación puede intentarse únicamente con tubos y guardando las precauciones que se indican someramente en la figura, en lo que se refiere a dentellones de entrada y salida, lavaderos o bajadas y a un muy especial cuidado en evitar cualquier posible fuga del agua en el interior de la obra. La parte *c* muestra una típica alcantarilla de alivio, de las que han de ser construidas en partes intermedias de cortes muy largos, para descongestionar las cunetas o para dar salida de trecho en trecho a la cuneta central de una autopista, cuando la haya; también en este caso resultará esencial respetar todas las precauciones necesarias, algunas de las cuales aparecen en el croquis.

Es frecuente que cuando el fondo del cauce natural tenga una pendiente excesiva se recurra a ubicar la alcantarilla sobre la ladera de la cañada; muchas veces esto se considera práctico o conveniente

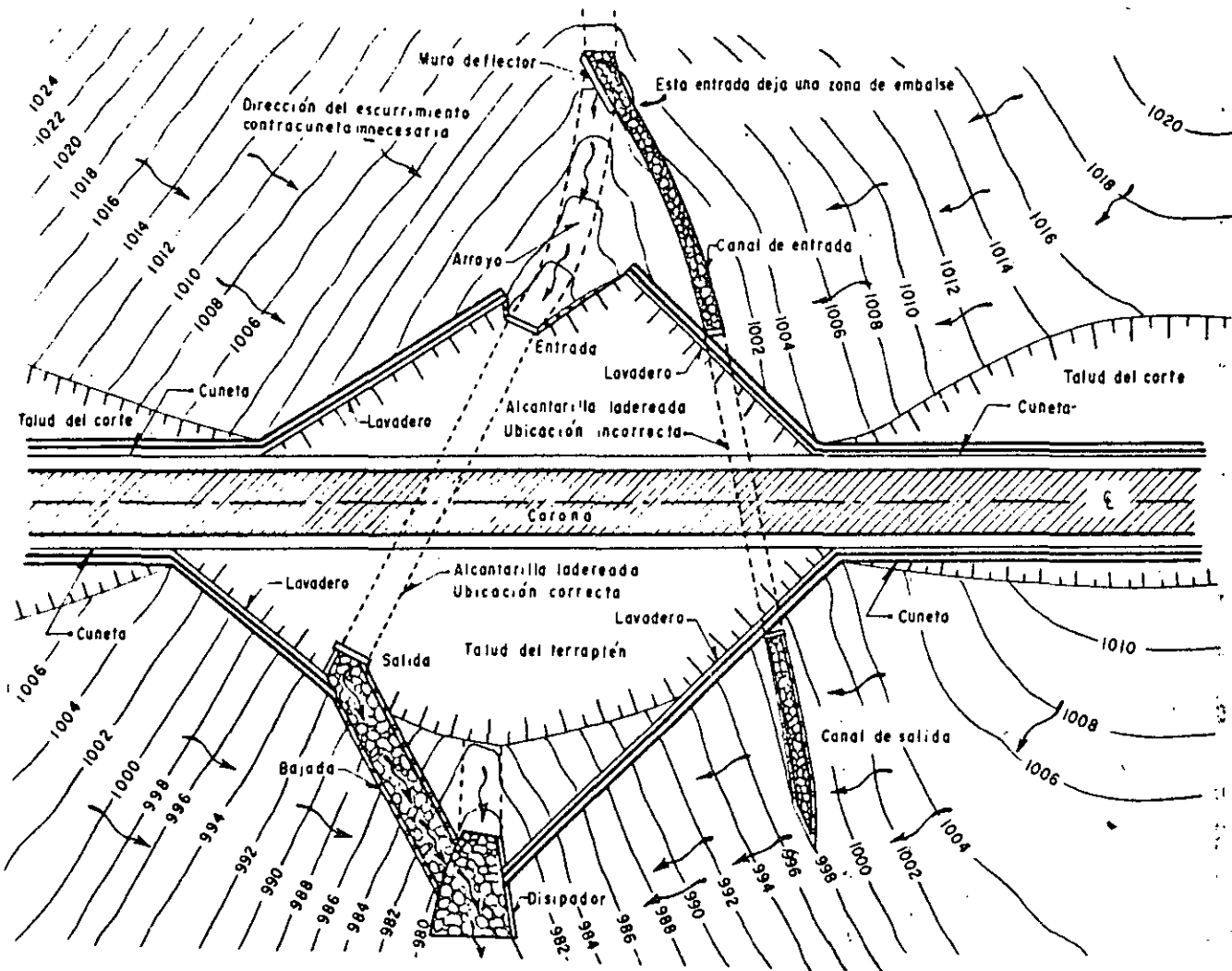


Figura XI-15. Ubicación de alcantarillas en laderas de cañadas.

a, partir de pendientes del orden del 15 %. Esta colocación de la obra puede resultar conveniente, pero también es común verla realizada con defectos serios que pueden comprometer tanto la eficiencia hidráulica de la alcantarilla como la seguridad del terraplén; es esencial que la entrada de la alcantarilla se encuentre a nivel del cauce natural, en el pie del terraplén de manera que toda el agua pueda circular a su través, sin cambios bruscos de dirección o de pendiente; muchas veces esto exige la colocación de muros encauzadores o alguna pequeña rectificación en el cauce. Si la entrada de la alcantarilla queda sobre el pie del terraplén y sobre el nivel del cauce, se habrá creado una zona de depósito e infiltración. La salida del agua debe hacerse también al cauce natural aguas abajo; para no prolongar excesivamente la alcantarilla, es común conducirla desde la salida de la obra hasta el cauce por algún canal, bajada o cualquier elemento de encauzamiento que cubra el mismo fin, controlando las erosiones remonantes. La Fig. XI-15 muestra una localización adecuada y una inadecuada, pero frecuente, de estas obras.

Otro aspecto importante de la localización de las alcantarillas es su desarrollo en planta. La tendencia natural y conveniente será alinear la obra con el cauce, de manera que la corriente de agua no altere su curso, evitándose así erosiones y remansos. Si el cauce natural está demasiado esviado respecto a la vía terrestre, la alcantarilla alineada puede resultar demasiado larga, pudiendo convenir entonces obligar a la corriente de agua a cruzar en forma más próxima a la perpendicular; lo anterior implica una serie de cambios de dirección en el agua, que sólo podrán ser aceptables si se logran por medio de canales rectificadores que encauzen las aguas sin provocar turbulencias erosivas. Las recomendaciones geotécnicas para la colocación de alcantarillas podrían resumirse como sigue:

1. Siempre que sea posible las alcantarillas deberán colocarse en el fondo del cauce natural y sin transiciones bruscas en alineamiento vertical u horizontal.

2. Cuando no sigan la línea de fondo del cauce natural, las alcantarillas deberán colocarse en una trinchera en suelo firme.

3. En cualquier localización que no sea el fondo del cauce natural se hará un estudio económico cuidadoso para establecer claramente que el costo de conservación de la localización escogida no hace nulo el ahorro en costo de construcción que con ella se tenga.

4. Cuando las alcantarillas no estén alineadas con el cauce natural, deberá tenerse especial cuidado en que su entrada y su salida resulte apropiada al agua, sin quiebres bruscos o salientes capaces de fomentar turbulencias o erosiones. La eliminación de tales obstáculos casi seguramente será siempre económica.

5. El gradiente hidráulico que exista dentro de

la alcantarilla deberá ser tal que la velocidad del agua en ella sea igual o mayor que la que tenía en el mismo trecho de cauce natural.

6. Deben evitarse en las alcantarillas contracciones en la veña líquida.

Una zona crítica es siempre la frontera entre el material férreo del terraplén y la alcantarilla propiamente dicha, pues en ella se dificulta la compactación del material de abrigo y se favorece la penetración del agua, que puede tubificar al material de terracería o humedecerlo; es frecuente que sobre las alcantarillas, los pavimentos muestren defectos especiales por este motivo, que deberá cuidarse siempre en forma muy especial durante la construcción.

Los problemas de cimentación de las alcantarillas se resuelven en principio con los métodos discutidos para cimentaciones superficiales en el Capítulo VIII de este mismo volumen. Se exceptúa el caso de los tubos, que por comunicar al terreno natural esfuerzos muy bajos quedan fuera de estas consideraciones. El problema radica, como ya se dijo, en la falta de estudios de que suele adolecerse en las alcantarillas, por su gran número y baja inversión individual. Por ello como también se discutió, las recomendaciones de cimentación de las alcantarillas suelen darse con base en observación o en estudios muy someros que han de hacer especialistas entrenados en la aplicación de las normas de la Mecánica de Suelos a estos problemas; los criterios en que tales especialistas han de moverse son los mismos detallados en el Capítulo VIII. Lo anterior, naturalmente, no excluye la necesidad de estudiar acuciosamente todos los casos que se detecten como especiales por alguna razón.

Cuando los terraplenes se colocan sobre terrenos muy blandos y compresibles, sus asentamientos resultan muy perjudiciales para las obras de drenaje que hayan de hacerse bajo ellos; estos asentamientos destruyen las obras rígidas convencionales o las deforman más allá de lo tolerable, cuando son flexibles. El problema de cimentación puede a veces resolverse colocando la obra sobre el material del terraplén, más resistente que el terreno de cimentación en este caso, pero esta solución está circunscrita al hecho de que al elevar la obra no se perjudique su comportamiento hidráulico o no se cree abajo de la plantilla un almacenamiento de agua, a partir del cual ésta pueda infiltrarse en el terraplén; generalmente el método anterior es apropiado en terraplenes sobre terrenos pantanosos e inundados o en lugares en que, por lo blando del terreno natural, parte del terraplén se incrusta en él desde un principio. El cajón de concreto (Ref. 10) es la estructura para alcantarilla grande (considerando los casos en que los tubos ya no resuelven el problema hidráulico) que transmite al terreno los menores niveles de esfuerzo; además este tipo de estructuras es el que soporta mejor los movimientos del terraplén sobre el terreno de cimentación compresible, pues aunque sufran agrietamientos que hayan de ser calafateados, su función no se ve esen-

cialmente comprometida por el asentamiento y, al comunicar al terreno esfuerzos del orden de los que comunica el propio terraplén, se eliminan los problemas por asentamiento diferencial, de otro modo tan graves.

### A. Estructuras flexibles

Las estructuras flexibles son aquellas construidas por tubos o arcos de lámina de acero corrugada, con recubrimiento adicional o sin él colocados en el terreno, bajo el terraplén, en una o más líneas (baterías).

Para fines de proyecto es preciso considerar en estas estructuras la influencia de las cargas muertas y la de las cargas vivas. Las primeras son debidas al peso propio (total o parcial) de la tierra colocada sobre la estructura (colchón); las cargas vivas son debidas al peso del equipo que transita sobre la estructura, antes o después de que ésta haya sido debidamente protegida por su colchón de tierra. Los impactos producidos por las cargas móviles y, en ciertos casos, las vibraciones transmitidas por las mismas se consideran también como cargas vivas. En general, el efecto de la carga viva disminuye al aumentar el espesor del colchón y al aumentar la velocidad del tránsito.

Además de los efectos verticales de las cargas consideradas, existen también presiones laterales y longitudinales a lo largo del eje de la estructura inducidas por las cargas verticales.

En general puede decirse que la pequeña cedencia inherente a una estructura metálica flexible alivia considerablemente los estados de esfuerzos actuantes en la propia estructura en comparación a una idealmente rígida. Ello es debido al fenómeno de arqueo

(Ref. 11), estudiado en el Capítulo 5 del Volumen I y en el Capítulo XIV de este volumen; el efecto hace que la presión vertical de tierra actuante en la bóveda de la alcantarilla sea menor que la que corresponde al espesor de colchón sobre ella; el efecto puede cuantificarse aproximadamente recurriendo a la teoría que se incluye en las referencias arriba mencionadas. Usualmente y desde el punto de vista estructural suele especificarse que la bóveda de una alcantarilla flexible no pueda ceder más de un 5% de la máxima dimensión vertical; este límite cubre ampliamente las deformaciones necesarias para el desarrollo del efecto de arqueo, por lo que puede garantizarse que éste tendrá lugar siempre sobre obras metálicas flexibles del tipo utilizado por la práctica. El efecto de arqueo es más notorio en arenas que en arcillas y se ve influenciado por las vibraciones, que tienden a disminuirlo, sobre todo en el caso de las arenas. Sin embargo, debe recordarse que existe un espesor mínimo de colchón para que se desarrollen efectos de arqueo de importancia práctica; los límites respectivos se discuten también someramente en la Referencia 11.

Si se supone que los efectos de arqueo son inexistentes, los efectos de la combinación de carga muerta y carga viva sobre una alcantarilla son como los que se muestran para dos casos particulares en las Figs. XI-16 y XI-17 en referencia al caso de carreteras y ferrocarriles, respectivamente.

En ambos casos se ha considerado que la carga muerta, debida al colchón de tierra, aumenta linealmente con la profundidad; el efecto de la carga viva (en el caso de las figuras, H-20 para carreteras y Cooper E-72, más 50% de impacto, para ferrocarril) sigue una ley de variación de tipo hiperbólico con la profundidad. La carga total, suma de ambas, se muestra en las dos figuras.

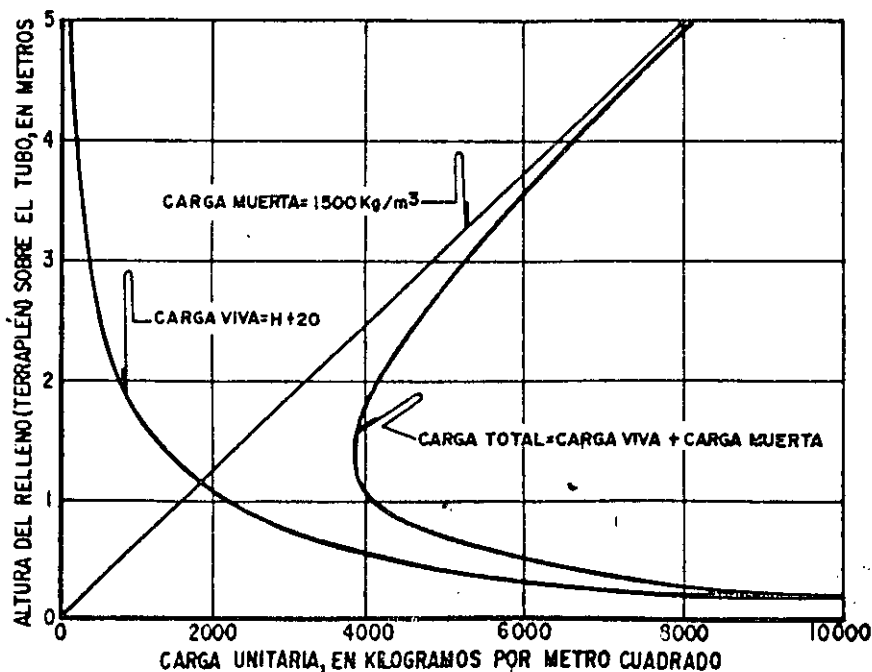


Figura XI-16. Combinación de cargas muerta y viva sobre alcantarillas flexibles en carreteras para las condiciones que se citan.

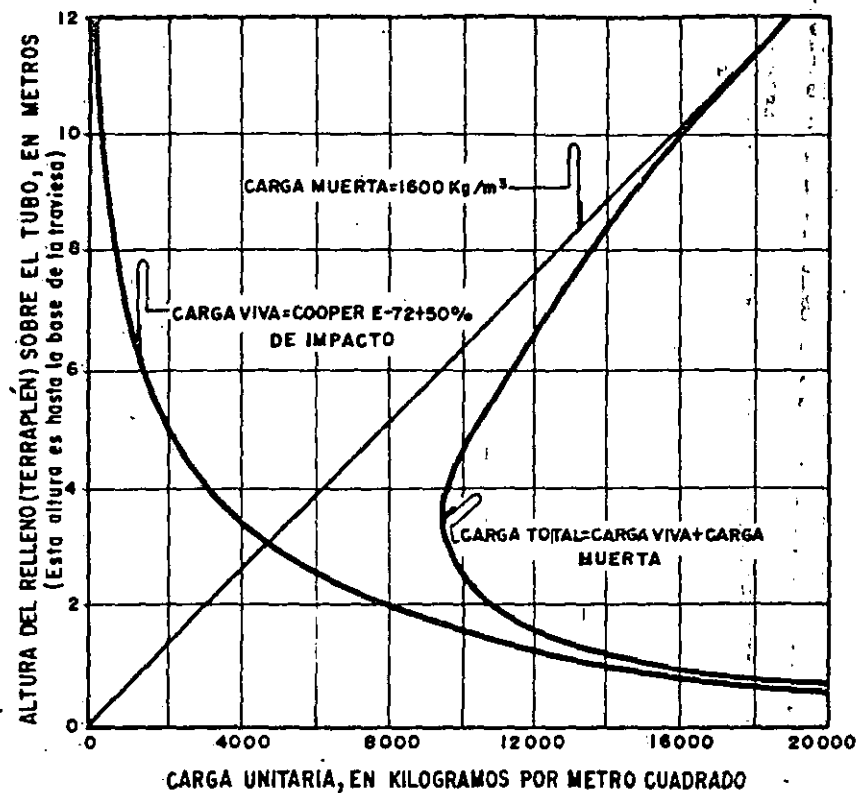


Figura XI-17. Combinación de cargas muerta y viva para alcantarillas flexibles en ferrocarriles para las condiciones que se citan.

Considerando el efecto de arqueo, las gráficas anteriores dan todavía resultados representativos para colchones de pequeño espesor, en los que el efecto casi no se desarrolla; en espesores mayores, la carga muerta ya no es ahora función lineal de la profundidad, sino que crece hasta un límite, a partir del cual ya se mantiene uniforme. De las gráficas se desprende que en cada caso existe un colchón para el que la combinación de cargas produce un efecto mínimo.

Para resistir correctamente a las cargas, la alcantarilla deberá estar apoyada en un suelo homogéneo en toda su longitud; si el terreno natural no lo es, deberá hacerse una sustitución de los materiales débiles o compresibles por material compactado. Bajo la obra deberá colocarse una plantilla, preferentemente de arena compacta. En terraplenes construidos sobre terrenos compresibles, el efecto diferencial de

mayor asentamiento en el centro respecto a las orillas puede hacer conveniente el dar a la obra una adecuada contraflecha.

La resistencia y el funcionamiento de cualquier tipo de estructura flexible para drenaje depende en gran parte de la calidad y las normas de colocación del material de relleno lateral y de colchón adyacentes a ella (Ref. 12).

Este relleno debe ser en lo posible inerte al agua, es decir, no susceptible a expansiones, agrietamientos, etc., fácilmente compactable y no susceptible tampoco a la tubificación. En el Capítulo III del Volumen I se han dado normas para estimar la susceptibilidad de los suelos a esos fenómenos; dichas normas son aplicables al caso ahora tratado.

Con el objeto de evitar distorsiones de la estructura metálica, el relleno lateral deberá colocarse por capas y alternativamente, de modo que vaya creciendo simultáneamente en los dos lados. El colchón debe comenzar a colocarse en el centro de la bóveda, extendiéndose en sentido transversal simultáneamente hacia los lados, con el mismo fin; es conveniente comenzar el cubrimiento en sentido longitudinal procediendo del centro hacia los dos extremos del tubo. Lo fundamental a cuidar en la colocación del relleno es la correcta compactación de las capas en que se vaya colocando; la despreocupación de este concepto, es, sin duda, fuente de un gran número de fallas en obras flexibles de drenaje. La compactación hace aumentar la estabilidad del suelo y al aumentar su resistencia al esfuerzo cortante, disminuye los empujes de tierras que el relleno ejerce lateralmente contra la estructura; la compactación del colchón hace



Compactación en torno a una alcantarilla flexible.

aumentar grandemente los efectos benéficos del arqueo, reduciendo mucho las cargas verticales en la estructura. Como regla práctica, no debe haber en un contorno a la estructura, con ancho de dos diámetros de la misma, material que no haya sido cuidadosamente compactado: estas operaciones pueden hacerse con equipo manual o de cualquier forma que garantice la buena ejecución del trabajo sin daño para la alcantarilla; en la compactación del colchón especialmente se comete con frecuencia el error de hacer circular sobre la obra equipo pesado de compactación antes de que se haya alcanzado un espesor de cubrimiento protector suficiente; ésta ha sido frecuente causa de fallas.

Si el colchón vertical es reducido, los empujes laterales pudieran predominar y tender a aperaltar a la alcantarilla; en este caso conviene recurrir a secciones tipo bóveda, más anchas y menos altas, que aumentan el colchón y contrarrestan en mal efecto anterior.

Es frecuente que las alcantarillas flexibles muestren defectos estructurales (deformaciones, cedencias, etcétera), durante su funcionamiento; estos efectos suelen tener siempre como origen la mala compactación de los rellenos que produce empujes de tierras superiores a los considerados en el proyecto que, lógicamente, toma en cuenta los espesores de colchón y terraplén bien compactados. La solución de estos defectos no puede ser otra que la radical, que consiste en retirar el relleno suelto y en substituirlo por otro bien compactado.

Cuando el terreno que sirve de base a una alcantarilla flexible es compresible y ésta se hunde longitudinalmente, el mayor hundimiento bajo el centro del terraplén respecto al de sus hombros, hace que se abran las juntas entre las placas metálicas ensambladas que constituyen la alcantarilla; para resolver este problema e impedir la filtración de agua por las juntas abiertas puede colocarse por dentro un anillo expansor de acero corrugado, cuyas corrugaciones siendo la diferencia igual al monto de las fuerzas coincidan con las de las placas que forman la alcantarilla; este anillo puede expandirse desde dentro y actúa así como sellador. En algunos casos y siempre que se logre de un modo efectivo que el anillo trabaje solidariamente con la pared de la estructura, podrá considerársele como un refuerzo estructural. En caso en que el anillo anterior actúe como sellador es conveniente colocar entre él y la estructura una capa de asfalto, neopreno u otro material flexible similar.

A menudo se ha observado que la conservación de las alcantarillas, tanto flexibles como rígidas, se descuida lamentablemente, así como la de sus obras auxiliares (muros de cabeza, rompedores de energía del agua, obras de encauzamiento, lavaderos de descarga, etcétera); naturalmente esto se traduce en daños posibles para los terraplenes y en menor vida útil para el camino en general y para las alcantarillas en particular. El azolvamiento es un efecto particularmente

nocivo. Una buena conservación comprende la realización de obras de encauzamiento y de todas las necesarias para corregir, a la luz del funcionamiento, todos los defectos u omisiones de la construcción.

Un terraplén tubificado se reconoce por la presencia de irregularidades, oquedades, afloramientos de agua o manchas de humedad y otros signos de escurrimiento interno, especialmente en el talud de aguas abajo del terraplén. Si el proceso de tubificación ha avanzado poco, nada ofrece mejor garantía que la instalación de un filtro en el talud del terraplén aguas abajo y en torno a la alcantarilla; si el proceso está avanzado, además del filtro será preciso reponer el material tubificado, llegando incluso a construir galerías a través del terraplén para lograr que esa reposición se efectúe en forma completa.

Una fuente común de problemas de tubificación son los agujeros que se dejan sin sellar dentro de la alcantarilla; estos agujeros pueden haber sido necesarios para facilitar las maniobras de transportación e izado de las piezas que la constituyen; son especialmente peligrosos cuando el relleno que rodea la alcantarilla es susceptible a la tubificación (arenas finas y limos no plásticos con  $I_p < 10$ ); en los agujeros se produce succión del material de relleno por la corriente de agua, lo cual inicia un proceso de erosión progresiva que conduce a la falla de la obra por falta de soporte; se han llegado a ver casos en que el agua puede cruzar el terraplén por un verdadero túnel formado en torno a la obra, ignorando a ésta. Los agujeros en cuestión deben ser sellados durante la construcción de la alcantarilla.

En terraplenes muy arcillosos, la sequía prolongada puede producir agrietamientos en torno a la alcantarilla y esas grietas constituyen una entrada natural para las aguas. Cuando éste sea el caso, deberán sellarse todas las grietas en torno a la alcantarilla, tuneando el material de manera que se siga la grieta y colocando nuevo material debidamente compactado. Una buena protección de los taludes del terraplén con vegetación contribuye mucho a eliminar el problema de las grietas.

De los varios tipos de estructuras para drenaje que actualmente se usan en la tecnología de las vías terrestres, ninguno se debe considerar como la solución óptima de todos los problemas; todos tienen sus ventajas y sus inconvenientes. A continuación se hace un balance de las ventajas y desventajas que más comúnmente se atribuyen a las alcantarillas flexibles de tubo metálico.

Las principales ventajas radican en el hecho de trabajar con un producto fabricado con normas estrictas, lo que prácticamente elimina defectos graves de elaboración; también se tiene alta resistencia en comparación al peso. Las ventajas inherentes a la flexibilidad ya han sido suficientemente mencionadas. Los tubos metálicos funcionan convenientemente aún en suelos de muy baja capacidad de carga, pues comunican al terreno de cimentación presiones muy

bajas. Son también fáciles de instalar y manejar y están disponibles en gran variedad de secciones, tamaños y calibres de lámina, lo que permite mucha libertad para llegar al diseño óptimo correspondiente a cada paso particular.

La principal desventaja de las alcantarillas metálicas es probablemente su costo alto en relación a obras de mampostería y aún de concreto, que resultan siempre más baratas en lugares en que el terreno de cimentación no plantea problemas especiales de capacidad de carga. También hacen inconvenientes a las estructuras metálicas todas las aguas de naturaleza corrosiva, so pena de usar protecciones sumamente costosas sobre la lámina de acero; el concreto y la mampostería resisten asimismo mucho mejor el efecto erosivo de aguas a alta velocidad.

**B. Alcantarillas rígidas**

El estudio de las alcantarillas construidas con materiales rígidos, tales como el concreto reforzado, debe comenzar con un análisis de cargas a que estará sujeta la estructura, pues éstas juegan un papel especialmente importante en el comportamiento de aquélla.

**B-1. Estudio de cargas muertas**

Para fines de proyecto deben considerarse los dos tipos de cargas tradicionales: las muertas y las vivas.

Las cargas muertas son causadas por la tierra que abriga al tubo rígido. A primera vista se diría que dicho efecto es igual al peso propio del material colocado sobre el tubo; de hecho la afirmación anterior se consideró correcta durante muchos años en la práctica ingenieril. Hoy se sabe, sin embargo, que el efecto del suelo suprayacente puede ser mayor o menor que el peso propio, y, en rigor, sólo por una rara casualidad será igual a éste. Lo anterior es debido a que entre un prisma de suelo de ancho igual al diámetro del tubo, situado sobre éste y prolongado hasta la superficie del terreno o terraplén y las masas de suelo a ambos lados de este prisma, se ejercen fuerzas cortantes cuando hay alguna tendencia al movimiento relativo. Si las fuerzas cortantes producidas son hacia arriba, porque el prisma considerado trate de bajar respecto a las masas vecinas, el efecto del prisma sobre el tubo es menor que su propio peso; por el contrario, si, por alguna razón las masas vecinas tratan de bajar respecto al prisma, las fuerzas cortantes de frontera se producen hacia abajo, sumándose al peso propio del prisma, por lo que el efecto de éste sobre el tubo es mayor que su peso propio.

Para el propósito de calcular cargas muertas, las alcantarillas de tubo rígido se clasifican en cuatro clases principales de acuerdo con las condiciones de instalación, que influyen en la magnitud y dirección de las fuerzas cortantes a que arriba se hizo referencia. Estas clases se muestran en la Fig. XI-18.

Los tubos sin terraplén [parte a) de la figura] se instalan en las zanjas estrechas bajo el nivel del terreno natural; sobre ellas se coloca solamente el relleno

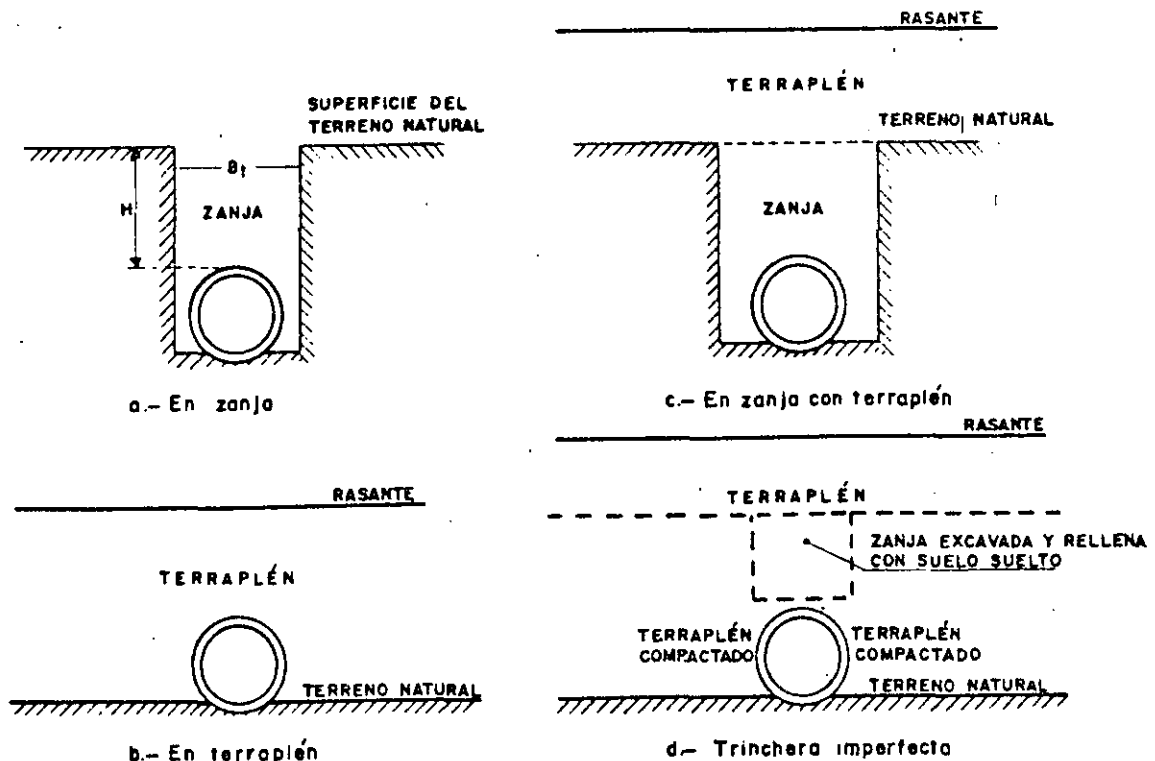


Figura XI-18. Clases de alcantarillado, según su colocación.



de la zanja posterior a la excavación. Los tubos con terraplén [partes b) y c) de la figura] están colocados bajo el mismo y pueden quedar o no en una zanja dentro del terreno natural, siendo favorecidos por ésta, pues al alojarse dentro de ella, la carga vertical se reduce tanto más cuanto más suelto sea el relleno que se coloca sobre el tubo; dicho relleno suelto no necesita ocupar toda la zanja, bastando una faja de 30 ó 40 cm de espesor sobre el tubo para lograr un arqueo beneficioso.

En la parte d) de la figura se muestra un tipo bastante usado de colocación muy favorable para reducir la carga actuante sobre un tubo instalado en el terraplén. En este sistema llamado de trinchera imperfecta, primero se coloca el tubo sobre el terreno natural, sin utilizar ninguna zanja; después se coloca el terraplén perfectamente bien compactado a los lados del tubo, hasta una distancia de dos veces el diámetro del mismo y hasta una altura de unos 40 cm sobre su clave. En seguida se excava una zanja a lo largo del tubo, con ancho igual al diámetro del mismo y hasta una profundidad ligeramente menor que la parte superior del tubo (del orden de 10 cm arriba de la clave); esta zanja se rellena ahora de material suelto y compresible tras lo cual se prosigue la construcción del terraplén, compactándolo convencionalmente. Cuanto más compresible sea el material de relleno colocado cerca de la clave del tubo en el sistema anterior, mayor será la reducción de la carga muerta actuante sobre el tubo; Marston (Refs. 13 y 14) ha sugerido añadir paja u hojarasca seca al relleno de la zanja para aumentar su compresibilidad. El mismo autor arriba mencionado ha desarrollado una teoría que permite valuar la carga muerta que actúa sobre el tubo de concreto en las diferentes condiciones de instalación que se muestran en la Fig. XI-18.

En primer lugar analiza el caso de los tubos en zanja (Fig. XI-18.a). Se aceptará la siguiente nomenclatura, con referencia a la Fig. XI-19. (Ref. 15).

- $W_m$  = carga muerta actuante sobre un plano horizontal tangente al tubo rígido en su clave.
- $\gamma_m$  = peso específico del suelo en el estado en que se encuentre.
- $F$  = carga vertical en el plano horizontal al nivel  $h$ .
- $D$  = diámetro exterior del tubo rígido.
- $B_t$  = ancho de la trinchera al nivel de la clave del tubo.
- $H$  = profundidad de la trinchera hasta el plano horizontal tangente al tubo por su clave.
- $h$  = distancia de la superficie del terreno natural a un plano horizontal en el relleno.
- $C_d$  = coeficiente de carga.
- $\phi$  = ángulo de fricción interna del material de relleno.
- $\phi'$  = ángulo de fricción entre el material de relleno y la pared de la zanja ( $\phi' \leq \phi$ ).
- $K$  = coeficiente de presión de tierras.

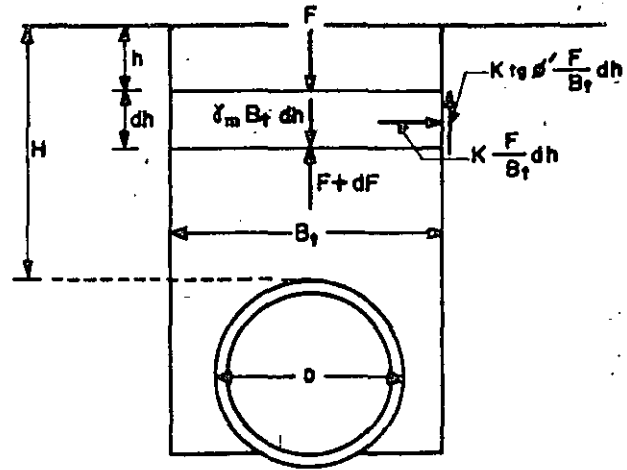


Figura XI-19. Deducción de la fórmula que da la carga muerta sobre tubos en zanja.

Con referencia a la Fig. XI-19 y analizando el equilibrio del elemento de relleno a la profundidad  $h$ , puede escribirse, respecto a un tramo unitario de tubo:

$$F + \gamma_m B_t dh = F + dF = 2K \tan \phi' \frac{F}{B_t} dh \quad (11-2)$$

Nótese que como el relleno siempre se coloca en estado suelto, por lo menos parcialmente, tenderá siempre a bajar, con lo que las fuerzas cortantes de reacción en las paredes de la zanja resultarán siempre hacia arriba, lo que es favorable para la situación del tubo. En la ecuación 11-2 Marston considera que  $K$  es el coeficiente de presión activa de tierras, lo que es discutible, puesto que las paredes de la zanja probablemente no ceden bajo el empuje; desde este punto de vista, tal parece que el coeficiente de presión de tierra en reposo ( $K_0$ ) pudiera ser más razonable. Al valuar las fuerzas cortantes en las paredes de la zanja, considera que se desarrollan al unisono la resistencia al esfuerzo cortante última en todos los puntos de la pared y esto tampoco resulta muy realista. Sin embargo, una consideración tiende a compensarse con la otra y el hecho es que los ingenieros especialistas que suelen aplicar las fórmulas de Marston reportan generalmente buenos resultados, cuando se satisfacen plenamente los requisitos de colocación del tubo.

La ecuación 11-2 conduce a una ecuación diferencial lineal, cuya solución con la condición de frontera  $F = 0$  para  $h = 0$  es:

$$F = \gamma_m B_t^2 \frac{1 - e^{-\frac{2Kh \tan \phi'}{B_t}}}{2K \tan \phi'} \quad (11-3)$$

Lo cual, en la profundidad  $h = H$ , puede escribirse:

$$W_m = C_d \gamma_m B_t^2 \quad (11-4)$$

donde  $C_d$  es un factor de carga adimensional e igual a:

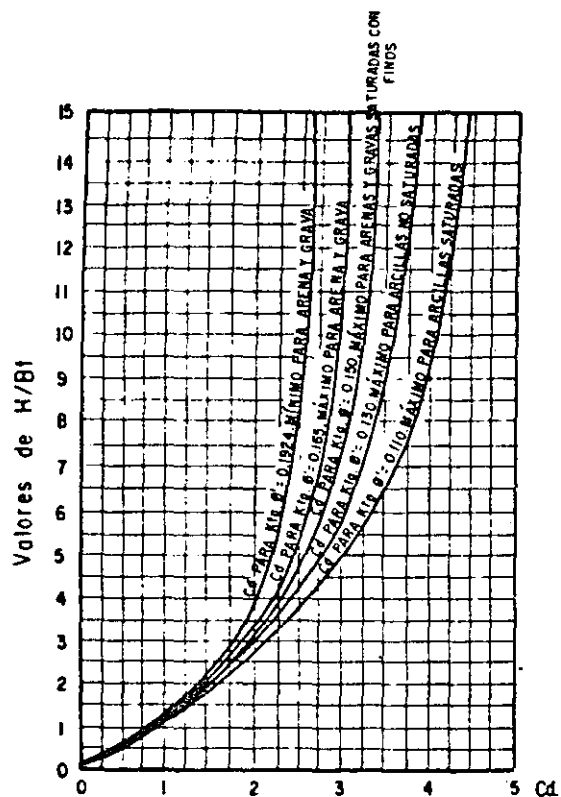


Figura XI-20. Valores del coeficiente de carga  $C_d$ .

$$C_d = \frac{2KH \tan \phi'}{1 - e^{-\frac{B_i}{2K \tan \phi'}}} \quad (11-5)$$

En las fórmulas anteriores  $e$  es la base de los logaritmos neperianos.

La ecuación 11-4 permite calcular la carga muerta sobre una unidad de longitud de tubo y en ella puede utilizarse cualquier sistema homogéneo de unidades.

$C_d$  es función del producto  $K \tan \phi'$  y de la relación  $H/B_i$ . Se encuentra en las gráficas de la Fig. XI-20 para los diferentes tipos de suelos.

Si el tubo es de tipo muy rígido (y éste es el caso general de los de concreto), prácticamente toda la carga dada por la fórmula 11-4 será tomada por él, pues su rigidez será mucho mayor que la del suelo colocado a sus lados como relleno dentro de la zanja; si el tubo, por el contrario, es flexible y el suelo a sus lados está debidamente compactado, las rigideces de ambos pueden ser similares y en tal caso, para considerar la carga que soporta el tubo deberá multiplicarse el valor dado por la ecuación 11-4 por la relación  $D/B_i$ , con los sentidos usuales para esas letras.

Frecuentemente la trinchera en que se aloja el tubo no tiene paredes verticales, sino que éstas poseen un cierto talud, lo que da lugar a una dimensión  $B_i$  variable; cuando éste sea el caso, deberá hacerse intervenir en la ecuación 11-4 el ancho medido sobre el plano horizontal tangente al tubo en su clave.

Naturalmente, este criterio sólo será válido si los taludes de la trinchera no son muy tendidos, pues si lo son, la carga sobre el tubo deberá analizarse con la condición de tubo en terraplén (Fig. XI-18.b).

El caso de tubos en terraplén corresponde al croquis mostrado en la parte b) de la Fig. XI-18, como ya se dijo. Ahora pueden imaginarse dos planos verticales tangentes al tubo y llevados hasta la superficie del terraplén; las fuerzas cortantes que se desarrollen en esos planos como consecuencia del movimiento relativo del prisma interior respecto a las masas de suelo vecinas jugarán un importante papel en la carga que actúe a fin de cuentas sobre el tubo. Si el prisma interior tiende a bajar respecto a las masas vecinas se producirá arqueado favorable y la carga sobre el tubo será menor que el peso del citado prisma interior; por el contrario, si las masas vecinas tienden a bajar con respecto al prisma, la carga sobre el tubo será mayor que la correspondiente al peso de la columna de suelo sobre él. Para cuantificar la carga muerta que haya de obrar en un caso concreto, se considera el plano horizontal tangente al tubo en su clave, al que se llama plano crítico y se analiza el movimiento relativo de puntos de ese plano colocados precisamente en la clave del tubo y a los lados de éste. El asentamiento del plano crítico a los lados del tubo es igual (Fig. XI-21) al desplazamiento que sufre la superficie del terreno natural por el peso del terraplén ( $S_p$ ), sumado al acortamiento que sufra la parte del terraplén localizada entre el terreno natural y el plano crítico ( $S_m$ ). Así, en resumen, el asentamiento del plano crítico a los lados del tubo será  $S_m + S_p$ . Por su parte, el asentamiento que sufre el punto del plano crítico sobre la clave del tubo, está también formado por dos sumandos; el primero expresa lo que baja la base del tubo,  $S_f$  (generalmente  $S_f > S_p$ , pues el primero comprende lo que bajó el terreno natural, más la incrustación que el tubo pueda tener dentro de él) y el segundo, la deformación estructural propia del tubo en la dirección vertical por efecto de la carga actuante,  $d_c$ . Así, lo que baja el plano crítico sobre la clave del tubo es  $S_f + d_c$ . El movimiento relativo en el plano crítico es igual a  $(S_m + S_p) - (S_f + d_c)$ .

Se define como relación de asentamiento,  $r_a$  a:

$$r_a = \frac{(S_m + S_p) - (S_f + d_c)}{S_m} \quad (11-6)$$

que expresa la relación entre el movimiento relativo en el plano crítico y el acortamiento del terraplén a los lados del tubo.

Una relación de asentamiento positiva indica que las masas vecinas se mueven más que el prisma interior y que, por tanto, la carga sobre el tubo excede al peso del prisma sobre el tubo; inversamente, la relación de asentamientos negativa es signo de arqueado favorable.

Conviene definir también la relación de proyec-

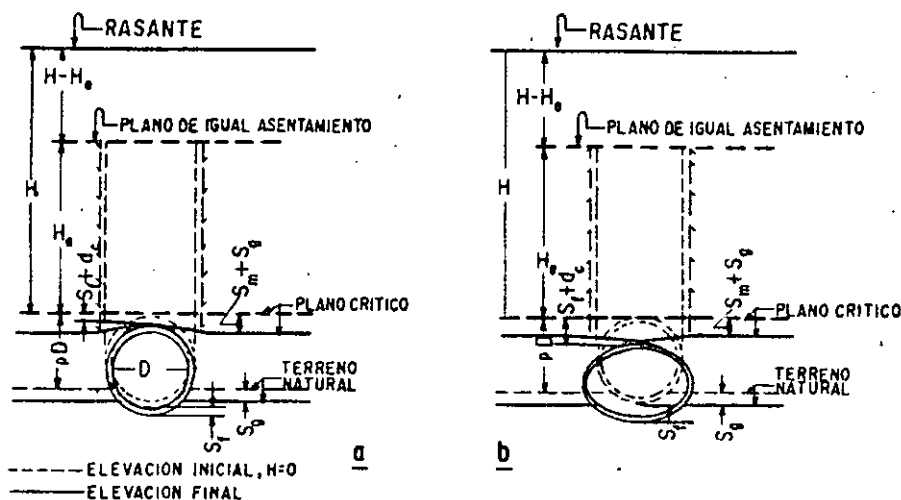


Figura XI-21. Tubos en terraplén.

ción,  $p$ , como el cociente entre el espesor del terraplén entre el terreno natural y el plano crítico y el ancho del tubo de concreto,  $D$ . Así el espesor del terraplén a los lados del tubo queda expresado por  $pD$ .

En terraplenes altos el efecto de arqueado sobre el tubo no abarca toda la altura, sino que tiende a dispersarse según la elevación crece respecto al tubo, pudiendo definirse una altura,  $H_e$ , en que estos efectos ya no son perceptibles. El plano horizontal que está a una altura  $H_e$  sobre el tubo se llama de igual asentamiento, pues se mueve ya lo mismo sobre la clave del tubo y a los lados del mismo; sobre el plano de igual asentamiento no hay los esfuerzos cortantes en los planos verticales imaginarios tangentes a los lados del tubo que se mencionaron atrás.

La fórmula a que llega la teoría de carga de Marston para tubos rígidos alojados en terraplén (Fig. XI-18.b) es:

$$W_m = C_c \gamma_m D^2 \quad (11-7)$$

donde las letras tienen el sentido ya definido en una lista precedente de este mismo párrafo y  $C_c$  es un Coeficiente de Carga, dado por las expresiones:

$$C_c = \frac{e \pm 2K \tan \phi H/D - 1}{\pm 2K \tan \phi}, \text{ para } H \leq H_e \quad (11-8)$$

$$C_c = \frac{e \pm 2K \tan \phi H_e/D - 1}{\pm 2K \tan \phi} + \left( \frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right) \pm 2K \tan \phi H_e/D, \text{ para } H > H_e \quad (11-9)$$

Los signos más deberán de usarse cuando la relación de asentamiento sea positiva y los menos cuando sea negativa.

En las fórmulas anteriores  $H_e$  indica la posición del plano de igual asentamiento (Fig. XI-21) y en principio puede valuarse con la expresión:

$$\left[ \frac{1}{2K \tan \phi} \pm \left( \frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right) \pm \frac{r_a p}{3} \right] \frac{e \pm 2K \tan \phi H_e/D - 1}{\pm 2K \tan \phi} \pm \frac{1}{2}$$

$$\left( \frac{H_e}{D} \right)^2 \pm \frac{r_a p}{3} \left( \frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right)$$

$$e \pm 2K \tan \phi H_e/D - \frac{1}{2K \tan \phi} \frac{H_e}{D} \pm \frac{H H_e}{D^2} = \pm \frac{r_a p H}{D} \quad (11-10)$$

Ahora los signos superiores deben usarse con relación de asentamiento positiva y los inferiores con negativa.

En la Fig. XI-22 se proporciona una gráfica que da lugar directamente el valor de  $C_c$  en función de los de la relación  $H/D$  y del producto  $r_a p$ .

Con la gráfica se hace innecesario aplicar las fórmulas 11-8 a 11-10, lo que por otro lado sería engorroso, ya que proporciona directamente los valores de  $C_c$  que se requieren para aplicar la expresión 11-7. Cuando  $r_a p = 0$  pueden suceder dos cosas:  $r_a = 0$ , es decir que el asentamiento del plano crítico es el mismo a los lados del tubo y en su clave o bien  $p = 0$ , es decir que el tubo esté alojado en una zanja de profundidad igual a un diámetro. En ambos casos, la constante  $C_c$  resulta igual a  $H/D$  y la carga sobre el tubo es idéntica al peso del terraplén sobre él; en efecto:

$$W_m = \frac{H}{D} \gamma_m D^2 = \gamma_m H D$$

Para valores negativos del producto  $r_a p$ ,  $r_a$  es el negativo, puesto que  $p$  es siempre positivo, si existe y la carga sobre el tubo es menor que el peso de la tierra suprayacente, pues el plano crítico se hunde

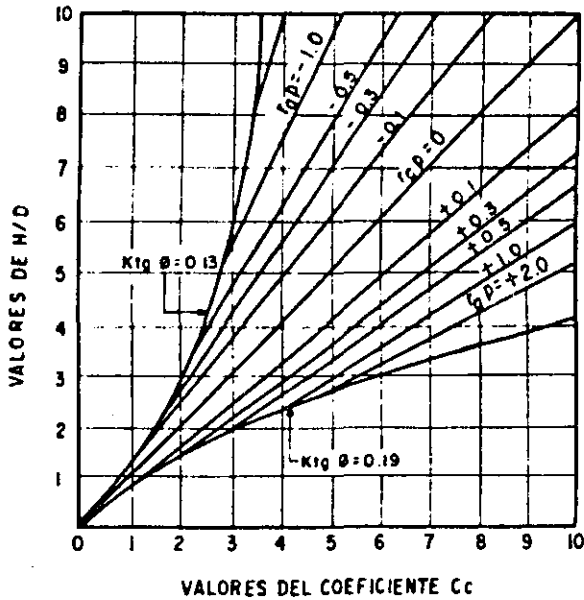


Figura XI-22. Valores de  $C_c$ .

más en la clave del tubo que a los lados de él. En este caso el valor de  $C_c$  depende del de  $K \tan \phi$  (expresiones 11-8 y 11-9) y crece al decrecer el valor de este producto, por lo que es conservador calcularlo con un valor mínimo, aunque realista de  $K \tan \phi$ ; en la gráfica, las curvas con  $r_0$  negativa se refieren a  $K \tan \phi = 0.13$  que corresponde a un terraplén de atalla. Las curvas correspondientes a  $r_0$  negativo parten de otra (trazo más grueso) que es la representación gráfica de la ecuación 11-8, de tal manera que la intersección de las líneas da el valor de  $H_c$  correspondiente a cada valor de  $r_0 p$  a partir de su ordenada. Cuando  $r_0$  es positivo, el producto  $r_0 p$  también lo es, diferentes valores de este producto generan las líneas a la derecha de la que se trazó a  $45^\circ$  para  $r_0 p = 0$ . En este caso, el valor de  $C_c$  crece con  $K \tan \phi$ , por lo que ahora lo conservador es calcular las líneas con un valor alto y realista del producto; en la Fig XI-22 el valor usado fue  $K \tan \phi = 0.19$ , que corresponde a suelos granulares sin finos. También

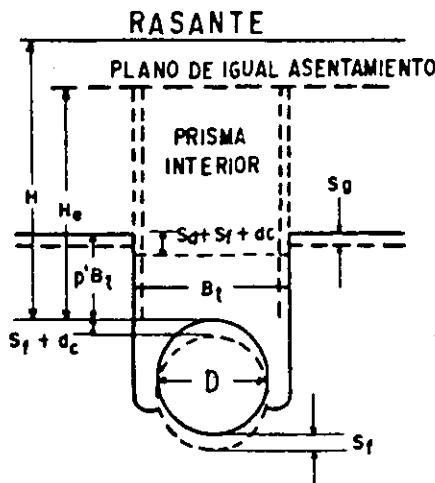


Figura XI-23. Trinchera en zanja bajo un terraplén.

estas curvas parten de otra que representa la ecuación 11-8 para  $r_0$  positiva; nuevamente puede estimarse  $H_c$  a partir de las ordenadas de los puntos de partida.

En la práctica se tiene el inconveniente de que para aplicar las ideas y gráficas anteriores no se puede valorar a priori la relación de asentamiento  $r_0$  con que vaya a trabajar el tubo en proyecto. El inconveniente se supera partiendo de un valor de  $r_0$  supuesto con base en el comportamiento de alcantarillas construidas. La tabla XI-4 da valores recomendados por la experiencia para la relación en estudio (Ref. 15).

TABLA XI-4

Valores de  $r_0$  para proyecto (Ref. 15)

Condiciones prevalcientes	$r_0$
Tubo rígido sobre roca o suelo no cedente	+1.0
Tubo rígido sobre suelo compresible	0 a +0.5
Tubo rígido sobre suelo común	+0.5 a +0.8

En el caso de alcantarillas en zanja, pero con terraplén suprayacente (Fig. XI-18.c), la carga muerta por metro de tubo puede estimarse con la expresión 11-11 que se muestra a continuación referida a la Fig. XI-23.

$$W_m = C_n \gamma_m B_1^2 \quad (11-11)$$

donde  $B_1$  es el ancho de la zanja y  $C_n$  es un coeficiente de carga que se obtiene de las gráficas de la Fig. XI-24.

En estas gráficas se usan respectivamente valores de la relación de proyección  $p$  (ver Fig. XI-23) de 0.5, 1.0 y 2.0. Para valores intermedios de  $p$  puede hacerse una interpolación lineal de los valores de  $C_n$  obtenidos. El significado de las distintas curvas que se muestran en las gráficas es similar al discutido para alcantarillas bajo terraplén, antes vistas. Se usó para cálculo un valor  $K \tan \phi = 0.13$ , lo que es conservador.

La experiencia proporciona pocos datos para fijar la relación de asentamiento a usar en el proyecto, estimándose que valores comprendidos entre  $-0.3$  y  $-0.5$  son adecuados para el caso.

Para el caso de alcantarillas colocadas en trinchera imperfecta (Fig. XI-18.d), la fórmula a aplicar es esencialmente la 11-11, substituyendo únicamente  $B_1$  por  $D$ , que es el ancho de la trinchera excavada. Así, para este caso la expresión sería:

$$W_m = C_n \gamma_m D^2 \quad (11-12)$$

donde  $C_n$  se obtiene también de las gráficas de la Fig. XI-24, pero usando la relación  $H/D$  en lugar de  $H/B_1$ . El valor de  $p$  es igual a la profundidad de la trinchera excavada, entre  $D$ .

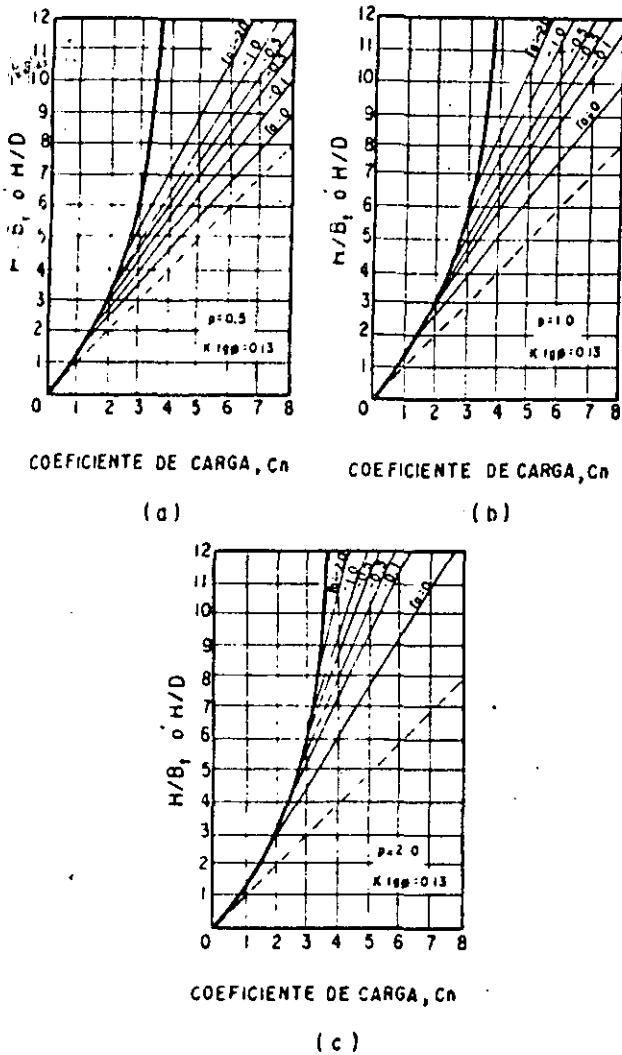


Figura XI-21. Valores del coeficiente de carga  $C_n$ .

**11-2. Estudio de cargas vivas**

Como ya se ha indicado, las alcantarillas soportan también cargas vivas que provienen del tráfico carretero, ferrocarrilero o aéreo que circula sobre ellas, según sea el caso. Los efectos de la carga viva dependen mucho del espesor del colchón de tierra que haya sobre el tubo, siendo naturalmente menores cuanto mayor sea aquél.

Todas las experiencias realizadas al presente, tanto en tubos en zanja como colocados sobre el terreno natural bajo un terraplén, indican que una carga superficial estática tal como la producida por una rueda inmóvil, transmite efectos al interior del terraplén que se pueden valorar con una aproximación aceptable si se utiliza la teoría de Boussinesq, para un medio linealmente elástico, semi-infinito, homogéneo e isotrópico. Las cargas que se aplican a las alcantarillas son, sin embargo, debidas a vehículos en movimiento; este importante hecho se suele tomar en cuenta en las fórmulas que se usan para calcular carga viva, introduciendo en ellas un factor mayor que la unidad denominada factor de impacto, con

el que se trata de representar el efecto del movimiento. Para alcantarillas bajo terraplenes de carreteras y aeropistas, Holl (Ref. 15) propone la siguiente expresión para el cálculo de cargas vivas sobre tubos rígidos.

$$W_v = \frac{1}{L} w_o F_i P \tag{11-13}$$

donde:

- $W_v$  = carga viva promedio actuante sobre el tubo por unidad de longitud del mismo.
- $L$  = longitud de una sección longitudinal del tubo, si éste se construye en tramos de un metro o menores. Si el tubo se construye en secciones de longitud mayor o es un tubo continuo deberá tomarse  $L$  precisamente igual a 1 m (longitud efectiva).
- $w_o$  = factor de influencia de la carga superficial.
- $F_i$  = factor de impacto, usualmente comprendido entre 1.5 y 2.
- $P$  = carga de rueda, considerada como una carga concentrada.

El factor de influencia de la carga superficial,  $w_o$ , depende de la longitud efectiva,  $L$ , del diámetro  $D$  (o ancho en el caso de una alcantarilla de losa o de un cajón) de la estructura, de la profundidad a que se encuentre la clave del tubo bajo la superficie del terraplén,  $H$ , y de la posición de la carga de la rueda con respecto al área en planta, del tubo proyectado sobre un plano horizontal tangente por la clave. Si se introducen los parámetros:

$$m = \frac{L}{H} \text{ y } n = \frac{D}{H}$$

donde  $m$  y  $n$  son intercambiables, el factor de influencia  $w_o$  puede calcularse con la gráfica de Fadum correspondiente a carga uniformemente distribuida en un área rectangular (Ref. 16). Aquella gráfica da el factor de influencia para un punto localizado en la vertical trazada por una esquina del área rectangular. Similarmente, para este caso la gráfica se aplica cuando la carga de rueda,  $P$ , se encuentra sobre una esquina del área del tubo en que se quiere calcular la carga por unidad de longitud (esta área es, como se dijo, la proyección del tubo en el plano horizontal tangente a su clave). Es curioso hacer notar que aunque ahora la aplicación de la curva de Fadum se hace aparentemente a un caso muy diferente, los valores de los factores de influencia conservan su validez, según hizo notar Holl (Ref. 15); si la carga de rueda queda sobre el centro del área rectangular (posición en que, por cierto, la influencia de la carga es máxima), el factor  $w_o$  se obtendrá multiplicando por cuatro el valor obtenido considerando una de las cuatro partes iguales en que puede dividirse el área rectangular, para la cual la carga de rueda quedará ya en esquina.

Para el caso de un alcantarilla rígida colocada bajo el terraplén de una vía férrea, deberá procederse de un modo diferente para calcular la carga viva sobre la estructura. Ahora se supone que la carga de los ejes motrices de la locomotora se reparte uniformemente en un área rectangular de longitud igual a la distancia entre los ejes motrices extremos y de ancho igual al largo de los durmientes de la vía; esta forma de razonar se justifica hasta cierto punto pensando en el efecto repartido de los rieles y de los durmientes. El efecto de la carga así obtenida sobre la alcantarilla puede valuarse aplicando la misma gráfica de Fadum de que se ha hablado (Ref. 16). También en este caso debe multiplicarse la carga de la locomotora por un factor de impacto, generalmente estimado en 1.75, cuando el relleno sobre la alcantarilla es menor de dos metros y que se reduce en 0.10 por cada metro adicional del relleno, con límite en la unidad.

El efecto de las cargas, sean vivas o muerta, sobre las alcantarillas consiste en esfuerzos y en deformaciones sobre la propia estructura, pero estos aspectos no son naturalmente objeto de estudio en este lugar. Una cuestión de considerable repercusión sobre los criterios estructurales y que sí merece citarse es el aumento en longitud y el cambio de forma que padece un tubo cuando se coloca sobre terreno compresible y bajo terraplenes altos que se asientan en él. En esos casos la práctica aconseja tratar de llegar a un tubo con juntas flexibles y quizá provisto de una adecuada contraflecha, en lugar de proyectar uno continuamente rígido, en que la deformación del terreno desarrollaría esfuerzos prohibitivos.

### C. Instalación de alcantarillas en el campo

Todas las alcantarillas, rígidas o flexibles, han sido proyectadas para resistir una presión de tierra media correspondiente a una cierta altura de relleno, pero como se vio en los párrafos A y B anteriores, los movimientos relativos o las simples tendencias a ellos, juntamente con el arqueado de los suelos, pueden hacer que esas condiciones medias esperadas varíen mucho, por lo que resulta indispensable que el ingeniero encargado de la instalación de las obras en el campo tenga pleno conocimiento de estos problemas, para ser capaz de interpretar las condiciones específicas que se le presenten, decidir si su obra soportará presiones mayores o menores que las que corresponden a los manuales de diseño o proyectos tipos (que también deberá conocer) y realizar, en su caso, los cambios que pueden ser precisos en la instalación, a fin de asegurar un adecuado comportamiento estructural.

#### C.1. Terrenos de cimentación no cedentes

Se tienen en roca o en suelos duros y firmes.  
Si la alcantarilla se coloca en trinchera se tiene

siempre un alivio respecto a la presión media, correspondiente al prisma suprayacente. En efecto, la altura de material de terraplén sobre la obra será mayor que a los lados y, por lo tanto también será por lo menos algo mayor el asentamiento que ese material sufra con el tiempo. Este efecto será, por supuesto, mucho más marcado en las alcantarillas flexibles, por su propia cedencia.

Si las alcantarillas están en terraplén (Fig. XI-18) el efecto benéfico anterior se invierte. Ahora la altura de material de terraplén a los lados de la obra será siempre algo mayor que sobre ella (por lo menos en la altura de la propia obra) y, por esta razón, serán mayores los asentamientos a los lados que sobre la alcantarilla, lo que se traducirá en un aumento de la presión actuante sobre la media. Claro es que si la alcantarilla es flexible, su propia cedencia contrarrestará y aún invertirá el efecto anterior, aliviando la presión a fin de cuentas, pero si es rígida esto no sucede y, de hecho, la condición que ahora se comenta es la más severa que puede presentarse en una alcantarilla rígida. Huelga decir que en casos como éste convendrá siempre formar una trinchera o dejar sobre la clave de la obra una porción del colchón muy suelto para que, al deformarse, neutralice el incremento de presiones. Cuando la alcantarilla haya de colocarse en terraplén forzosamente cabe aún otra alternativa, quizá la mejor, que es dotarla de un colchón de apoyo bajo su fondo; éste elemento deberá excavar en la roca o en el suelo duro en todo el ancho de la alcantarilla y en una profundidad mínima de 30 cm. Además de proporcionar un apoyo uniforme y exento de irregularidades susceptibles de generar concentraciones indeseables de presión, como lo haría la roca, este colchón puede resolver el problema de las presiones, si se le da un grado de compactación bajo, que le permita ceder algo bajo un terraplén alto; por el contrario, si el terraplén es muy bajo, convendrá que la plantilla se compacte muy bien, pues allí las presiones no serán problema y podrían serlo las cedencias, al rellejarse en el pavimento.

#### C.2. Terrenos de cimentación cedentes

Se tienen en formaciones de turba, suelos arcillosos o suelos formados por mezclas de arcilla con otros materiales, en los que prevalecen condiciones de humedad relativamente altas.

Ahora cederá en general el terreno bajo, la alcantarilla lo mismo que a sus lados y las presiones tenderán a uniformizarse y aliviarse; como siempre, el alivio será más intenso en las alcantarillas flexibles. Para uniformizar el estado de presiones bajo y a los lados de la obra será muy recomendable construir una plantilla de apoyo de material granular, que se extienda por lo menos un diámetro a cada lado y que tenga un espesor mínimo de 20 cm.

Usualmente las alcantarillas se construyen antes de iniciar la construcción de las terracerías, de manera de no alterar, ni tan siquiera temporalmente, el drenaje superficial de la zona. Sin embargo, en el caso de alcantarillas bajo terraplenes en suelos blandos, es conveniente postergar la construcción de las alcantarillas para varios meses después de la construcción de los propios terraplenes, cuando los mayores hundimientos previstos hayan ocurrido.

## **XI-14 ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA VIAS TERRESTRES (Ref. 17)**

Bajo este nombre específico se comprenden en la metodología mexicana del proyecto y la construcción de las vías terrestres, todo el conjunto de estudios de campo y laboratorio, recorridos e inspecciones, análisis y cálculos que conducen al conjunto de recomendaciones y conclusiones necesarias para establecer las normas geotécnicas a que han de ceñirse los proyectos y los procedimientos de construcción de tales vías terrestres.

El estudio geotécnico deberá poner a disposición del grupo encargado del proyecto, toda la información relevante sobre el terreno de cimentación, tipos de materiales a emplear y el partido conveniente que puede obtenerse de los disponibles, señalando su probable comportamiento futuro y los tratamientos que se requerirán en todos los suelos y rocas por usar, así como los procedimientos de construcción idóneos a utilizar.

Ya se ha insistido en otras partes en el carácter necesariamente simple y estadístico que han de tener las exploraciones, muestreos y pruebas que se hagan para fundamentar un estudio geotécnico. Esta es una condición que impone la vía terrestre (quizá con excepción de la aeropista) como obra civil, que deberá tenerse siempre en mente y que establece el estilo y alcances del estudio.

La información geotécnica deberá presentarse en forma sencilla, clara y sistematizada, traduciendo las características de las formaciones existentes en el campo y todos los datos pertinentes, a valores numéricos y recomendaciones escuetas, que puedan ser tomadas en cuenta por los restantes miembros del grupo de proyecto con seguridad y correcta comprensión, aún no siendo especialistas en las disciplinas geotécnicas.

En la ejecución de un estudio geotécnico pueden distinguirse dos etapas. La primera comprende reconocimientos, exploración, levantamiento de datos y las pruebas de laboratorio. En la segunda etapa se recopila la información disponible, se analiza, se producen recomendaciones detalladas y concretas y se redacta el informe correspondiente.

### **A. Reconocimientos. Zonificación fisiográfica y litológica**

Para facilitar y ordenar los trabajos de campo con-

viene dividir la zona en que se construirá la futura vía terrestre en zonas de características similares, lo cual se hace a base de la fisiografía, tomando en cuenta características morfológicas. Los aspectos litológicos y de suelos permiten después hacer una división en subzonas. Cada una de esas subzonas deberá ser descrita con detalle y, puesto que presentarán características más o menos homogéneas, participarán de la misma clasificación y recomendaciones.

La descripción de cada subzona deberá hacerse verticalmente, clasificando cada una de las capas o estratos que la compongan, para lo que, por lo general, será necesario efectuar sondeos, tomar muestras, efectuar pruebas manuales en el campo y algunas pruebas de laboratorio, sobre todo en el caso de suelos. En el caso de rocas, será necesario estudiar los afloramientos, establecer su clasificación macroscópica y su estructura.

Para la primera zonificación ha de efectuarse un recorrido por la línea, llenando el cuestionario que figura como Anexo XI-a al final de este capítulo; deberá presentarse un cuestionario para cada una de las zonas delimitadas. En este primer caso, entrarán en juego los conocimientos geológicos del ingeniero que efectúe el estudio, siendo de la máxima utilidad contar con un plano fotogeológico de la región; en la práctica mexicana suele estimarse conveniente contar con el concurso de un ingeniero geólogo en este momento del estudio.

En el Anexo XI-a, el tipo de terreno se clasifica de acuerdo con la magnitud de los movimientos de tierra que será preciso efectuar para alojar a la vía terrestre; es decir, la clasificación se basa en las características topográficas del área.

En general, los cambios en la morfología corresponden a cambios en los materiales constituyentes. Una unidad morfológica podrá estar formada por diferentes materiales o por un mismo tipo con diferentes características estructurales. En el punto II del Anexo XI-a podrá detallarse este aspecto, llegando a establecer una serie de subdivisiones de la zona en estudio, de acuerdo con las características litológicas; dentro de las observaciones se incluirán el grado de fracturamiento, el de alteración y toda la información afín pertinente.

En el punto III del Anexo XI-a interesa establecer en forma especial el origen de los suelos y, si es posible, el tipo de acumulaciones que forman (aluvial, abanico aluvial, terraza fluvial, pantano, marisma, depósito lacustre, depósito de talud, etc.).

Al final del Anexo XI-a aparece una lista indicativa, pero no limitativa, de los principales problemas geotécnicos que es posible encontrar a lo largo de una zona en estudio; la detección de estos problemas es muy importante desde el punto de vista de análisis de alternativas de trazo, que es una etapa que surge siempre en el proyecto de una vía terrestre, además de que, en la etapa de estudios para el proyecto final, cada uno de estos problemas ha de con-

templarse en forma especial, considerando sus posibles soluciones, con sus respectivas posibilidades y su costo, para llegar a seleccionar la que finalmente se vea como más conveniente. Es muy común que estos problemas especiales requieran estudios de detalle antes de tener respecto a ellos el nivel de información necesario; de hecho, con frecuencia, estos estudios habrán de ser sumamente minuciosos, sobre todo en lo que se refiere a zonas lacustres o pantanosas, fuente de problemas de estabilidad y asentamiento de terraplenes sobre suelos blandos; laderas inestables, que pueden requerir métodos de proyecto y construcción muy especiales y laderas naturales con signos de inestabilidad, en las que el conocer la naturaleza, movimientos y tendencias futuras de las zonas falladas puede exigir programas de mediciones de campo dilatados y costosos. Las zonas de inundación de ríos de importancia suelen demandar largos tramos de terracerías protegidas y muchos puentes y otras obras de drenaje. Huelga decir que en todos estos casos particulares, la alternativa de cambio de trazo, para evitarlos, tiene que tener consideración muy preponderante.

## B. Datos de suelos para el cálculo del diagrama de masas

El correcto cálculo de un diagrama de masas, tan importante para definir los procedimientos constructivos, el aprovechamiento de los materiales disponibles y el costo de un proyecto, depende en mucho de consideraciones geotécnicas y de la información de ese estilo que pueda ofrecerse a los encargados del proyecto geométrico de la vía.

Cada alternativa de trazo en estudio deberá tener su correspondiente perfil de suelos, somero y superficial y deberá llegarse a proponer directrices detalladas sobre uso de materiales y sobre los tratamientos a que convenga someter a éstos.

El Anexo XI-b, que figura al fin de este Capítulo presenta un modo de sistematizar la información a que debe llegarse en estos aspectos.

### 1. Tabla de datos para el cálculo del diagrama de masas

La clasificación que figura en la tercera columna de la tabla se refiere a la de materiales pétreos y suelos, que ha sido descrita en detalle en el Capítulo II del Volumen I de este libro. Además de proporcionar el símbolo de grupo que corresponda, deberá añadirse una muy breve descripción de los materiales que se mencionen. Por ejemplo, la clasificación típica de un depósito fluvial sería:

Grava limpia, uniforme, gruesa, muy dura, redondeada, gris clara, con 20 % de arena y 30 % de fragmentos chicos con 15 cm de tamaño máximo, muy húmeda y medianamente compacta (GP-Fc).

O la de un suelo residual fino podría ser tal como: Arcilla poco arenosa, de plasticidad media, rojiza, poco húmeda y muy firme, fisurada en el espesor de los 2 m estudiados, con 4 % de grava redondeada y algunos fragmentos chicos aislados, con raíces en los 30 cm superiores (CL).

Los criterios para establecer las clasificaciones que se han ejemplificado se desprenden fácilmente de la información que se proporcionó en el Capítulo II de esta obra.

La columna que aparece bajo el encabezado de "Tratamiento probable" se refiere al tratamiento mecánico que se recomienda para cada uno de los materiales encontrados, en el momento de ser colocados en el terraplén. Los tratamientos más frecuentes son la compactación en los suelos, el bandeado con tractor o equipo similar, que todavía se utiliza para los materiales muy gruesos o la simple colocación a volteo, que aún es posible ver para el relleno de los primeros metros del fondo de gargantas con material de fragmentos rocosos.

El bandeado consiste en el paso de un tractor sobre el material grueso tendido en capas; ya se comentó en el Capítulo IV que este tratamiento dista de ser idóneo para la construcción de enrocamientos importantes, pero en la práctica mexicana se utiliza todavía para acomodar fragmentos de roca en terraplenes no muy altos. Desde luego el procedimiento se utiliza solamente en materiales muy gruesos, para los que los procedimientos normales de compactación presentan problemas, cuando se utilizan los equipos convencionales.

Uno de los datos de mayor interés que figura en la tabla para el diagrama de masas (Anexo XI-b) son los coeficientes de variación volumétrica de los materiales que se utilizarán en la construcción de las terracerías. El peso volumétrico seco de un material en el lugar de donde ha de ser extraído no será nunca el mismo que el del mismo material colocado ya en el terraplén; cuando el material se excava, es frecuente que su volumen aumente, para reducirse otra vez cuando es compactado en su lugar final, dependiendo esta reducción, obviamente, del grado de compactación que se obtenga. El coeficiente de variación volumétrica es un número que expresa la relación entre el peso volumétrico seco en estado natural y el mismo concepto cuando el material está compactado a un cierto grado de compactación. Es conveniente expresarlo como:

$$C_{vr} = \frac{\gamma_{dn} / \gamma_{d \text{ máx}}}{G_c} \quad (11-14)$$

Donde:

$\gamma_{dn}$  es el peso volumétrico seco del suelo en estado natural, en el lugar del que ha de ser extraído.

$\gamma_{d \text{ máx}}$  es el máximo peso volumétrico seco que puede obtenerse para ese suelo con la prue-



**TABLA XI-5**  
**Valores típicos de coeficientes de variación volumétrica**

TIPO DE MATERIAL	COMPACTADO			BANDEADO	ABUNDA- MIENTO
	90 %	95 %	100 %		
<b>ARENA</b>					
SUELTA	0.87	0.82	0.78		1.00
MEDIANAMENTE COMPACTA	0.96	0.91	0.86		1.10
COMPACTA	1.03	0.98	0.93		1.20
MUY COMPACTA	1.11	1.05	1.00		1.28
<b>LIMO NO PLASTICO</b>					
MUY SUELTO	0.82	0.78	0.74		1.06
SUELTO	0.91	0.86	0.82		1.17
MEDIANAMENTE COMPACTO	0.99	0.94	0.89		1.27
COMPACTO	1.06	1.00	0.95		1.36
MUY COMPACTO	1.11	1.05	1.00		1.43
<b>ARCILLA Y LIMO PLASTICO</b>					
MUY BLANDA	0.78	0.74	0.70		1.08
BLANDA	0.87	0.82	0.78		1.20
MEDIA	0.95	0.90	0.85		1.30
FIRME	1.01	0.96	0.91		1.40
MUY FIRME	1.08	1.02	0.97		1.49
DURA	1.14	1.08	1.02		1.57
<b>ROCAS</b>					
MUY INTEMPERIZADAS. Rocas con alteración física y química muy avanzadas, poco cementadas, con grietas apreciables rellenas de suelo; se disgregan fácilmente. Podrán atacarse con tractor y se obtendrán fragmentos chicos, gravas, arenas y arcillas.				1.00	1.10
MEDIANAMENTE INTEMPERIZADAS. Rocas con alteración física y química medianamente avanzadas, medianamente cementadas, fracturadas. Para atacarlas se requerirá el empleo de arado y de explosivos de bajo poder y se obtendrán fragmentos chicos y medianos, gravas y arenas.				1.07	1.25
POCO INTEMPERIZADAS. Rocas con poca alteración física o química, bien cementadas, poco fracturadas. Para atacarlas se requerirá el empleo de explosivos de alto poder y se obtendrán fragmentos medianos, chicos y grandes, y gravas.				1.15	1.50
SANAS. Rocas sin alteración física o química, poco o nada fisuradas, bien cementadas, densas. Para atacarlas se requerirá el empleo de explosivos de alto poder y se obtendrán fragmentos grandes y medianos.				1.25	1.75

ba de control de compactación que se esté empleando.

$G_c$ , es el grado de compactación que se especifique para el caso, definido en el Capítulo IV de esta obra.

El coeficiente de variación volumétrica permite establecer los volúmenes de materiales que han de ser excavados y obtenidos en los bancos de préstamo, para llegar al volumen que se requiere en las terracerías; es un dato indispensable para llegar a los verdaderos costos de un proyecto dado.

En el caso de manejar materiales constituidos por fragmentos de roca, la fórmula 11-14 no puede emplearse, pues estos materiales no pueden, por el tamaño de sus partículas, ser sometidos a las pruebas de compactación ordinarias. De esta manera, en esos materiales, el coeficiente de variación volumétrica ha de ser estimado. La tabla XI-5 presenta, como ilustración para normar criterios, algunos coeficientes de variación volumétrica típicos de algunos materiales; su manejo no debe excluir su cálculo en cada caso específico, pues la influencia de los coeficientes es tal en los movimientos de tierras asociados a un proyecto, que siempre convendrá obtener el valor más apegado a cada caso particular.

La clasificación para presupuesto que figura en la columna siguiente de la tabla para el cálculo del diagrama de masas (Anexo XI-b) responde a una posible necesidad práctica de las instituciones que se dedican a proyectar y construir vías terrestres en gran escala, con el concurso de empresas contratistas; se trata de establecer una clasificación de los materiales que han de moverse, hecha con fines de pago de los trabajos correspondientes, juzgando la dificultad de las operaciones, los equipos y métodos que es preciso usar, etc., a fin de llegar a definir un precio concreto para cada tipo de material encontrado en la obra. Desde este particular punto de vista, la práctica mexicana diferencia tres tipos de materiales. El A, que es fácilmente excavable, por ejemplo con pico y pala; el B, que presenta mayores dificultades, pero no requiere para su remoción el empleo de explosivos y el C, que ha de ser extraído por dicho procedimiento. Así, es usual en México, describir un material cualquiera por medio de tres números, que suman siempre 100, que representan los porcentajes de material A, B y C que componen el total que ha de removerse. El precio que se considere a fin de cuentas por un metro cúbico de material excavado queda fijado por los porcentajes señalados y por el precio preseñalado por la institución contratante para el pago de la excavación de la misma unidad de volumen en cada una de las tres categorías de material consideradas. En la mayor parte de los casos, una clasificación como la anterior ya no tiene en México más utilidad que servir como norma de cálculo de costos para la institución que proyecte y estudie alternativas, pues es norma actual de la Secretaría de

Obras Públicas el otorgar todas las obras a las empresas contratistas que las realicen por medio de concursos públicos, en los que éstas últimas presentan un precio único por metro cúbico de material, colocado en la terracería con el tratamiento que el proyecto señale. Huelga decir que esta norma evita muchos problemas legales o de confrontación de criterios, pues un sistema de clasificación para pago como el que más arriba se señaló, u otro cualquiera hecho con espíritu similar, incluye mucho de interpretación subjetiva en su funcionamiento y puede conducir a conclusiones muy discrepantes a técnicos diferentes, todos bien intencionados.

Uno de los puntos fundamentales de un estudio geotécnico para una vía terrestre será el conjunto de recomendaciones que incluye para señalar la inclinación que haya de darse a cortes y terraplenes. Ya en otras partes de este libro se ha insistido en la necesidad práctica de fundar la gran mayoría de dichas recomendaciones en estudios someros y en lo indispensable que será, por consecuencia, que las produzcan especialistas avezados, capaces de extraer el mejor partido de una información por demás escasa. Cuando este punto se contempla dentro de todo el conjunto de información vital que un estudio geotécnico ha de contener, resalta claramente la necesidad de que un grupo adecuado de estos especialistas maneje sistemáticamente estos estudios y lo rentable que tiene que ser para cualquier institución encargada de estas obras el contar con tales grupos. En lo referente a inclinación de taludes, por otra parte, huelga decir que la importancia de unas recomendaciones adecuadas excede en mucho a los requerimientos del cálculo de un diagrama de masas.

Un complemento fundamental para la tabla que se ha venido comentando será el indicar la utilización que podrá darse dentro del cuerpo de las terracerías a los diferentes materiales encontrados en el campo y que la propia tabla menciona. Ya se ha discutido en otras partes de este libro que el uso correcto que pueda hacerse de un material no es, ni mucho menos, independiente de su ubicación dentro del cuerpo de un terraplén, por ejemplo, pues a diferentes ubicaciones corresponden muy diversos niveles de esfuerzo por peso propio de la propia terracería o por efecto del tránsito o distintas condiciones en cuanto a interrelaciones con el agua, superficial o subterránea, etc. Así, un material que en determinada ubicación en el terraplén podría trabajar convenientemente, puede ser causa de fallas catastróficas si se le coloca en otra; también serán posiblemente distintos los tratamientos necesarios según sea la posición de un cierto material dentro de la obra. Esta es, sin duda, una de las informaciones esenciales del estudio geotécnico y también una de las que exigen mayor preparación y cuidado de parte de quien lo realice.

De la misma manera, deberán de señalarse como complemento a la tabla de cálculo del diagrama de masas los lugares en que será preciso construir esca-

lones de liga entre los terraplenes y el terreno de cimentación, los sitios en que se efectuarán despalmes y operaciones similares y demás operaciones que requirieren de movimientos de tierra y hacen variar el costo de la obra.

## 2. *Diagramas de préstamos de materiales*

La segunda tabla que incluye el Anexo XI-b, al final de este capítulo proporciona los datos de todos los bancos de préstamos que se utilicen para construir la vía terrestre.

En general, los materiales para formar las terracetas se obtienen de tres fuentes distintas. Se utiliza el obtenido de la excavación de un corte para formar un terraplén vecino; este procedimiento suele denominarse de compensación longitudinal y resulta económico, en el sentido de que tiende a disminuir los volúmenes de desperdicio y a utilizar todo el material removido; es obvio que en muchos casos la compensación que se logra no es completa, produciéndose faltantes o desperdicios, según los volúmenes de terraplén superen o no a los de corte y es obvio también que el procedimiento está limitado por la calidad de los materiales que se obtengan al excavar los cortes y la que se requiera en el que se haya de colocar en los terraplenes.

El segundo procedimiento para la obtención de materiales para la construcción es el llamado préstamo lateral. En él se extrae el material necesario de excavaciones paralelas al eje de la vía y adosadas a ésta, generalmente dentro del derecho de vía. Con el procedimiento se disminuyen los acarrees de los materiales, que son un renglón importante en el costo total de construcción. El método está limitado, en primer lugar, por la calidad de los materiales existentes en el terreno de cimentación que, sobre todo en zonas planas, agrícolas, inundables o pantanosas, puede dejar mucho que desear; además, las zanjas producto de la excavación, cercanas al camino pueden ser una seria fuente de humedecimiento para los terraplenes, cuando se llenan de agua de lluvias y pueden resultar difíciles de drenar, sobre todo en terrenos planos, en los que, lógicamente, el préstamo lateral resulta más ventajoso y es, por ello, más usado. Otras veces, lo estrecho del derecho de vía (así, para evitar erogaciones por adquisición o expropiación de tierras) obliga a excavar zanjas muy profundas, con lo que los problemas de drenaje y encharcamiento se agravan. El préstamo lateral tampoco es recomendado por los ingenieros de tránsito, que temen a su mala influencia psicológica y a la gravedad de los accidentes que en ellos pueden ocurrir. Por todo lo anterior, el préstamo lateral sólo debe emplearse cuando produzca materiales apropiados, sean fáciles de drenar las zanjas a que da lugar y quede a razonable distancia de la vía terrestre. Vale la pena comentar otro efecto del préstamo lateral que es raramente contemplado por los ingenieros que lo utili-

zan. Las zanjas producto de la excavación, cuando están bien drenadas equivalen, a su vez, en muchos aspectos a un dren, que abate el nivel de las aguas de los terrenos vecinos; frecuentemente éstos son de labor y ocurre que en una franja paralela a la excavación y con un ancho no despreciable se pierden unas buenas características agrícolas originales, dando lugar, en cambio a un terreno yermo, inútil para el cultivo; es posible que si la pérdida por este concepto se hiciese intervenir en los análisis de costos que maneja el ingeniero, lo que jamás se hace, pudiera verse que, en algún caso, el préstamo lateral no es tan ventajoso económicamente como se ve a primera vista.

El tercer método para obtener materiales de construcción en las vías terrestres es la localización de un depósito o formación naturales, constituidos por un material de características apropiadas, el cual se explota en forma masiva, para acarrearlo y tenderlo en la vía. Estos son los bancos de préstamo, en torno a los que habrá algún comentario adicional en otras partes de este libro.

La compensación longitudinal, el préstamo lateral y el uso de bancos deberá detallarse en los estudios geotécnicos. Los dos primeros métodos deberán ponderarse al llegar a conocer la estratigrafía y propiedades del terreno de cimentación próximo a la vía y las características de las lomas en que se efectuarán cortes susceptibles de generar material aprovechable para formar terraplenes; como en este último caso será preciso conocer al subsuelo en profundidades mucho mayores que las que son usualmente alcanzables por la metodología de exploración que se utiliza en la realización de estudios geotécnicos, es muy útil emplear los métodos de prospección geofísica (Capítulo III) como complemento, pues además de que darán información sobre la atacabilidad de los suelos y rocas, con vistas a definir métodos de explotación y costos, servirán también para definir la calidad de los materiales producto de la exploración y su eventual utilización para formar, en todo o en parte, los terraplenes vecinos.

Los bancos de materiales deberán ser objeto de una búsqueda especial, que se detallará algo más adelante, y para cada uno de los encontrados deberá llenarse una tabla como la que figura bajo el título "préstamos de materiales" en el Anexo XI-b. La mayor parte de los datos de esta tabla ya han sido antes comentados, pero en añadidura deberá proporcionarse información precisa sobre utilización, forma del banco, posición de los frentes de ataque, volumen aprovechable, localización y, por supuesto, tratamientos necesarios según el uso que de los materiales pretenda hacerse.

La capa subrasante y los materiales para sub-base, base y carpeta de pavimentos flexibles, el sub-balasto y el balasto de las vías férreas y los materiales para concreto suelen provenir de bancos especialmente localizados. Los materiales para construir capas más

bajas de las terracerías se obtienen muchas veces de compensaciones longitudinales o de préstamos laterales, aunque cada día sea más frecuente la utilización de materiales de bancos "ad hoc", sobre todo en aeropistas o en tramos de carretera o ferrocarril en que se desee, por alguna razón, materiales de calidad superior.

### 3. Croquis del perfil de suelos

La siguiente gráfica que se muestra en el Anexo XI-b, al final de este Capítulo, contiene un croquis del perfil de suelos en cada una de las zonas o subzonas que se han ido definiendo a lo largo del futuro trazo. Este croquis debe proporcionar toda la información recolectada en la observación y en la exploración de campo, así como la geofísica complementaria, cuando la hubiere.

### 4. Croquis de la planta

Para proporcionar en forma gráfica la ubicación del proyecto, así como los principales accidentes topográficos, geológicos, de población, etcétera, se dibujará un croquis a escala de la planta del trazo en estudio.

### 5. Obras complementarias de drenaje

Ya se dijo al comienzo de este capítulo que las obras complementarias de drenaje, por sus características y número, han de ser recomendadas más bien según el sentimiento y la opinión de especialistas, que con base en estudios minuciosos y detallados, para los que, por otra parte, seguramente no existe metodología específica y digna de confianza. Se exceptúan naturalmente las alcantarillas, que si bien son obras de drenaje, no caben dentro de las que en este libro se han llamado "complementarias" y para las que sí se ha desarrollado una metodología propia, tanto para definir su ubicación, relacionada con cauces y escurrimientos existentes como para su cálculo hidráulico.

La experiencia parece demostrar que los especialistas más apropiados para establecer recomendaciones específicas en torno a las obras complementarias de drenaje, en el sentido empleado en este capítulo, son los mismos que elaboran los estudios geotécnicos de las vías terrestres, aún cuando en este tema resulte muy conveniente la consulta frecuente y la confrontación de criterios constante con los ingenieros encargados de los estudios hidrológicos de la vía y de la concepción de las obras de drenaje mayor (puentes) y menor (alcantarillas). La razón es obviamente que, según se desprende de páginas anteriores de este capítulo, las llamadas obras complementarias están sobre todo ligadas a protección de cortes y terraplenes, control de erosión en suelos y prevención de problemas de estabilidad en suelos y rocas, temas

todos que caen muy especialmente dentro de la esfera del conocimiento y la preocupación de quien hace estudios geotécnicos.

Por esta razón, es rutinario, por lo menos en la práctica mexicana, que el estudio geotécnico se extiende hasta cubrir las recomendaciones en torno a dónde y cómo construir las diferentes obras, complementarias de drenaje que más atrás se describieron. A esta información se refiere la última tabla incluida en el Anexo XI-b, que servirá para detallar dónde construir cunetas, contracunetas, bordillos, lavaderos, etcétera y cómo construirlas, especialmente en lo que se refiere al recubrimiento con materiales impermeabilizantes.

La utilización del subdrenaje por zanjas laterales, con tubo perforado y rellenas con material de filtro, se ha hecho últimamente tan frecuente y ha demostrado tal utilidad, que las recomendaciones respectivas también deben figurar en el estudio geotécnico. Otras obras más sofisticadas de subdrenaje (Capítulo VII) deben ser previstas en el estudio geotécnico, aunque su proyecto detallado pueda ser objeto de un estudio especial.

## XI-15 ALGUNAS IDEAS EN TORNO A LOS MECANISMOS DE LA EROSION POR AGUA Y A LOS MECANISMOS DE RESISTENCIA DE LOS TERRENOS

La erosión, proceso por el que se produce la desintegración y arrastre de los terrenos, tiene tanta importancia práctica en los problemas conectados con el proyecto, la construcción y, quizá sobre todo, con la conservación de vías terrestres, que parece conveniente dedicarle mayor atención en este Capítulo, dedicado a las obras complementarias que se conciben y construyen, en buena parte, para combatirla.

Relativamente poca atención sería ha recibido el tema por parte de los investigadores; así como es posible ver algún estudio relativo a los medios prácticos para combatir la erosión, faltan los enfoques fundamentales, en donde el fenómeno se estudie en sus causas últimas y en sus relaciones con otros más



Efecto de erosión. Nótese al lavadero descubierto.

conocidos, para poder situarlo dentro del marco general del conocimiento actual, estableciendo las normas de criterio para su correcta interpretación y racional neutralización.

Los estudios que para lograr dar un marco teórico a los fenómenos de la erosión por agua, que es la que más afecta a las vías terrestres, ha realizado el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, de Lisboa, son una importante excepción en una panorama general no muy prometedor. En particular, la Ref. 18, que sirve de encuadre básico a estos comentarios, ofrece una tentativa muy interesante de ir más allá de los efectos evidentes del fenómeno, para establecer sus mecanismos de generación y actuación, así como los que los suelos han de desarrollar para resistirlo. El trabajo se refiere a la erosión causada por la lluvia al caer y por el agua que escurre superficialmente, proveniente de la misma fuente.

En la tabla XI-6 (Ref. 18) se presenta el conjunto de acciones por las que las lluvias pueden producir erosión.

La erosión por lluvia se debe a dos causas principales; el impacto de las gotas y el arrastre del agua que escurre por la superficie del terreno.

**TABLA XI-6**

**Efectos de la lluvia en la erosión de terrenos (Ref. 18)**

Acciones directa o indirectamente erosivas de la lluvia	Mecanismo de acción	Efectos erosivos, directos o indirectos
Impacto de las gotas	Disgregación.	Erosión por escurrimiento laminar. Erosión por escurrimiento concentrado (torrentes).
Escurrimiento superficial	Disgregación. Transporte.	Erosión diferencial, por diferentes resistencias al fenómeno de las distintas capas del terreno.
Infiltraciones	Nivel freático suspendido. Elevación del nivel freático.	Deslizamientos de tierras. Erosión interna, tufificación, etc.
Humedecimiento y secado	Expansión y contracción.	Fisuramiento. Pérdida de cohesión. Flujos estacionales.

La energía cinética de las gotas de lluvia que cae aumenta con la intensidad de la precipitación, pero el incremento va siendo menor según la intensidad aumenta, de manera que la energía cinética tiende asintóticamente a un valor límite, que parece ser el mismo para todas las tormentas de gran intensidad. La razón de este fenómeno parece estar en



**Efecto de la erosión en un gran terraplén.**

que las gotas alcanzan un tamaño máximo estable (5 ó 6 mm), de manera que precipitaciones mayores producen gotas mayores, pero ya inestables, que se dividen durante la caída (Ref. 19). Existe también un tamaño mínimo de gota para producir algún efecto. Cuando el viento hace a la lluvia oblicua aumenta su energía cinética, pues la nueva velocidad oblicua de llegada es mayor que la componente original de caída vertical; esto hace que tenga importancia práctica la orientación de los taludes en relación al viento.

La Fig. XI-25 muestra un escurrimiento laminar, de agua, de espesor uniforme, sobre la superficie inclinada de un terreno; puede verse que el agua al escurrir aplica a la superficie del terreno un esfuerzo tangencial, que vale:

$$\tau_a = \gamma_w h_w \text{ sen } \beta \text{ cos } \beta \quad (11-15)$$

Esta expresión implica que el agua puede desarrollar un esfuerzo cortante  $\tau_a$  o bien que la viscosidad cinemática permite suponer que tal esfuerzo se desarrolle. Por lo tanto debe existir una velocidad crítica para que tal esfuerzo exista, lo que implica a su vez una velocidad crítica para cada tipo de terreno. Como:

$$h_w \text{ cos } \beta = a \quad (11-16)$$

se tiene:

$$\tau_a = \gamma_w a \text{ sen } \beta \quad (11-17)$$

Puede considerarse a  $\text{sen } \beta$  como el gradiente hidráulico del escurrimiento.

Cuando este esfuerzo rasante alcanza un valor límite, propio de cada terreno, las partículas comienzan a disgregarse y la erosión empieza; este valor límite puede denominarse el esfuerzo erosivo propio de cada caso.

Considérese que el agua que escurre sea limpia. El espesor de la lámina y el gasto de escurrimiento se relacionarán con la expresión:

$$Q = a_w v \text{ (Faja unitaria de terreno)} \quad (11-18)$$

Donde  $v$  es la velocidad con que el agua escurre.

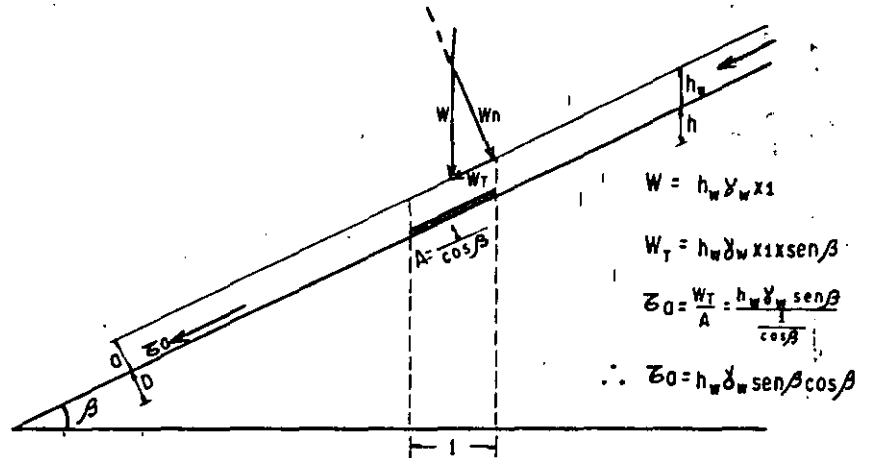


Figura XI-25. Escurrimiento laminar uniforme en un terreno ilimitado e inclinado.

También el gasto que se tenga a una distancia  $L$  de la cresta del terreno, podrá relacionarse con la intensidad de precipitación (por ejemplo, en cm/min) a través de un coeficiente de escurrimiento, que exprese cuánto del agua caída escurre y cuánto se infiltra, evapora o es retenida de cualquier modo:

$$Q = C I L \quad (11-19)$$

(Después de transcurrido el tiempo de concentración)

Siendo  $C$  el coeficiente de escurrimiento e  $I$  la intensidad de precipitación.

Si se comparan las ecuaciones 11-18 y 11-19, se tiene:

$$a_w v = C I L \quad (11-20)$$

si el agua que escurre trae sólidos térreos en suspensión, la expresión 11-17 se transformará:

$$\tau_a = (\gamma_s a_s + \gamma_w a_w) \sin \beta \quad (11-21)$$

Donde  $\gamma_s$  es el peso específico de los sólidos arrastrados y  $a_s$  es el espesor de sólidos que puede considerarse. Conviene definir la concentración de la suspensión,  $S$ :

$$S = \frac{\gamma_s a_s}{\gamma_w a_w} \quad (11-22)$$

con lo que la expresión 11-21 queda:

$$\tau_a = (1 + S) \gamma_w a_w \sin \beta \quad (11-23)$$

Pero, si de la ecuación 11-20 se despeja  $a_w$ , puede escribirse:

$$\tau_a = C I \gamma_w \frac{1 + S}{v} L \sin \beta \quad (11-24)$$



Erosión por fatiga en una alcantarilla mal colocada en el cuerpo de la terracería.



Efecto de la erosión en un terraplén. Nótese la falta de bordillos y lavaderos.

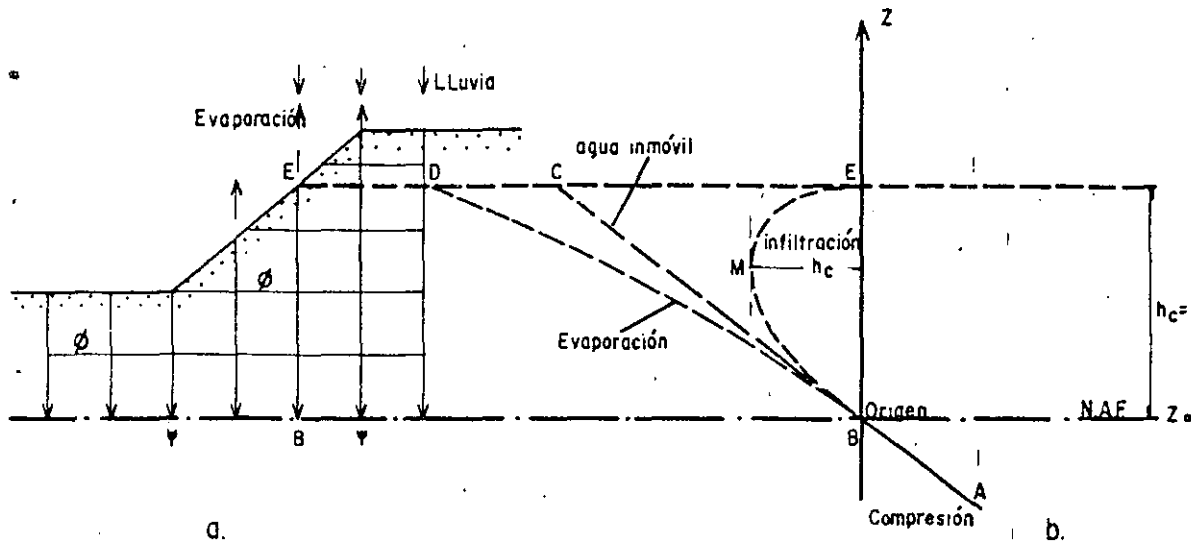


Figura XI-26. Mecanismos de infiltración y evaporación del agua en un talud (Ref. 18).

Con lo que el valor del esfuerzo rasante queda expresado en términos de magnitudes físicas de sentido familiar para el ingeniero. Naturalmente, la expresión 11-24 sólo es válida para su escurrimiento laminar de espesor uniforme.

Si el agua que escurre tiende a concentrarse en pequeños torrentes, formados como consecuencia de irregularidades en el terreno, como suele suceder, ya no es válido considerar un ancho unitario a la faja de escurrimiento, como se ha venido haciendo, sino que ese ancho deberá substituirse por el real del pequeño torrente que se forme; en este caso también variará la altura  $a_w$  del escurrimiento y la velocidad,  $v$ . En general, cuando el escurrimiento se concentra es más fácil, para una misma tormenta, alcanzar el esfuerzo erosivo límite; esto es debido a varias causas, de las que una importante es que cualquier torrente que se forme en el terreno inclinado representa, para las partículas en la superficie, una inclinación mayor, de modo que aumenta la sollicitación por peso propio en esas partículas; también aumenta la velocidad del escurrimiento.

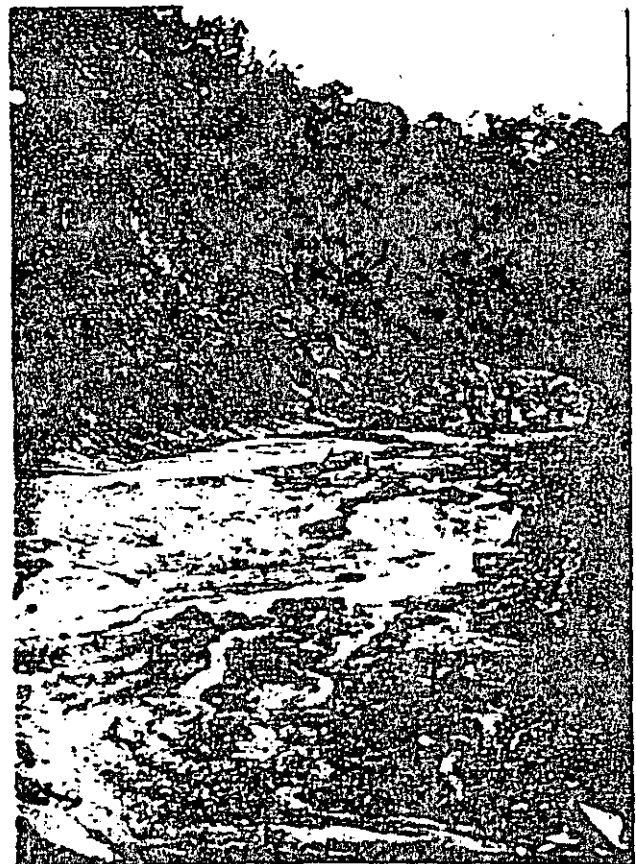
Otro efecto del agua de lluvias es su infiltración

en el terreno y la consiguiente modificación del régimen de las aguas subterráneas. En la Fig. XI-26 se muestra un talud con su nivel freático en la profundidad  $z$ .

Para un recorrido  $ds$  del agua dentro del talud, el gradiente hidráulico es producido tanto por la energía potencial de posición, como por la presión; por lo tanto (Fig. XI-26):



Efecto de la erosión en un terraplén. Destrucción del bordillo por falta de lavaderos.



Erosión en un corte por falta de cunetas provisionales.

$$i = \frac{dz}{ds} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{d^2u}{ds^2} \quad (11-25)$$

Si  $h_w$  es una altura de agua equivalente a la presión  $u$ , podrá ponerse:

$$i = \frac{dz}{ds} + \frac{dh_w}{ds} \quad (11-26)$$

Si se supone que el talud es homogéneo e isótropo en lo referente a la permeabilidad, el agua de la lluvia penetrará verticalmente hacia abajo, con lo que el gradiente correspondiente a la carga de posición será unitario ( $ds = dz$ ) y:

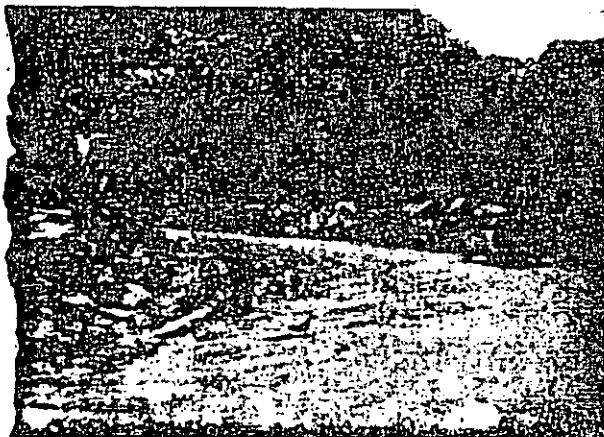
$$i = 1 + \frac{dh_w}{dz} \quad (11-27)$$

Si el agua está en reposo dentro del talud  $i = 0$ , por lo que esta condición de equilibrio puede expresarse como:

$$dh_w = -dz \quad (11-28)$$

Esta condición se representa en la Fig. XI-26.b por la recta ABC. Sobre el NAF,  $h_w = \frac{u}{\gamma_w}$  tendrá que ser negativa para que haya equilibrio; bajo ese nivel,  $z$  es negativo y  $h_w$  será positiva para el equilibrio. Como la carga de presión en el NAF es nula por definición, si el agua está sobre ese nivel tiene que tener una presión negativa precisamente igual a la altura que sobre el NAF tenga (Capítulo VII). Como la presión que el agua desarrolla sobre el NAF es debida a fenómenos capilares (Capítulo I y VII) y depende de la altura capilar a que el agua asciende, se sigue que si el agua está en equilibrio sobre el NAF, su altura física sobre esa capa tiene que ser igual a la altura capilar  $h_c$  de ese suelo. O sea, entonces:

$$-h_w = h_c = -\frac{u}{\gamma_w}$$



Erosión en un corte por falta de protección superficial y de pendientes adecuadas.

Si en el agua se tiene una altura sobre el NAF diferente de la altura capilar correspondiente habrá un gradiente en el agua, de valor:

$$i = 1 - \frac{dh_c}{dz} \quad (11-29)$$

Según se deduce de la ecuación 11-27 y de las reflexiones anteriores.

En la Ref. 18 se expresa este gradiente como:

$$i = 1 + i_c \quad (11-30)$$

Donde:

$$i_c = -\frac{dh_c}{dz} \quad (11-31)$$

Este es el gradiente capilar o de succión. Si  $i'$  total es positivo el agua baja; si es negativo, sube.

Cuando llueve, el suelo se humedece o satura superficialmente, por lo que en esa zona el radio de los meniscos aumentará y la tensión capilar se reduce (párrafo VII-5 del Capítulo VII) disminuyendo  $h_c$ ; tanto en la ecuación 11-29 como en la 11-31 se ve que este efecto produce una alimentación del agua subterránea por un flujo descendente; de hecho si el suelo se satura con la lluvia,  $h_c = 0$  y la alimentación será máxima.

También en el párrafo VII-5 del Capítulo VII se vio que, por el contrario, la evaporación produce aumento de la tensión capilar y, por ende, de  $h_c$ , por lo que produce flujo ascendente.

La Fig. XI-26.b reproduce los cambios del diagrama original de presiones ABC, tanto en el caso de la evaporación como en el de la infiltración por lluvia. En el caso de la infiltración, el gradiente gravitacional del agua, que es unitario en un suelo homogéneo e isótropo, se ve aumentado en un sumando (ecuación 11-29) que puede ser importante, aumentándose considerablemente el gasto de infiltración. Lo contrario pasa en el caso de la evaporación.

Si se observa la Fig. XI-26.b se ve que el gradiente de succión  $i_c$  (Ecuación 11-31) vale  $-1$  en B (NAF) durante la infiltración (En efecto, el agua para pasar de la posición original en E, con energía de posición



Efectos de la erosión.



$h_c$  al punto  $B$ , habrá recorrido un trecho también igual a  $h_c$ ); dicho gradiente tiene que anularse en un punto intermedio  $M$ , donde  $h_c$  tiene un máximo (durante la lluvia, supuesto que la tensión capilar se anula en la superficie del terreno, por causa de la lluvia, se tendrán  $h_c = 0$  en  $E$  y en  $B$ , por estar este último en el NAF; como quiera que la tensión capilar se conserva diferente de cero entre  $E$  y  $B$ , tiene que tener un máximo, según muestra la curva  $BME$ , que es una distribución de dicha tensión en la zona de saturación). Obviamente, dicho gradiente es máximo en la superficie del terreno.

Consecuentemente, el gradiente hidráulico total del flujo (ecuación 11-30) es máximo en la superficie del terreno, se conserva mayor que 1 entre  $E$  y  $M$ , pasa a ser menor que 1 entre  $M$  y  $B$  y llega a ser cero en  $B$ , sobre el nivel freático. Esto condiciona los valores de la velocidad de descarga del flujo ( $v = ki$ ), que disminuye constantemente desde la superficie, hasta llegar a ser cero en el nivel freático. Este hecho determina que el agua tiende a acumularse en la zona de saturación, sobre el nivel freático, disminuyendo constantemente las tensiones en el agua en esa zona y formándose un verdadero nivel freático suspendido, por encima del original. Como la disipación de la tensión capilar en el interior del talud por infiltración va ocurriendo a profundidad constante bajo la superficie del suelo, la masa de agua suspendida tiene un contorno paralelo al talud; esta masa de agua tiende a fluir por efecto gravitacional, aflorando al pie del talud. Este efecto incrementa las tendencias erosivas del agua en el interior del talud y el flujo paralelo a éste contribuye a aumentar el esfuerzo rasante que se expresó en la ecuación 11-15. Este aumento se cuantifica en la Ref. 18, llegándose a la expresión:

$$\frac{\Delta \tau_o}{\tau_o} = \frac{\text{sen}^2 \beta + n \text{cos}^2 \beta}{1 - n} \frac{\gamma_w}{S_s} \quad (11-32)$$

siendo  $n$  la porosidad del suelo, y  $S_s$  el peso específico relativo de los sólidos.

La Fig. X-27 (Ref. 18) muestra cuanto se agrava



Situación final a la que puede llegarse si la erosión no se controla.

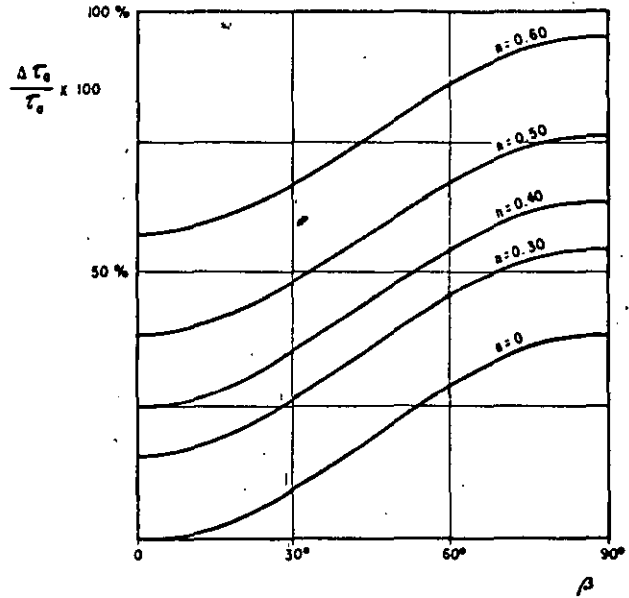


Figura XI-27. Aumento del esfuerzo rasante actuante en un talud por efecto de su inclinación y de la porosidad del suelo constituyente (Ref. 18).

el esfuerzo rasante actuante en un talud para diferentes inclinaciones de éste y diversos valores de  $n$ , que como se ve en la ecuación 11-32 es determinante en el aumento de la acción erosiva del agua por concepto del flujo de la masa de agua suspendida, que fluye paralela al talud.

Puede verse en la figura que en un talud inclinado a  $45^\circ$  con la horizontal, por ejemplo, el efecto del flujo paralelo a la superficie incrementa los esfuerzos rasantes a esa superficie en 37% para  $n = 30\%$ , pero lo hace en casi 80%, si el valor de la porosidad se elevara a 60%.

La tabla XI-7 (Ref. 18) resume las principales conclusiones del análisis de la erosividad de las lluvias, detallando los principales parámetros que intervienen en el fenómeno; de éstos los hay que se refieren a la lluvia en sí (siendo su intensidad y duración con mucho los más importantes), al clima, al terreno y a la geometría del talud.

En la misma referencia 18 se analiza a continuación el fenómeno de la erosión desde su otro ángulo de interés, que se refiere a las características de los suelos que determinan su resistencia al fenómeno.

Desde luego la resistencia que se opone a la remoción y arrastre de los granos puede considerarse del tipo tradicional:

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Con referencia a la Fig. XI-25 puede ponerse:

$$\bar{\sigma} = \gamma'_m h \text{cos}^2 \beta \quad (11-33)$$

Donde  $h$  corresponde al tamaño de la primera hilera de granos ( $D$ , en la figura). El peso específico a con-

**TABLA XI-7**

**Principales parámetros que afectan el fenómeno de erosión por lluvia (Ref. 18)**

<i>Acciones directa o indirectamente erosivas</i>	<i>Parámetros inherentes a la lluvia o al clima</i>	<i>Parámetros inherentes al terreno o a la geometría del talud</i>
Impacto de las gotas.	Intensidad de la lluvia (hasta un límite). Velocidad del viento durante la tormenta.	Orientación del talud respecto a los vientos.
Escurrimiento superficial.	Intensidad de la lluvia y su duración.	Inclinación del talud. Área en la superficie expuesta del talud. Número de surcos y torrentes que se formen. Coeficiente de escurrimiento. Velocidad del agua. Concentración de arrastre sólido.
Infiltración.	Duración de la lluvia.	Inclinación del talud. Porosidad. Permeabilidad.
Humedecimiento y secado.	Alternancia de estaciones seca y lluviosa. Intensidad de acción solar. Pluviosidad.	Condiciones para la infiltración (protección, permeabilidad, inclinación) y para la evaporación (orientación al sol, protecciones, etc.).

siderar será el sumergido si el talud está internamente anegado en agua suspendida. Teniendo en cuenta la relación geométrica entre  $h$  y  $D$ , la ecuación 11-33 también puede escribirse como:

$$\bar{\sigma} = \gamma'_m D \cos \beta \quad (11-34)$$

y la resistencia será:

$$s = c + \gamma'_m D \cos \beta \tan \phi \quad (11-35)$$

Si el régimen de escurrimiento es lo suficientemente veloz para que haya turbulencia, el segundo término del segundo miembro de la ecuación 11-35 se reducirá en algo, lo que podrá expresarse afectándolo por un coeficiente menor que la unidad, sobre el que, por otra parte, aún no hay información.

También influirá, modificando la ecuación 11-34, el hecho de que en el talud se hayan ya formado surcos y torrentes, pues en tal caso la inclinación a que están sujetas las partículas de la superficie no es  $\beta$ , sino algo mayor.

En lo que se refiere a suelos granulares sin cohesión, la mayoría de la información sobre resistencia a la erosión proviene de estudios sobre estabilidad de suelos en el fondo de canales (Ref. 20); de ella se desprende (Ref. 18) que un aspecto fundamental es la relación entre el tamaño de los granos del suelo y el esfuerzo erosivo (ecuaciones 11-15 u 11-17). En la Fig. XI-28 (Ref. 18) aparece sombreada la zona que representa la relación entre el diámetro medio de los granos y el esfuerzo erosivo, que recomienda la mayoría de los autores preocupados por estos problemas.

En los materiales no cohesivos con diámetro medio inferior a 5 mm, la resistencia a la erosión parece ser bastante más eficiente que en los de mayor tamaño. Esto puede deberse a dos razones principales; en primer lugar parece que aumenta considerablemente el valor límite del esfuerzo rasante soportable y, en segundo, seguramente en estos materiales pequeños sea mayor la influencia del acomodo y la cementación, inclusive por el propio sedimento del agua entre las partículas. Sea cual fuere la explicación, el hecho experimental permanece y se traduce correspondientemente en las recomendaciones prácticas de la Fig. XI-28.

En lo que se refiere a suelos cohesivos, la información actual es mucho más precaria y casi no pasa de fijar alguna velocidad límite que no produzca erosión, tal como se asentó, por ejemplo, en la tabla XI-2 de este capítulo. Si esas velocidades se transforman en el esfuerzo erosivo correspondiente, utilizando las ecuaciones 11-18 y 11-17, estimado el gasto que escurre, por ejemplo, puede llegarse a recomendaciones prácticas análogas a las incluidas en la tabla XI-8, que se refieren a suelos cohesivos colocados en el fondo de canales y corresponden a la práctica rusa, recogida por las Refs. 18 y 20.

**TABLA XI-8**

**Esfuerzos rasantes que provocan erosión en suelos cohesivos en el fondo de canales (en  $gr/m^2$ ) (Refs. 18 y 20)**

Material del fondo	Consistencia del material			
	Suelto	Poco compactado	Muy compactado	
Arcilla arenosa	180	700	1,470	2,800
Suelos muy arcillosos	140	670	1,370	2,540
Arcillas puras	108	560	1,260	2,380
Suelos poco arcillosos	90	430	960	1,540

Independientemente del valor que puedan tener los números específicamente anotados en la tabla XI-8, un punto que destaca es la influencia de la compactación en la resistencia a la erosión de los suelos cohesivos; para circunstancias similares, la resistencia puede aumentar entre 15 y 20 veces al pasar el suelo del estado suelto a uno muy bien compactado.

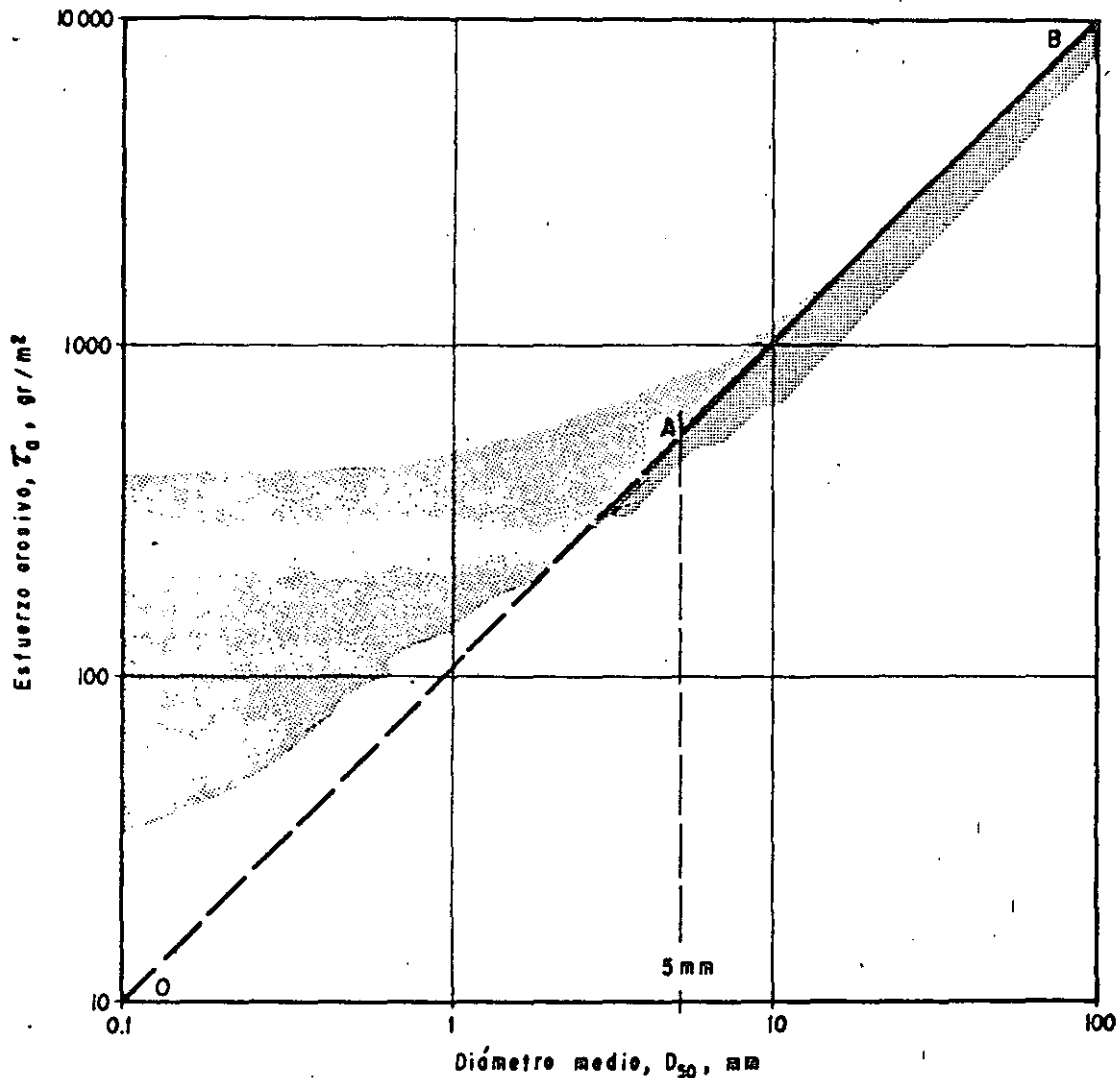


Figura XI-23. Relación recomendada por la práctica entre el diámetro medio de las partículas y el esfuerzo erosivo permisible (Experiencias en el fondo de canales) (Ref. 18).

Uno de los efectos que más colaboran a la erosión de los suelos cohesivos tiene que ser la expansión en la superficie, que ha lugar al humedecerse y que no está contrarrestada por ninguna contrapresión, por lo que ocurre libremente.



Ausencia de obras complementarias de drenaje provisionales en un camino en construcción.

### XI-16 REVESTIMIENTOS VEGETALES. CRITERIOS GENERALES

Parece que de todas formas de revestimiento de suelos que se han mencionado (mampostería, concreto, suelo-cemento, suelo-asfalto, arcillas, vegetación, etcétera) conviene hacer algún hincapié en la vegetación, pues de las demás, alguna posee tecnología propia fuera de los objetivos de este libro, pero familiar a ingenieros de los que usualmente forman parte de los grupos constructores de vías terrestres; tal es el caso de la mampostería y el concreto. Otros revestimientos, como el suelo-cemento y el suelo-asfalto serán tratados en páginas posteriores de este mismo libro. La vegetación, en cambio, aunque posee una tecnología completísima y en torno a ella se han desarrollado diversas ciencias del conocimiento humano, suele estar alejada de las esferas de información que son familiares a los proyectistas y constructores de vías terrestres; de aquí la conveniencia de comentar algo los criterios de su utilización, aun-



Consecuencias de la falta de lavaderos y de protección de taludes.

que esto necesariamente haya de hacerse de un modo general, sin profundizar en ciencias fuera del alcance de los autores y del objeto de esta obra.

La Ref. 21 proporciona en buena parte el material para los presentes comentarios.

Los revestimientos vegetales pueden disponerse siguiendo dos objetivos diferentes: para defensa y protección de los suelos naturales o los taludes y para solaz de los hombres que usarán la vía terrestre.

En lo que respecta al primer objetivo, las principales funciones benéficas de la vegetación pueden ser:

1. Proteger al suelo del impacto de las gotas de lluvia.
2. Disminuir la velocidad del escurrimiento del agua por aumento de la rugosidad.
3. Aumentar la infiltración por huecos de raíces, animales, etc.

Para cumplir esos objetivos la cobertura debe ser tupida.

En general, la vegetación debe estar formada por especies seleccionadas, susceptibles de afianzarse y crecer en las condiciones locales, por lo que el concurso de un botánico especialista es siempre deseable en problemas importantes; ya se dijo (Capítulo VI) que las especies propias de la región ofrecen



Otra vista de una carretera sin obras complementarias de drenaje.

una garantía previa, pero no a cubierto de dificultades, pues con frecuencia se las pretende hacer vivir en condiciones diferentes a las que les son propicias; por ejemplo, algunas plantas que se desarrollan naturalmente en un cierto lugar en un terreno plano pueden crecer difícilmente en un talud. También, la vegetación que se plante en un lugar debe adecuarse al problema que se desee resolver; por ejemplo, deberán ser diferentes las especies que han de cubrir un talud formado por suelo homogéneo, que las que se coloquen en otro formado por rocas en bloque, en cuyas juntas haya suelo que requiera protección o en un tercero constituido por suelos estratificados, donde cada estrato puede ofrecer condiciones diferentes.

Otra función importante, que ya se mencionó en el Capítulo VI es el control del contenido de agua en las capas superiores del suelo, gracias a la evapotranspiración de las plantas.

En los canales, cunetas, contracunetas y obras afines, la vegetación tiene también la función importante de proteger las márgenes y bordes de la acción del agua corriente.

En lo que se refiere al segundo objetivo, relacionado con el mejoramiento de la apariencia que se logra con la vegetación, ha de resaltarse su importancia, a despecho de que no haya sido bien comprendida en el pasado o que, por lo menos, no se haya traducido en líneas de acción sistemática por parte de los ingenieros de muchos países. También cabe comentar que el efecto para los usuarios no se circunscribe muchas veces a la apariencia, con todas las repercusiones psicológicas que ella pueda tener, sino a otros muchos aspectos; por ejemplo, en la actualidad se estudia con interés creciente el efecto de la vegetación como aislante de ruidos lo que puede tener el mayor interés en aeropuertos o en tramos semiurbanos de carreteras y ferrocarriles.

Cuando haya de enfrentarse un programa de plantación de vegetación en canales o taludes, lo primero que ha de tenerse en cuenta es que el suelo por poblar seguramente no es tal en el sentido botánico; no posee las características necesarias para sostener la vida vegetal, ni por su estructura, ni por su textura, ni por la ausencia de los microorgánicos y detritus que definen la llamada tierra vegetal. Por esto, casi sin excepción suele ser necesario un recubrimiento de este último material donde no lo haya y su conservación sistemática donde exista. A este respecto, el ingeniero que al final de la obra desea formar las necesarias protecciones vegetales, se suele encontrar con que ha desaparecido, como simple desperdicio, toda la tierra vegetal removida, a causa de manipulaciones descuidadas de otros colegas que lo precedieron en los trabajos en el sitio. Será siempre buena práctica almacenar la tierra vegetal producto de despalmas y operaciones afines, para lograr al fin de los trabajos excelentes protecciones vegetales a costo muy reducido, que seguramente compensarán con creces

las precauciones guardadas. Los almacenamientos de tierra vegetal no pueden ser demasiado altos y preferentemente deben orientarse en la dirección nort-sur; es conveniente protegerlos con ramaje.

Cuando la tierra vegetal se coloca sobre un talud es preciso vigilar que la inclinación de éste la retenga, pues de otro modo será preciso recurrir a la construcción de bermas costosas; ésta es una condición por la que conviene algunas veces dar a un talud una inclinación menor que la estrictamente indispensable por razones de estabilidad. Por la misma razón, cuando un talud vaya a protegerse con vegetación no conviene que su acabado sea liso.

Otro punto a vigilar cuando se usen protecciones vegetales son los manantiales, lloraderos, venas superficiales, etcétera, pues el agua arrastra la tierra vegetal recién puesta; en estos casos será preciso recurrir al drenaje superficial o al subdrenaje, según sea la naturaleza del problema.

Cuando se planten taludes ha de tenerse presente que no basta analizar las condiciones generales del clima regional, para atribuírselas simplemente, pues los taludes casi nunca representan esas condiciones regionales; tanto por la incidencia de la radiación solar, que aumenta la temperatura del suelo, como

por el declive, que vuelve al suelo más seco durante casi todo el año, como por la exposición al viento, los taludes son zonas en que los suelos están expuestos a condiciones generalmente mucho más desfavorables que las medias.

La vegetación puede plantarse desparramando directamente semillas sobre tierra vegetal apropiada; esto puede hacerse a mano o por métodos mecánicos o hidráulicos. Otras veces se plantan tepes o macizos de tierra ya vegetada, a modo de mosaicos; este método es apropiado para pastos y plantación de herbáceas. La planta suele requerir de algunos riesgos antes de su establecimiento definitivo. Los árboles y arbustos, que se utilizan sobre todo como defensa contra erosión eólica, invasión de arenas o pantallas contra ruido, suelen plantarse ya de un cierto tamaño, a fin de contar con su protección desde un principio; requieren mayor atención y riego en tanto no se afianzan.

En términos generales puede afirmarse que la vegetación es el método de recubrimiento más económico y fácil de conservar, sobre todo cuando ha sido previsto en el proyecto, de manera que en la ejecución se disponga de espacio, almacenamientos de tierra vegetal, etcétera.

**Anexo XI-a**

**CUESTIONARIO PARA RECONOCIMIENTO INICIAL  
DESDE EL PUNTO DE VISTA GEOTECNICO**

CARRETERA: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

TRAMO: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

SUB TRAMO: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

DE KM \_\_\_\_\_ + \_\_\_\_\_ a KM \_\_\_\_\_ + \_\_\_\_\_

ORIGEN: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

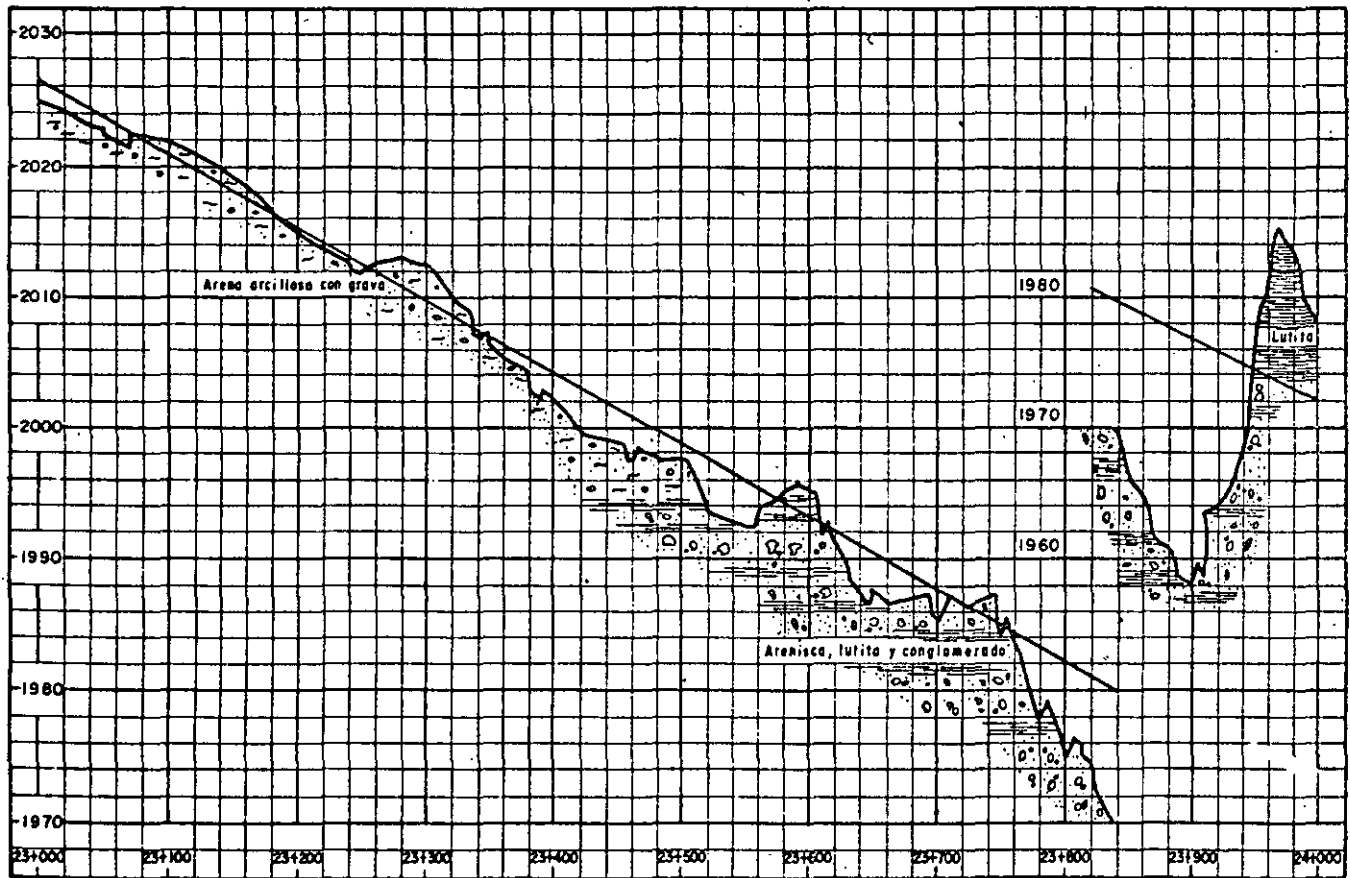
FECHA \_\_\_\_\_

El objeto de este reconocimiento inicial será el de zonificar el tramo por estudiar.





<b>PRÉSTAMOS DE MATERIALES</b>		CARRETERA _____									
		TRAMO _____									
		SUB-TRAMO _____									
		ORIGEN _____									
PRÉSTAMO DE MATERIAL PARA _____		DENOMINACIÓN _____									
UBICACIÓN	ESTRATO		CLASIFICACIÓN S.O.P.	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA			DE CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO			
	Nº	ESPESOR m			90%	95%	100%	BANDEADO	A	B	C
DIMENSIONES LABRO _____ m ANCHO _____ m ESPESOR _____ m		VOLUMEN APROVECHABLE m³		OBSERVACIONES _____							
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN											



CARRETERA _____	TRAMO _____	<b>CROQUIS DEL PERFIL</b>
SUB-TRAMO _____	ORIGEN _____	





## REFERENCIAS

1. Gómez Cantú, M. y Urquijo, O. *Aspectos generales del Drenaje en la construcción. Construcción de Obras Complementarias*. Ponencia presentada al Seminario de Drenaje de la Secretaría de Obras Públicas. México, D. F., 1970.
2. Escario, J. L. y Escario, V. *Caminos*. Tomo I. Capítulo V. Publicación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, 1960.
3. Sotelo, G. *Drenaje en Carreteras y Aeropuertos*. Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas de México). México, D. F., 1971.
4. Linsley, R. K. y Franzini, J. B. *Water Resources Engineering*. McGraw Hill Book, Co., Inc. 1964.
5. Juárez Badillo, E. y Rico A. *Mecánica de Suelos*. Tomo III. Flujo de Agua en Suelos. Capítulo VI. Editorial Limusa, S. A. México, D. F., 1969.
6. Springall, R. *Drenaje en cuencas pequeñas*. Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM. (Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas de México.) México, D. F., 1969.
7. Rubio J., Olivera, F. y Peña, F. *Drenaje en Caminos de Mano de Obra*. Ponencia presentada en el Seminario de Drenaje de la Secretaría de Obras Públicas de México. México, D. F., 1973.
8. Bruce, A. G. y Clarkeson, J. *Highway Design and Construction*. Capítulo 6. International Textbook, Co. 1956.
9. Etcharren, R. *Manual de Caminos vecinales*. 6ª Parte. Coedición de la Asociación Mexicana de Caminos y de Representaciones y Servicios de Ingeniería, S. A. México, D. F., 1969.
10. Díaz de Cossío, R. y Siess, C. P. *Recomendaciones para el proyecto de alcantarillas de cajón de concreto reforzado*. Informe Técnico al U. S. Army Corps of Engineers. Universidad de Illinois. Urbana, Ill., 1959. (Trad. por la Secretaría de Obras Públicas de México. Publicación Técnica, 1968.)
11. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Cap. IV. Editorial Limusa, S. A. México, D. F., 1973.
12. Moreno Pecero, G. y Rico, A. *Instructivo de Campo para la construcción de alcantarillas flexibles*. Publicación de la Secretaría de Obras Públicas. México, D. F., 1964.
13. Marston, A. y Anderson, A. O. *The theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and sewer Pipe*. Iowa Engineering Experimental Station. Boletín N° 31. 1913.
14. Marston, A. *The Theory of External Loads on closed conduits in the Light of the Latest Experiments*. Iowa Engineering Experimental Station. Boletín N° 96. 1930.
15. Spangler, M. G. *Foundation Engineering*. Editado por G. A. Leonards. Capítulo 11. McGraw Hill Book Co. 1962.
16. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo II. Editorial Limusa, S. A. México, D. F., 1973.
17. Orozco, J. *Metodología para el anteproyecto de Caminos*. Publicación del Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Obras Públicas de México. México, D. F., 1973.
18. Nascimento, U. *Teoría da erosao de Taludes*. Publicación del Laboratorio de Ingeniería Civil (curso 142). Lisboa, 1973.
19. Hudson, N. N. *An Introduction to the Mechanics of Soil Erosion under conditions of sub-tropical Rainfall*. Trans. of Rhodesia Scientific Ass. Vol. XLIX. Parte I. 1961.
20. Lane, E. W. *Progress Report on Studies on the Design of Stable Channels by the U. S. Bureau of Reclamation*. Proc. ASCE. 1953.
21. Caldeira Cabral. *Revestimentos vegetais*. Publicación del Laboratorio de Ingeniería Civil. Lisboa, 1973.

## Bancos de Materiales

### XII-1 INTRODUCCION

Uno de los costos más importantes en la construcción y mantenimiento de vías terrestres corresponde a los materiales, roca, grava, arena y otros suelos, por lo que su localización y selección se convierte en uno de los problemas básicos del ingeniero civil, en conexión estrecha con el geólogo. La experiencia diaria enseña que, si se da a estas tareas la debida importancia, podrán localizarse depósitos de materiales apropiados cerca del lugar de su utilización, abatiendo los costos de transportación, que suelen ser de los que más afectan los totales; otras veces se logrará obtener materiales utilizables en zonas que antes dependían de otras más alejadas en este aspecto. Por estas razones, no es de extrañar que la búsqueda científica y la explotación racional de los materiales ocupe más y más la atención de los grupos técnicos interesados.

De esta manera va habiendo en todas las instituciones dedicadas al proyecto y la construcción de vías terrestres en cada país, una información cada día más completa sobre las disponibilidades de materiales en cada zona cruzada por una vía terrestre. Desdichadamente, también es frecuente que esta información se pierda una vez realizada una obra, de manera que los ingenieros que hayan de construir otra vuelvan a enfrentarse al problema original de buscar materiales apropiados donde otros ya los habían encontrado. Parece una labor realmente urgente e importante centralizar de alguna manera toda la información que día a día va surgiendo sobre materiales utilizables, localización, volúmenes aprovechables, utilización, tratamientos, etcétera; una vez bien realizada esta tarea a nivel nacional, todas las instituciones constructoras del país podrán obtener considerables ahorros en la búsqueda de materiales y, a la vez, disponer para una utilización determinada, de toda la experiencia de quienes antes hayan usado el mismo banco, para los mismos o similares fines. Una tarea como la que se recomienda nunca estará terminada,

pero ya desde niveles muy iniciales de su ejecución podrá rendir provechosos frutos.

Durante muchos años la detección de bancos de materiales dependió de métodos exploratorios comunes, desde la simple observación sobre el terreno, hasta el empleo de pozos a cielo abierto, posteadoras, barrenos y aun máquinas perforadoras. En épocas más recientes, los estudios geofísicos, de gran potencialidad en estas cuestiones, han venido a sumarse a la técnica disponible, ahorrando mucho tiempo y esfuerzo humanos y mucha exploración.

El énfasis de este Capítulo se pondrá especialmente en los bancos de materiales, en la inteligencia de que mucho de lo que de ellos se diga será aplicable a los préstamos laterales y aun a los materiales que se obtengan por compensación longitudinal o transversal. Será necesario establecer ciertas distinciones entre los bancos de roca y los de suelo. La transición entre los dos materiales genéricos es, en este caso, todavía más difícil de establecer con precisión que en otros; la roca puede presentarse con muy diversos grados de alteración o el material que se encuentre puede ser mixto, en el sentido de conte-



Explotación con préstamo lateral. Nótese la exposición de la carretera a la acción del agua y el peligro para el tránsito.

ner tanto formaciones rocosas como auténticos suelos.

Un punto fundamental en la determinación de bancos de materiales es la valuación de las rocas o suelos contenidos, la que suele ser muy difícil de establecer en forma cuantitativa. En lo que se refiere a las rocas, dos puntos principales deben merecer atención (Ref. 1). El primero se refiere a los cambios físicos que la roca puede sufrir por fragmentación durante la extracción, por manejo o durante la colocación; el segundo a la alteración físico-química que pueda tener lugar durante la vida útil de la obra. Estos mismos factores han de ser considerados cuando se trate de suelos, pero revisten mayor importancia

en las rocas, pues los suelos seguramente han sufrido ya sus transformaciones físico-químicas importantes durante su proceso anterior de descomposición, que les dio existencia a partir de la roca madre; las rocas, sobre todo las sanas trituradas o rotas, no han estado antes sujetas a procesos intensos de meteorización y éstos pudieran tener consecuencias muy notables.

La tabla XII-1 (Ref. 1) puede servir para proporcionar una valuación preliminar de las diferentes clases de rocas, en cuanto a sus características como materiales de construcción; un buen diagnóstico definitivo, sin embargo, depende de tantos factores específicos que no es posible aspirar a emitirlo en nin-

**TABLA XII-1**  
**Características de algunas rocas como materiales de construcción (Ref. 1)**

<i>Roca</i>	<i>Método de Excavación requerido</i>	<i>Fragmentación</i>	<i>Susceptibilidad a la meteorización</i>
Granito Diorita	Explosivos	Fragmentos irregulares, que dependen del uso de los explosivos.	Probablemente resistente.
Basalto	Explosivos	Fragmentos irregulares, que dependen de las juntas y grietas.	Probablemente resistente.
Toba	Equipo o explosivos	Fragmentos irregulares, muchas veces con finos en exceso.	Algunas variedades se deterioran rápidamente.
Arenisca	Equipo o explosivos	En lajas, dependiendo de la estratificación.	Según la naturaleza del cementante.
Conglomerado	Equipo o explosivos	Exceso de finos, dependiendo del cementante.	Algunos se alteran para formar arenas limosas
Limonita Lutita	Equipo	Desde pequeños bloques a lajas.	Muchas se desintegran rápidamente para formar arcillas; debe considerárselas sospechosas, a menos que las pruebas indiquen otra cosa.
Caliza Masiva	Explosivos	Fragmentos irregulares; muchas veces, lajas.	Las vetas pizarrosas se deterioran, pero las otras son resistentes.
Coquina Creta	Equipo	Fragmentos porosos, usualmente con exceso de finos.	Algunas formas porosas se alteran por humedecimiento; otras se cementan con procesos alternados de humedecimiento y secado.
Cuarcita	Explosivos	Fragmentos irregulares, muy angulosos.	Probablemente resistente.
Pizarras Esquistos	Explosivos	Fragmentos irregulares o lajeados, según la foliación.	Algunas se deterioran con procesos de humedecimiento y secado.
Gneis	Explosivos	Fragmentos irregulares, muchas veces alargados.	Probablemente resistente.
Desechos industriales y de minas	Equipo	Depende del material, pero en la mayoría de los casos es irregular.	La mayoría de las variedades (excepto las ígneas de mina) deben considerarse deteriorables, en tanto las pruebas no indiquen otra cosa.

gún caso particular sólo con base en la información contenida en la tabla.

Cada caso requiere la realización de pruebas de campo y de laboratorio sobre las rocas que forman el banco en estudio. La mejor prueba de campo es, quizá, la duplicación de un proceso de excavación análogo al que después se usará en forma masiva, para ver objetivamente qué material se obtiene; ésta será, necesariamente, una prueba a escala suficientemente grande, como para ser realista.

La posibilidad de deterioro de la roca con el tiempo es mucho más difícil de establecer. Quizá la mejor orientación pueda tenerse observando lugares en que la roca haya estado expuesta durante mucho tiempo.

La valuación preliminar de los suelos se hace sobre todo con base en experiencia precedente; la clasificación en el Sistema Unificado ayuda en todos los casos, pues este sistema lleva aparejado al encasillamiento en un grupo determinado, todo un conjunto de índices de comportamiento. La valuación en detalle de los suelos constitutivos de un banco ha de hacerse con base en pruebas de laboratorio.

## XII-2 LOCALIZACION DE BANCOS

Pocos aspectos prácticos son tan importantes en la realización de una vía terrestre y, a la vez, resultan más elusivos para un tratamiento general, que el que se refiere al desarrollo de criterios y técnicas para la localización de bancos de materiales. El tema es de tal importancia que no puede considerarse completo un proyecto o digno de autorización para su ejecución, si no contiene una lista completa y detallada de los bancos de materiales de los que han de salir los suelos y rocas que forman la obra. En este caso, la expresión "bancos de materiales" ha de ser tomada en su sentido más general y puede referirse a los cortes de donde se construirá un terraplén o un balcón en un método de compensación longitudinal o transversal, a los materiales del terreno natural de donde se extraerá un préstamo lateral o a un banco propiamente dicho.

Localizar un banco es más que descubrir un lugar en donde exista un volumen alcanzable y explotable de suelos o rocas que pueda emplearse en la construcción de una determinada parte de una vía terrestre, satisfaciendo las especificaciones de calidad de la institución constructora y los requerimientos de volumen del caso. El problema tiene otras muchas implicaciones. Ha de garantizarse que los bancos elegidos son los mejores entre todos los disponibles en varios aspectos que se interrelacionan. En primer lugar, en lo que se refiere a la calidad de los materiales extraíbles, juzgada en relación estrecha con el uso a que se dedicarán. En segundo lugar, tienen que ser los más fácilmente accesibles y los que se puedan explotar por los procedimientos más eficientes y me-

nos costosos. En tercer lugar, tienen que ser los que produzcan las mínimas distancias de acarreo de los materiales a la obra, renglón éste cuya repercusión en los costos es de las más importantes. En cuarto lugar, tienen que ser los que conduzcan a los procedimientos constructivos más sencillos y económicos durante su tendido y colocación final en la obra, requiriendo los mínimos tratamientos. En quinto lugar, pero no el menos importante, los bancos deben estar localizados de tal manera que su explotación no conduzca a problemas legales de difícil o lenta solución y que no perjudiquen a los habitantes de la región, produciendo injusticias sociales. Es evidente que en cualquier caso práctico muchos de los requisitos anteriores estarán en contraposición y la delicada labor del ingeniero estriba precisamente en elegir el conjunto de bancos que concilie de la mejor manera las contradicciones que resulten en cada caso.

Por debajo de este primer estrato de condiciones básicas que han de conciliarse existe un segundo, muy tupido, formado por las interrelaciones entre los elementos del primero. Por ejemplo, de entre dos materiales posibles para un cierto uso podrá haber una diferencia en la calidad técnica cuando están en estado natural, pero esa diferencia podrá anularse o aún invertirse si el peor material recibe un tratamiento adecuado, se estabiliza de alguna manera o si, tal vez, el proyecto se modifica de manera que un material que no era originalmente apropiado, ahora resulta utilizable. De hecho, esta interrelación entre los materiales de construcción y el proyecto de la obra es esencial a tal grado que, como se dijo, el proyecto de una vía terrestre carece de sentido si no se le enfoca como un conjunto que comprenda los bancos de materiales disponibles y la utilización que de ellos pretenda hacerse.

Evidentemente todo el complicado balance que más arriba se ha insinuado comienza con una etapa de localización simple, al final de la cual el ingeniero debe disponer de un mapa donde aparezcan todos los posibles aprovechamientos de material que puedan interesar a su obra, habiéndose probablemente excluido otros muchos, por algún o algunos inconvenientes obvios. Entre todo este conjunto de bancos que se vean factibles, deberá el ingeniero desarrollar sus líneas de opción en estrecha vinculación con su proyecto.

La búsqueda y localización de bancos de materiales puede hacerse principalmente por fotointerpretación o por reconocimientos terrestres directos; estos últimos pueden auxiliarse, a su vez, por la fotointerpretación o por métodos de prospección geofísica.

En el Capítulo III de esta obra se trataron someramente tanto la fotointerpretación como los métodos geofísicos de exploración, por lo que no se considera necesario detallarlos más en este momento. Será preciso insistir, sin embargo, en que la fotointerpretación ofrece un método sin rival para explorar grandes áreas a bajo costo, en forma que fácilmente

puede equivaler en precisión a un reconocimiento terrestre, especialmente si la institución que busca los bancos utiliza geólogos bien entrenados en la aplicación del método; de hecho éste es, sin duda, uno de los aspectos en que la Geología Aplicada puede contribuir más eficazmente a la tecnología de las vías terrestres.

Bien sea que se utilice como único método de detección o como complemento de un estudio de fotointerpretación, el reconocimiento terrestre del futuro banco es indispensable. En él deberá definirse no sólo la posibilidad de la explotación, sino también el grado de dificultad de la misma, los problemas que pudieran acarrear aguas superficiales o subterráneas, los volúmenes disponibles, las facilidades legales, etcétera. El ingeniero que realice esta labor previa ha de recurrir siempre a la experiencia local, que podrá enseñarle muchas cosas útiles, de las que fácilmente pueden pasar inadvertidas.

Comúnmente es necesario localizar bancos para material de terracerías, para capa subrasante, para sub-base y base de pavimento y para carpeta, en el caso de carreteras. En ferrocarriles, habrán de localizarse bancos para terracería, capa subrasante, sub-balasto y balasto. En aeropistas las necesidades se enlistan igual que para carreteras. En añadidura, podrán requerirse bancos para la obtención de los materiales necesarios para la elaboración de concretos, de piedra para mampostería u otros especiales. Huelga decir que, muchas veces, un mismo banco puede proporcionar material para varios de esos usos, sometiendo su producto a diferentes tratamientos.

Los bancos para terracerías en general abundan y son fáciles de localizar, pues para ese fin sirven casi todos los materiales que sean económicamente explotables; las excepciones se analizaron en partes anteriores de este libro (suelos, *MH*, *CH* y *OH*, con límite líquido mayor que 100 % y suelos *P<sub>1</sub>*). Sin embargo pueden presentarse algunos problemas, precisamente por aparecer esos materiales mercedores de rechazo por su mala calidad, en llanuras lacustres, zonas de inundación, depósitos de delta, grandes planicies aluviales y costeras y otras zonas, en donde abunden los depósitos muy finos. En todos estos casos, no es raro tener que buscar los aprovisionamientos de materiales fuera de esas zonas, si no son demasiado extensas.

Los bancos de terracerías conviene fijarlos no demasiado espaciados, para no dar lugar a distancias de acarreo excesivas; la separación óptima está en la mayoría de los casos de la práctica, allá donde se alcance el equilibrio de costos entre el acarreo, por un lado y el costo del despilme y preparación del banco por el otro. Las distancias que resultan no suelen exceder los 5 km entre banco y banco, aunque podrá haber casos especiales en que estas distancias sean mucho mayores, sobre todo en zonas agrícolas, en que los costos de afectación son muy altos.

En lo que se refiere a la capa subrasante, ya se



Un banco típico de playón de río.

mencionaron en el Capítulo IX los materiales que pueden utilizarse y los que deben rechazarse, de acuerdo con la práctica mexicana, que puede citarse como una norma de criterio. Un requisito que condiciona adicionalmente los bancos de materiales elegidos es ahora el de lograr homogeneidad en longitudes significativas, para evitar que las estructuras y espesores de las capas de pavimento suprayacentes varíen con demasiada frecuencia. Las distancias comunes entre bancos pueden extenderse en este caso hasta 10 km.

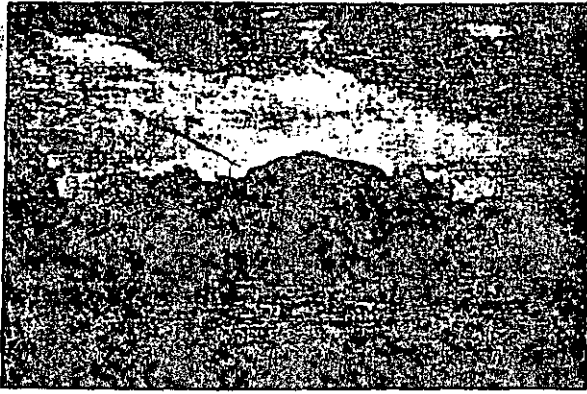
Los materiales para sub-base y base de pavimento, además del requisito anterior, suelen estar condicionados en forma importante por los tratamientos mecánicos que llegan a requerir para satisfacer las normas de calidad, mismos que, en añadidura, necesitan de la instalación de equipos especiales y plantas complejas, que no conviene mover mucho. Por todo ello, suelen estar mucho más espaciados, al grado que distancias del orden de 50 km no son difíciles de ver.

Los bancos para subrasante suelen encontrarse en los oteros bajos y extendidos, en formaciones de roca muy alterada, en las zonas limoarenosas de los depósitos de ríos, en zonas de depósito volcánico de naturaleza piroclástica, como conos cineríticos o tobáceos, en horizontes arenosos de formaciones estratificadas extensas, etcétera.

Los materiales para sub-base, y base suelen encon-



Explotación de grava y arena en el cauce de un río.



Exploración de un banco con métodos geofísicos.

trarse en playones y márgenes de ríos, en frentes y cantiles rocosos, cerros relativamente elevados y de pendiente abrupta, etcétera.

Los materiales para concretos asfálticos o hidráulicos se obtienen casi siempre por trituración, a partir de formaciones rocosas sanas. Las mamposterías se obtienen de formaciones rocosas fracturadas o de recolección superficial.

### XII-3 , EXPLORACION Y MUESTREO DE BANCOS

La exploración de una zona en la que se pretenda establecer un banco de materiales debe tener las siguientes metas:

1. Determinación de la naturaleza del depósito, incluyendo toda la información que sea dable obtener sobre su geología, historia de explotaciones previas, relaciones con escurrimientos de agua superficial, etcétera.
2. Profundidad, espesor, extensión y composición de los estratos de suelo o roca que se pretendan explotar.
3. Situación del agua subterránea, incluyendo posición y variaciones del nivel freático.
4. Obtención de toda la información posible sobre las propiedades de los suelos y las rocas, los usos que de ellos se hayan hecho, etc.

La investigación completa está formada por tres etapas:

1. Reconocimiento preliminar, que debe incluir la opinión de un geólogo. En esta etapa debe considerarse esencial el contar con el estudio geológico de la zona, por sencillo que sea.
2. La exploración preliminar, en la que por medio de procedimientos simples y expeditos, pueda obtenerse información sobre el espesor y composición del subsuelo, la profundidad del agua freática y demás datos que permitan, en principio, definir si la zona es prometedora

para la implantación de un banco de las características del que se busca y si, por consiguiente, conviene continuar la investigación sobre ella.

3. La exploración definitiva, en la que por medio de sondeos y pruebas de laboratorio han de definirse detalladamente las características ingenieriles de los suelos y las rocas encontradas.

Las armas de la exploración para localización y valuación de bancos son la fotointerpretación, los sondeos y la prospección geofísica. Como quiera que rara vez se requiere explorar a profundidades grandes, mayores de 10 m, los métodos de sondeo preliminar y definitivo pueden no ser diferentes. El pozo a cielo abierto, la posteadora y los barrenos helicoidales (Refs. 2 y 3) son los métodos más empleados en suelos. La diferencia entre el estudio preliminar y el definitivo suele radicar más bien en el número de sondeos, que en la investigación definitiva deben corroborar la información preliminar, definiendo claramente las distintas formaciones existentes y cubicar con la aproximación requerida el volumen de material que vaya a ser necesario. No debe excluirse, al realizar exploración definitiva en suelos, el empleo de métodos de exploración más refinados o capaces de ir a mayores profundidades, que pudieran requerirse en algunas ocasiones; se utilizarán entonces máquinas perforadoras, con técnicas de sondeo del tipo de las descritas en las mencionadas Referencias 2 y 3. En bancos de roca, lo normal es atenerse en mucho a los resultados del reconocimiento preliminar, extrayendo de él normas de juicio en cuanto a la extensión del banco y al volumen de material disponible; la razón es que la exploración en roca requiere del uso de métodos rotatorios, con máquinas de perforación, todo lo cual resulta costoso y no suele considerarse necesario más que en casos importantes en que existan incertidumbres de consideración.

Ya se ha descrito en el Capítulo III de esta obra la utilidad que es posible extraer en los estudios de suelos de las técnicas de fotointerpretación y de la prospección geofísica. Cabe añadir que un buen estudio de fotointerpretación puede cubrir con rapidez la etapa de reconocimiento preliminar, sin que, como se dijo, este método tenga rival en la detección de posibles bancos. Los métodos geofísicos, por su parte, son económicos y rápidos para cubicar los bancos en estudio y para distinguir las diferentes formaciones que es común encontrar en ellos. De entre ellos, el geosísmico es el más usual, con mucho.

Los bancos de suelo han de muestrearse para conocer en el laboratorio las características que interesen para definir o autorizar su uso. No existe ninguna regla para fijar el número de sondeos que es necesario hacer en un caso dado. Algunas instituciones fijan un determinado número de sondeos por cada número de metros cúbicos de material por ex-

plotar, lo cual no toma en cuenta ni la homogeneidad o heterogeneidad de la formación, ni ninguna otra de las características geológicas particulares, por lo que el anterior no parece ser un buen criterio para definir la exploración; será preferible ceñirse en cada caso a las características específicas del banco en estudio, teniendo muy en cuenta las condiciones geológicas locales, los frentes que han de atacarse, etcétera.

Naturalmente, la muestra que se extraiga dependerá de la utilización que pretenda hacerse del suelo. En bancos para terracerías es común realizar análisis granulométricos, límites de plasticidad, pruebas de compactación, cálculo del coeficiente de variación volumétrica, todo lo cual suele requerir muestras entre 50 y 100 kg, como mínimo. Se trata sencillamente de clasificar al suelo y conocer sus características en cuanto a compactación.

En materiales para pavimento, además de las pruebas anteriores, los bancos de suelos deberán sujetarse en general a pruebas de Valor Relativo de Soporte o similares, de acuerdo con el método de diseño que se pretenda utilizar. Se excluye, naturalmente, toda la gama de pruebas que en relación con los asfaltos han de hacerse a una carpeta, por considerarlas fuera de los alcances de esta obra.

En general, las pruebas que requieren los suelos que van a usarse en pavimentos, aunque sea las mismas que las de las terracerías, suelen hacerse con más acuciosidad y en mayor número; por ejemplo, una granulometría en material para terracería, muchas veces no va más allá de la separación de las porciones de grava, arena y finos, en tanto que los materiales de pavimento requieren la curva completa. De la misma manera los análisis de compactación y Valor Relativo Soporte probablemente han de hacerse con mayor intensidad en la subrasante y demás capas de pavimento que en otras partes más bajas del terraplén.

Al tratar con bancos de suelo que vayan a usarse en pavimentación es también frecuente que se distinga un conjunto de pruebas dentro de una etapa de estudio preliminar, de otras pruebas que se hagan posteriormente con carácter definitivo. Este criterio permitirá seleccionar las zonas más prometedoras dentro de un banco dado o establecer racionalmente alternativas de uso entre varios bancos vecinos.

La tabla XII-2 presenta de un modo general el tipo de pruebas que se hace a los distintos materiales provenientes de los bancos, según el uso que de ellos pretenda realizarse.

En general las pruebas están divididas en tres tipos, las de clasificación, las que tienen por objeto establecer la calidad de los materiales, que entre otras cosas, permitirán establecer si se cumplen las normas mínimas que establezca la institución constructora y, finalmente, las pruebas de diseño propiamente dicho. Sobre todo en este último aspecto puede haber, como ya se comentó en los capítulos respectivos, criterios diferentes entre los diversos organismos que construyen; la tabla está hecha presupo-

TABLA XII-2

**Pruebas de Laboratorio que se efectúan a los suelos que se extraen de bancos, según su utilización**

- I. *Terracerías.*
  - a) Clasificación: Límites de plasticidad. Granulometría.
  - b) Calidad: Peso volumétrico máximo. A veces, Valor Relativo de Soporte.
  
- II. *Capa Subrasante.*
  - a) Clasificación: Límites de plasticidad. Granulometría.
  - b) Calidad: Peso volumétrico máximo. Valor Relativo de Soporte. Expansión. Equivalente de Arena.
  - c) Diseño: Determinación de Valor Relativo de Soporte (Método del Cuerpo de Ingenieros, U.S.A.) o bien: Pruebas de Hveem, o bien: Pruebas Triaxiales de Texas.
  
- III. *Base y Sub-base.*
  - a) Clasificación: Límites de plasticidad. Granulometría.
  - b) Calidad: Peso volumétrico máximo. Valor Relativo de Soporte. Equivalente de Arena. Expansión.
  - c) Diseño: Si se desea hacer un diseño estructural por capas, deberán realizarse las pruebas indicadas para la capa subrasante.
  
- IV. *Carpeta Asfáltica.*
  - a) Clasificación: Límites de plasticidad. Granulometría.
  - b) Calidad: Pruebas de desgaste y/o alterabilidad. Equivalente de Arena. Expansión. Afinidad con el Asfalto. Pruebas para definir la forma de los agregados.
  - c) Diseño: Prueba de Marshall, o bien: Pruebas de Hveem. El contenido óptimo de Asfalto puede determinarse también por el Método C. K. E.

niendo un tanto que la prueba básica para el diseño de pavimentos sea la de Valor Relativo de Soporte. Otro punto en el que suele haber bastante diferencia institucional es el que se refiere a la fijación de las pruebas para fijar las características de expansividad de los suelos.

En términos generales todas las pruebas mencionadas en la tabla XII-2 han sido ya tratadas en páginas anteriores de esta obra, con excepción de la importantísima prueba de Equivalente de Arena, que originalmente desarrollada por F. N. Hveem en el Departamento de Carreteras de California, ha alcanzado hoy muy amplia y merecida difusión. Aunque esta prueba fue ya mencionada en el Capítulo IX, parece oportuno comentarla ahora, pues sus máximas virtudes destacan precisamente cuando se emplea para determinar la calidad de los suelos o la de los pro-

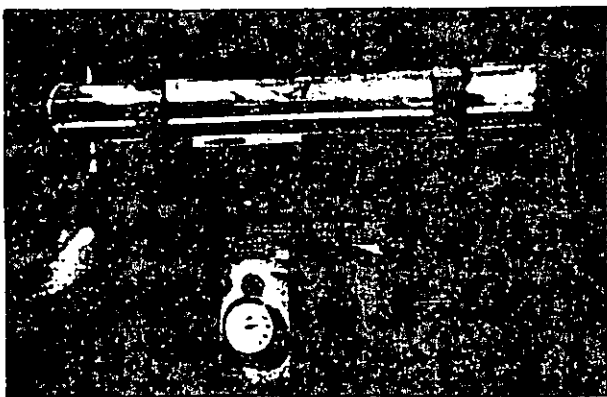


ductos de trituración procedentes de bancos. Las Refs. 4, 5, 6, 7 y 8 contienen información de detalle sobre la prueba y en el Anexo XII-a de este capítulo se incluye un breve instructivo sobre su realización.

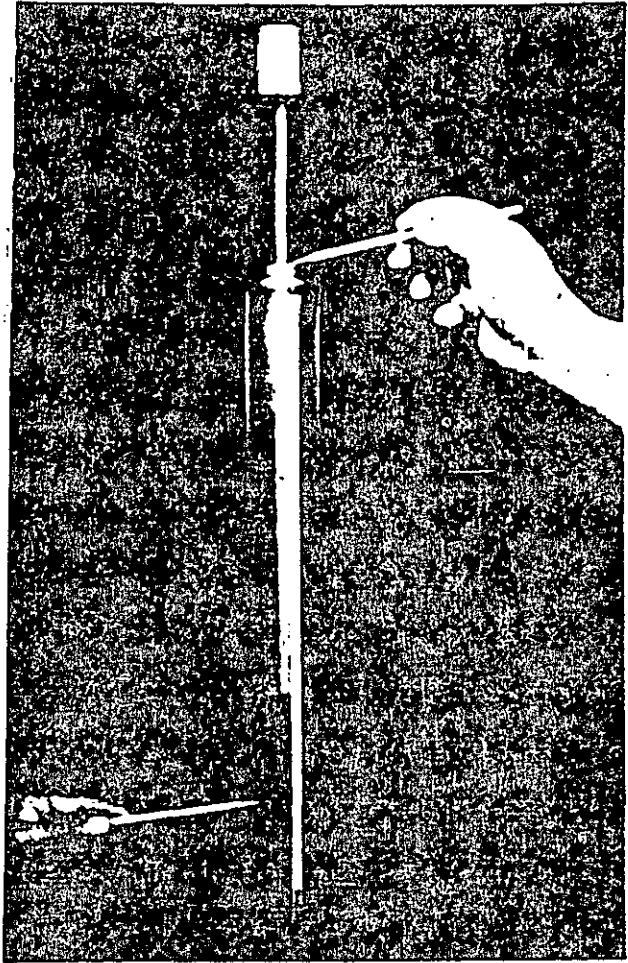
Todos los materiales térreos que se utilizan en las terracerías y los pavimentos contienen en mayor o menor grado partículas finas, de cuyo monto y actividad depende en gran parte, como es sabido, el comportamiento mecánico del conjunto. La prueba de Equivalencia de Arena fue desarrollada por Hveem para valuar en forma cualitativa la cantidad y la actividad de los finos que existen en la mezcla de partículas que constituyen el suelo que se va a utilizar.

La prueba consiste en introducir una cantidad prefijada de la fracción del suelo que pasa la malla Nº 4 en una probeta estándar, parcialmente llena con una solución que, entre otros efectos, propicia la sedimentación de los finos. Tras un periodo de vigorosa agitación para homogeneizar la suspensión, la probeta se deja en reposo en su posición natural durante 20 min, al cabo de los cuales se ve el perfil de sedimentación en el fondo, que básicamente debe consistir de dos capas fácilmente distinguibles, una inferior que tendrá prácticamente todas las partículas de arena y otra, superior, formada por la cantidad de arcilla que haya alcanzado a depositarse en el tiempo transcurrido, bajo el efecto floclante que produzca la solución utilizada, el cual, obviamente, dependerá de la concentración con que se fabrique ésta. Así, por ejemplo, si la arcilla contenida es una montmorilnita o una bentonita, de alta actividad coloidal, la solución estándar, actuando durante 20 min, alcanzará a floclular y depositar una determinada cantidad, en tanto que, si la arcilla es una caolinita de actividad coloidal mucho menor, seguramente en los 20 min podrá llegarse a depositar toda la arcilla.

De esta manera, el estudio de perfil de sedimentación permite establecer un índice volumétrico de las respectivas proporciones de los materiales contenidos en el suelo original, que pueden en principio, clasificarse como arenas o como arcillas. Además, como se verá, el perfil de sedimentación permite obtener



Agitador manual utilizado en la prueba de equivalente de arena.



Lectura del equivalente de arena.

también una idea de carácter cualitativo, pero seguramente bastante apropiada, de la actividad que pueda atribuirse a la fracción arcillosa.

La solución está formada básicamente con cloruro de calcio, que es un material floclante; se le añade algo de glicerina, pues se vio que así se producía un efecto estabilizante que hacía la prueba más consistente al ser repetida por operadores diferentes y una porción de formaldehído, cuyo objeto es el de esterilizar la solución para neutralizar la posibilidad de desarrollo de organismos que pudiera contener el suelo original. La base de la solución es agua destilada o razonablemente limpia. Muy especialmente, la cantidad de cloruro de calcio determina el poder floclante de la solución; con cantidades diferentes se tienen volúmenes de arcilla depositadas muy diferentes y, por lo tanto, también muy distintos equivalentes de arena, pues este concepto se define y determina con base en los respectivos espesores de arena y arcilla en el perfil de sedimentación.

Una vez obtenido el perfil de sedimentación y anotado el nivel superior de la capa de arcilla, se introduce en la probeta un pisón de peso estándar, el cual se apoya sobre la arcilla, permitiendo que se hunda en ella, lo que ocurre prácticamente hasta

que se alcanza la capa de arena; la altura a que queda este pison se mide también y se considera la altura de la frontera superior de la capa de arena. El pison es necesario, pues, como es natural, durante la deposición no se define nítidamente un plano de transición entre la arena y la arcilla. Se define como Equivalente de Arena la relación:

$$E. A. = 100 \frac{\text{Lectura en el nivel superior de la arena}}{\text{Lectura en el nivel superior de la arcilla}} \quad (12-1)$$

Un equivalente de arena cero se obtendría en una arcilla pura, en tanto que cuanto mayor sea el equivalente de arena se tendrá seguramente una mayor proporción de este último material en el conjunto.

Hasta aquí, tal parece que la prueba de equivalente de arena lo único que establece es una relación volumétrica entre el contenido de arena y el contenido de arcilla en la muestra. Si así fuera, no estaría dando más información que un análisis granulométrico rápido con cribado en las mallas Nos. 4 y 200, quizá más sencillo de realizar. El valor de la prueba de equivalente de arena es que, por lo menos cualitativamente, va algo más lejos que la simple información anterior, al dar una idea, como se dijo, de la actividad de la fracción arcillosa.

El primer punto a cuidar es la concentración de la solución floculante que se use, pues como se hizo notar, de su poder floculante depende que se deposite más o menos arcilla en el tiempo de prueba, lo que haría variar el equivalente de arena. Hveem intuyó que el carácter de la fracción fina se reflejaría de algún modo en la resistencia del suelo en conjunto y expresó esta resistencia por medio del parámetro R, obtenido en el estabilómetro y mencionado en el Capítulo IX.

La Fig. XII-1 (Ref. 8) muestra precisamente el efecto anterior, o sea la influencia de la actividad de los finos en el valor R dado por el estabilómetro.

Nótese que el efecto de un 5% de bentonita es similar al de un 21% de caolinita para la grava

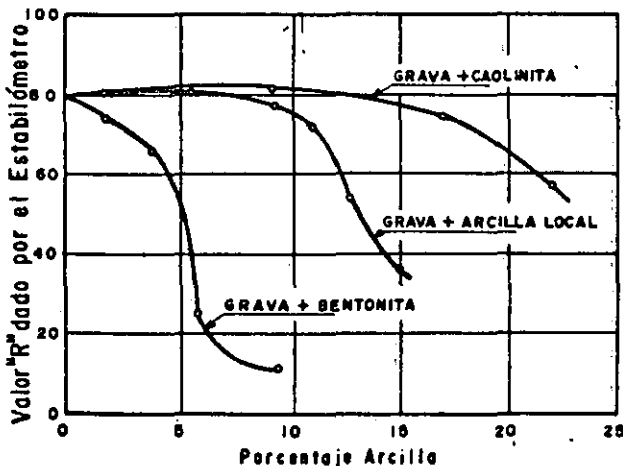


Figura XII-1. Efecto de la arcilla en el valor R (Ref. 8).

estudiada y ese es precisamente el nivel elegido por Hveem para fijar la concentración de la solución estándar. La solución estándar a utilizar en las pruebas de equivalente de arena es tal que proporcione el mismo valor para este último concepto en una grava que tenga 5% de bentonita y en la misma grava con 21% de caolinita.

Otra solución daría diferentes valores de equivalente de arena en todas las pruebas realizadas y desde luego es dudoso que la concentración elegida por Hveem posea ningún significado especial o sea la más apropiada para establecer la mejor correlación posible entre el valor del equivalente de arena y la actividad de los finos contenidos en el suelo.

Una vez fijada la concentración de la solución y estandarizada la prueba, la actividad de los finos se refleja en el resultado de la misma por lo menos de dos maneras. En primer lugar en la cantidad de arcilla que alcance a depositarse en los 20 min, que será diferente según sea el contenido y actividad de la fracción coloidal de la arcilla. En segundo lugar, la actividad de los finos se reflejará seguramente en la estructuración de la arcilla depositada en la solución estándar y a estructuras más cerradas o más abiertas, aun para la misma cantidad de arcilla, corresponderán diferentes valores de la "altura de la arcilla" y, por lo tanto, diferentes valores del equivalente de arena. En general, en relación a este último aspecto puede decirse que cuanto más abierta sea la estructura, mayor actividad mostrarán los finos y se obtendrá un equivalente de arena menor.

No cabe duda de que los factores anteriores no están suficientemente estudiados, como no lo está la prueba en general, por lo que no es posible establecer cuantitativamente correlaciones entre el resultado

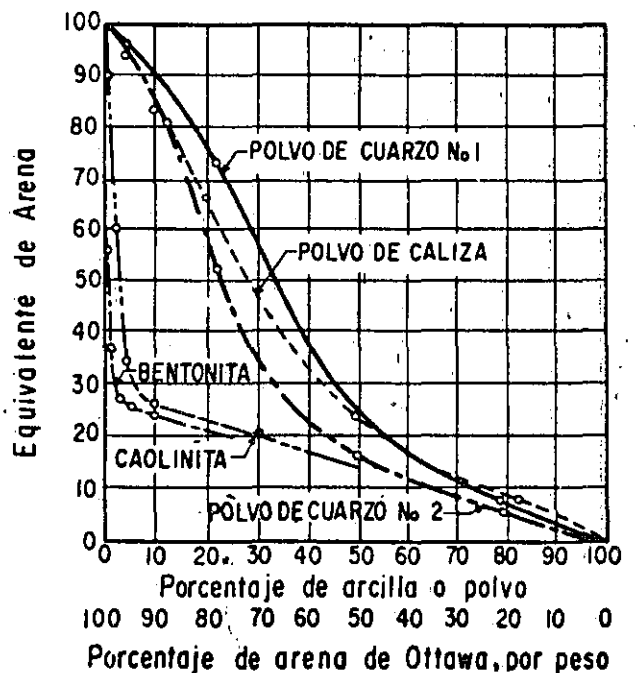


Figura XII-2. Efecto de varios materiales finos en el equivalente de arena (Ref. 8).

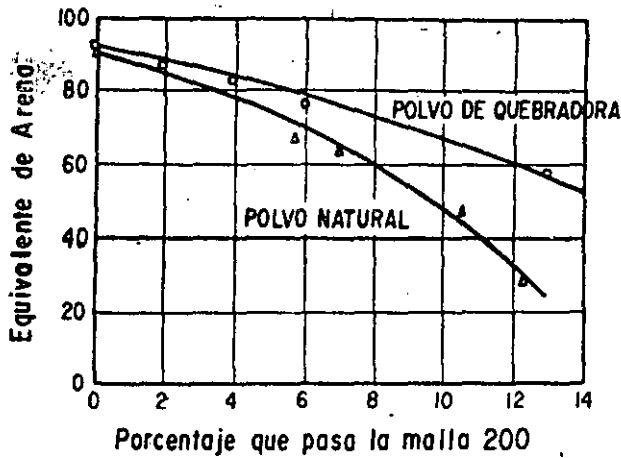


Figura XII-3. Efecto del polvo en el equivalente de arena del agregado fino de mezcla en planta, para carpeta (Ref. 8).

de la prueba de equivalente de arena y las propiedades mecánicas fundamentales, tales como la resistencia, la compresibilidad, la relación esfuerzo-deformación, la permeabilidad, etcétera; ni tan siquiera es posible decir, en el actual estado de conocimiento, si tales correlaciones existen en un sentido más o menos aproximado. Lo que queda entonces es calibrar la prueba con la experiencia personal de los ingenieros de campo y en este aspecto la prueba ha revelado y revela todos los días extraordinarias potencialidades, muy especialmente como prueba para el control de la calidad de los materiales obtenidos de bancos.

Las Figs. XII-2, XII-3, XII-4, XII-5 y XII-6, todas ellas extraídas de la Ref. 8, muestran diversas corre-

laciones experimentales de interés entre el valor del equivalente de arena y diferentes propiedades o condiciones del suelo. Las Figs. XII-2 y XII-4 deben interpretarse con cierto cuidado, en lo que se refiere al eje de abscisas. En la Fig. XII-2, por ejemplo, se mezcla a un cierto porcentaje de arena de Ottawa o bien los polvos de roca que se mencionan o bien las arcillas que se señalan, para obtener las diferentes gráficas que describen como varía el equivalente de arena al aumentar en la matriz de la arena los porcentajes de polvo de roca o los porcentajes de arcilla; de la misma manera funciona la Fig. XII-4.

En el Anexo XII-a de este Capítulo se describe en detalle la prueba de laboratorio correspondiente.

En lo que se refiere a las rocas, las principales pruebas que han de hacerse a los materiales producto de banco son las que definan su modo de fragmentación y su susceptibilidad a la meteorización. La tabla XII-3 contiene una relación de las pruebas índice que es más común hacer a las rocas, aún cuando en muchos casos de la práctica se omiten algunas de ellas o aun todas, utilizando el material simplemente con base en la observación del banco y en la experiencia precedente.

TABLA XII-3

Pruebas índice más comunes para materiales rocosos, con vistas a definir su comportamiento ingenieril (Ref. 9)

- Densidad de sólidos
- Peso volumétrico seco
- Contenido de agua
- Porosidad
- Índice de Alteración
- Permeabilidad al agua
- Permeabilidad al aire
- Alterabilidad
- Resistencia
- Deformabilidad

XII-4 MATERIALES ENCONTRADOS EN LOS BANCOS (Refs. 10 y 11)

A. Alteración de las rocas

Los materiales que el ingeniero encuentra en los lugares de posible explotación son suelos o rocas que han soportado en ese sitio numerosos cambios por evolución o por revolución, los que han dejado sus huellas, hasta formar los materiales que sea posible encontrar en la actualidad.

Probablemente toda la corteza terrestre procede, como se sabe, de algo que en origen fue un fluido viscoso y que lentamente se endureció hasta formar rocas ígneas. Los procesos de meteorización, favorecidos por agrietamientos y acciones tectónicas fueron formando, a partir de la matriz original, masas residuales, antecedentes de suelos residuales, producto "in situ" de la descomposición, la solución y la des-

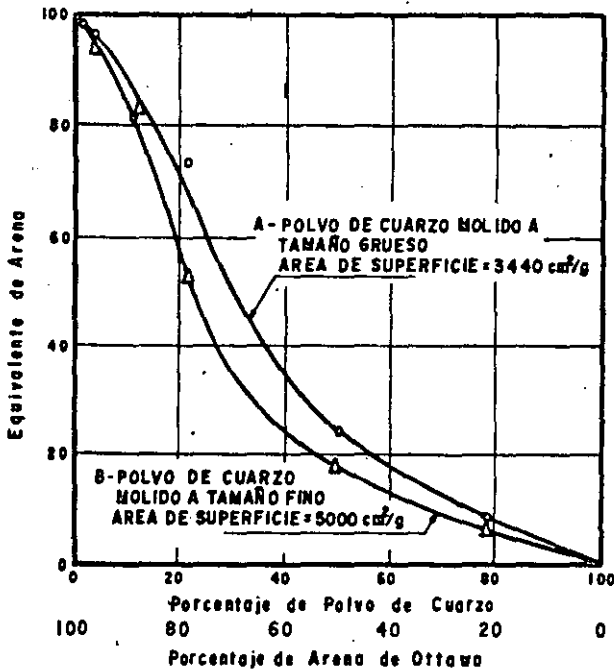


Figura XII-4. Polvo de cuarzo y arena de Ottawa. Efecto del tamaño de las partículas en el equivalente de arena (Ref. 8).

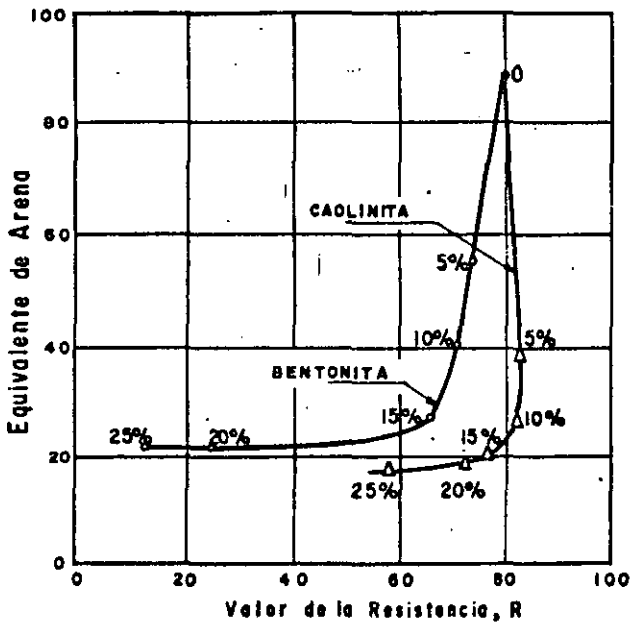


Figura XII-5. Valor de la resistencia en relación al equivalente de arena en roca triturada con contenido variable de arcilla (Ref. 8).

integración. Como ya se vio, muchos de estos productos pueden ser transportados por la gravedad, el viento, el agua o el hielo, para formar, en nuevas con-

Componentes en Menor Proporción.	Componentes en Mayor Proporción		
	ARENA	LIMO	ARCILLA
	ARENA	o	⊕
LIMO	o		+
ARCILLA	o	+	-

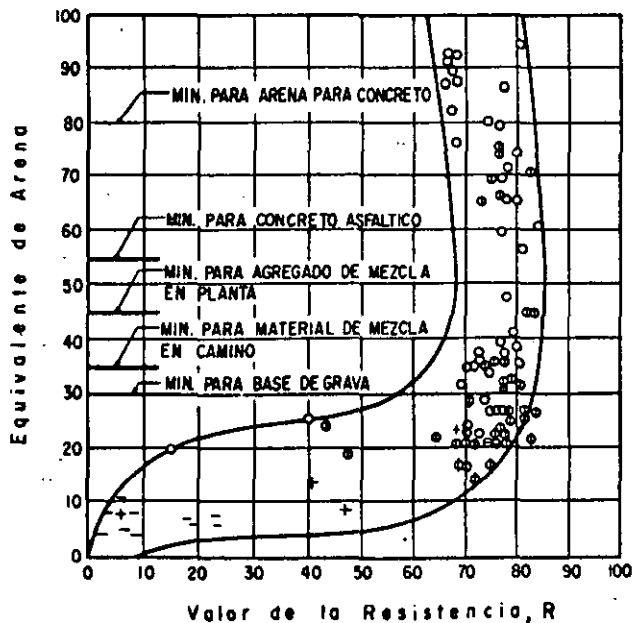


Figura XII-6. Equivalente de arena en relación al valor de la resistencia (Ref. 8).

diciones de localización y ambiente los suelos transportados.

Los suelos transportados y depositados en un nuevo lugar pueden continuar intemperizándose en ese lugar o ser retransportados y redepositados en un nuevo ambiente. Otros se endurecen por consolidación y cementación formando rocas sedimentarias. Muchos organismos marinos o que viven en las aguas contribuyen fundamentalmente a la transformación en rocas de los sedimentos previos producidos por meteorización. Las rocas sedimentarias quedan sujetas a la misma distorsión y fracturamiento que la tectónica produce en las rocas ígneas y, de la misma manera que a éstas, las afectan los cambios ambientales, que las meteorizan para producir nuevos suelos residuales, en los que recomienzan los procesos de erosión, transporte y creación de nuevos depósitos.

Además de estar sujetos a la meteorización y a la erosión, las rocas sedimentarias que van quedando cubiertas por sedimentos acumulados pueden ir quedando también sometidas a aumentos de temperatura, de presión y a la acción de nuevos estados de esfuerzos. Como consecuencia, su estructura mineral puede alterarse químicamente o reagruparse físicamente, para producir las rocas metamórficas. Estas nuevas rocas pueden parecerse a sus rocas madres, pero normalmente son más cristalinas, más densas y más duras. De nuevo, las rocas metamórficas quedan sujetas a meteorización donde quiera que queden bajo el efecto de un ambiente externo, por lo que pueden formar suelos residuales, que posteriormente pueden ser erosionados, transportados y mezclados en nuevos depósitos sedimentarios. En rigor, las rocas ígneas también pueden metamorfizarse por calor, presión o esfuerzo cortante, pero los cambios que sufren por ello suelen ser menos drásticos que los que se tienen en rocas sedimentarias. Finalmente, las rocas metamórficas se pueden retransformar en ígneas, por calor, presión o adición de nuevos minerales procedentes de masas fluidas.

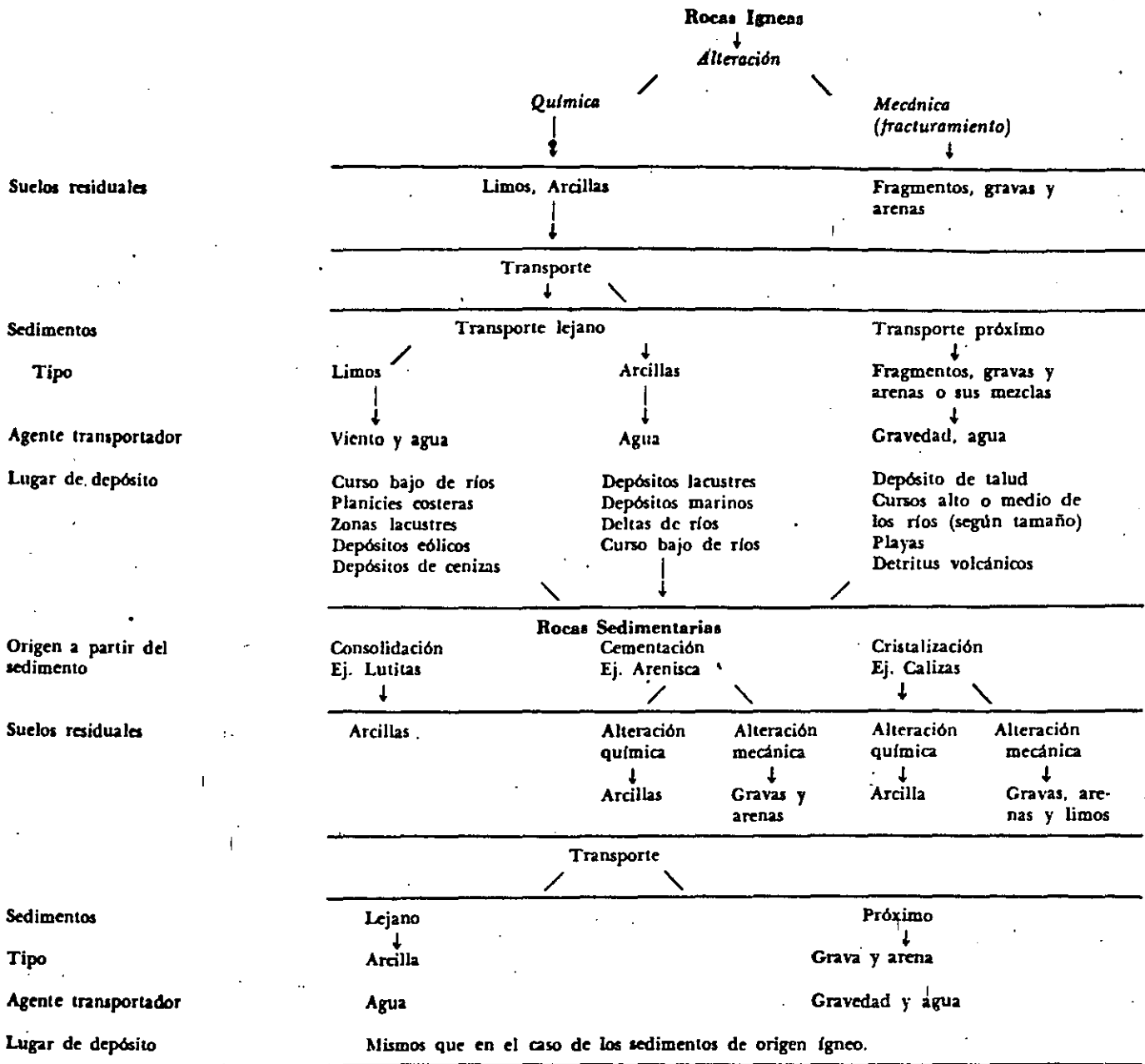
En el Capítulo II de esta obra se mencionaron desde un punto de vista mineralógico las principales rocas que el ingeniero encuentra en la corteza terrestre, así como los sedimentos más comunes que esas rocas pueden producir. De la misma manera se mencionaron allí someramente lo que podría considerarse las características geológicas de las rocas. No se insistirá aquí en esos aspectos, pero en cambio, convendrá insistir algo en la dinámica de la alteración de las



Explotación de un gran banco en roca alterada.

TABLA XII-4

Dinámica de la alteración de las rocas y la formación de suelos residuales y transportados



Rocas Metamórficas

Temperatura, presión, etc., actuando sobre los sedimentos. Análogos suelos residuales y transportados que las otras rocas. (Gravas, arenas, limos o arcillas.)

rocas, en la génesis de los suelos residuales y transportados y en una descripción, aunque sea breve, de las formaciones que el ingeniero puede encontrar en su búsqueda de bancos y de los materiales que más comúnmente aparecen en ellas.

La tabla XII-4 presenta en forma esquemática las transformaciones de las rocas que producen suelos, los distintos tipos de éstos y la influencia de los factores de meteorización y transporte.

La alteración de una roca es siempre un modo de adaptarse a su ambiente; por ello, cuando una

roca antes no expuesta queda sujeta a la meteorización, se altera para adaptarse al nuevo ambiente que le ha sido impuesto. Lo mismo sucede cuando la roca es fragmentada o triturada y colocada en una estructura ingenieril. Por tal motivo el ingeniero debe considerar que todas sus manipulaciones son fuente de alteración futura. En la gran mayoría de los casos, los procesos de alteración que el ingeniero desencadena ocurren a escalas de tiempo dentro de las cuales la vida útil de una obra representa un periodo insignificante, pero no siempre ocurre así y los casos

de alteración muy rápida son, naturalmente, los que más interesan desde un punto de vista práctico. Un ejemplo típico es la alteración de lutitas en arcillas, sobre todo en presencia de agua.

Las rocas que se usan en las diferentes estructuras de una vía terrestre procedentes de los bancos de materiales quedan sujetas en general a compresión y, muchas veces, a abrasión e impacto; todas estas son causas adicionales de alteración. Entre las formas de alteración, la rotura de granos puede producir cambios fundamentales en los materiales de pavimento en corto tiempo; el agua y el desarrollo de presiones neutrales también pueden producir efectos notorios dentro de la vida útil. Correspondientemente, el ingeniero deberá investigar las características de alterabilidad teniendo en mente estos hechos.

Algunos usos de materiales en las vías terrestres imponen condiciones muy especiales a los agregados de banco que vayan a usarse. La tecnología del concreto, que se considera fuera del alcance de esta obra, ofrece abundantes ejemplos de la afirmación anterior, pero no es este material el único que impone condiciones. Las mezclas asfálticas también requieren características específicas en los agregados pétreos, llegándose en algunos casos al rechazo de los mismos al no verlas cumplidas. Las rocas que contienen un alto porcentaje de minerales de silicio (rocas ácidas) no sirven generalmente para carpetas, por no presentar una liga adecuada con el asfalto. También dan problemas en las mezclas asfálticas algunos agregados que tienen tendencia a alterarse rápidamente en arcillas, como sucede con algunos basaltos, a despecho de la excelente calidad que en general esta roca tiene cuando se usa en mezclas asfálticas.

La alteración química de las rocas produce como última consecuencia arcillas cuya mineralogía se relaciona con la de la roca madre; así por ejemplo los granitos tienden a formar arcillas caoliníticas, en tanto que los basaltos, ricos en minerales ferromagnesianos, dan lugar a arcillas montmoriloníticas. En el Capítulo VI se presentó el fundamental concepto de perfil de meteorización y los tipos más comunes de éstos de acuerdo con la roca en que se producen.

## B. Tratamientos

Los materiales procedentes de bancos que van a ser usados en terracerías no suelen sujetarse a ningún tipo de tratamiento especial y se utilizan tal como se obtienen; en esa condición natural deberán cumplir las especificaciones constructivas y de calidad que se señalen, pero se considera universalmente irrazonable desde el punto de vista económico el empleo de tratamientos, salvo casos muy especiales.

En los trabajos de pavimentación, por el contrario, es usual, como ya se mencionó, someter los materiales a diversos tratamientos que los adecúen a sus funciones. Los tratamientos más usuales son:

### 1. Eliminación de desperdicios

Se trata, por ejemplo, de eliminar en bancos de suelos un determinado porcentaje de partículas cuyo tamaño máximo sobrepasa el que se haya considerado en el proyecto (frecuentemente en el orden de 7.5 cm). Esta eliminación se hace muchas veces a mano.

### 2. Disgregación

Esta operación se hace generalmente en bancos de suelo duro, de roca muy alterada o en materiales con la consistencia de aglomerados poco cementados. La disgregación se hace muchas veces con arados y cuchillas dispuestas en las máquinas o con rodillos de compactación del tipo pata de cabra o similar.

### 3. Cribado

Generalmente se utiliza para lograr en un material de naturaleza friccionante una granulometría adecuada o para eliminar porcentajes altos de partículas mayores que el tamaño máximo requerido, que generalmente son desperdiciadas; se ha dicho que porcentajes arriba de 10 ó 15 % conviene ya eliminarlos cribando.

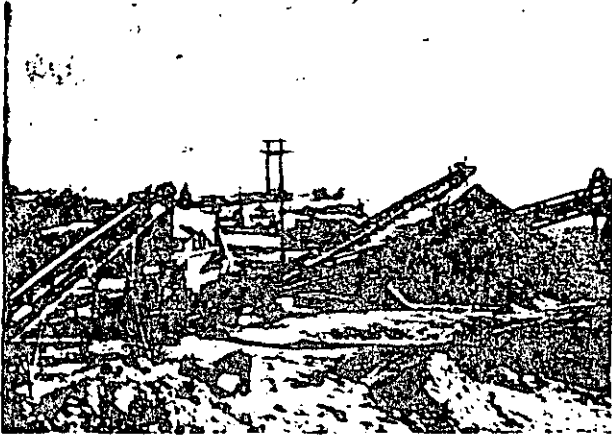
Las instalaciones de cribado para eliminación de tamaños grandes suelen ser muy sencillas. Normalmente el material se maneja por gravedad, recogiendo en un camión el material que pasa una criba determinada. Este método tiene peligros de segregación, que conduce a la obtención de materiales no uniformemente mezclados. Cuando se requiere una buena dosificación de materiales en diversos tamaños ha de recurrirse a plantas de cribado, con cribas vibratorias, dispuestas en dos o tres niveles; el ritmo de vibración suele ser de 1,200 ciclos por minuto. Estas plantas se utilizan generalmente en combinación con equipos de trituración.

En la actualidad se usan cada vez más cribadoras por centrifugación, con cribas cilíndricas concéntricas que giran a la vez, de manera que el material va pudiendo pasar de una a otra recorriendo, según su tamaño, diferente camino desde el centro a la periferia del sistema. Es obvio que este tipo de plantas garantizan mejor que ninguna otra la obtención de dosificaciones precisas.

### 4. Trituración

Es el tratamiento a que generalmente se recurre para llegar a la granulometría adecuada a partir de materiales naturales muy gruesos o de fragmentos de roca. Es normal realizar la trituración en varios pasos o etapas, según el producto final a que desee llegarse; así se habla de trituradoras primarias, secundarias o terciarias.

La trituración suele realizarse en plantas muy completas que incluyen alimentadores, bandas de



Vista de una planta de trituración de materiales.



Zanja para préstamo lateral.

transportación, plantas de cribado, elevadores de material y dispositivos trituradores de quijada, de impactos, de rodillos de diferente separación, etcétera.

Es importante la relación de tamaños de la partícula en las etapas iniciales y final del proceso, que define el tipo de equipo que ha de usarse y el costo de la operación. También es importante la forma que adquiere la partícula triturada, pues de ella depende en mucho el comportamiento mecánico posterior. Una forma equidimensional, con aristas vivas es obviamente la más deseable.

Es usual hablar de trituración total o parcial, denotando la intensidad del proceso requerido en un caso dado.

### 5. Lavado

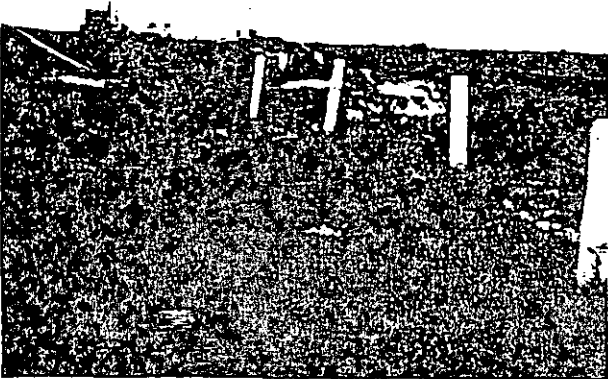
Se aplica en materiales contaminados por arcilla, materia orgánica o polvos; frecuentemente se usa en conexión con operaciones de trituración y cribado.

El lavado se realiza por diversos sistemas, desde el chiflonaje durante el cribado, hasta el empleo de tanques lavadores, en los que el material es removido con paletas mecánicas, mientras se le somete a riegos de agua a presión.

### C. Tipos de Bancos

Ya se mencionó en otra parte de esta obra (párrafo XI-14) que las fuentes más típicas de aprovisionamiento de materiales son el préstamo lateral, la compensación longitudinal o transversal y el uso de bancos específicos. En lo que sigue se proporciona alguna información general sobre tipos de bancos que, si bien se enfoca al tercer tipo de fuente, pudiera comprender en algunos casos a las dos anteriores.

Los depósitos de río reciben el nombre genérico de aluviones. Debido a que el agua a lo largo del curso tiene ocasión de erosionar materiales muy diferentes, es normal que los aluviones estén formados por materiales muy variados; sin embargo la deposición sí ocurre siguiendo algunas leyes generales fáciles de entender. La capacidad del agua para transportar sedimentos depende de la velocidad de la corriente y de su gasto; esto condiciona un gran poder erosivo en las zonas de curso alto, en que la corriente suele tener fuertes pendientes y, por ende, grandes velocidades, por lo que el agua es capaz de arrastrar sedimentos muy gruesos, del tamaño de la grava y la arena y aún fragmentos de roca, que van rodando cauce abajo. En el curso medio, la pendiente de los ríos disminuye y correspondientemente lo hace



Aspecto de un préstamo lateral.



Detalle de un depósito aluvial grueso.

la velocidad, por lo que se restringe la fuerza erosiva por este concepto; es muy común que por esta razón en el curso medio de los ríos se depositen los materiales del tamaño de la grava y de la arena, siendo estas zonas muy apropiadas para la búsqueda de estos bancos. En la etapa final de su recorrido, el río usualmente pierde mucha velocidad, entra a zonas más planas, divaga y busca su salida en el mar, en un lago o en otro río importante; en esta etapa, el poder erosivo disminuye aun más, especialmente cerca de la desembocadura, en donde suele ejercerse un efecto de frenaje muy importante por parte de las masas de agua comparativamente estáticas a las que el río terminará por desembocar. Esta es la zona en la que la corriente deposita los materiales más finos, del tipo de los limos y las arcillas. Si el régimen se hace muy lento en la desembocadura, se formará un delta, con predominio notorio de sedimentos muy finos.

Al régimen anterior, que se podría considerar ligado al régimen de velocidad del escurrimiento, se superpone el efecto del gasto en el poder erosivo, que hasta cierto punto es contrario. En la parte alta del río se tenderá a tener gasto bajo y, por este concepto, el poder erosivo de la corriente será pequeño. El



Un depósito aluvial típico.

gasto tenderá a aumentar en el curso medio y, sobre todo, en el inferior y, por ello, siempre considerando exclusivamente este efecto, el poder erosivo y de transporte de la corriente irá creciendo a medida que ésta se acerca al mar. El efecto del gasto es importante en los ríos que tienen tendencia a sufrir fuertes crecientes, tanto más, cuanto que a dichas crecientes suelen asociarse velocidades anormalmente altas.

En términos generales la influencia de la velocidad en el régimen de erosión es mayor que la del gasto, pero en ríos que se inundan con mucha violencia ambos efectos pueden igualarse y la situación aun pudiera invertirse.

El ingeniero que busca bancos suele tener información bastante precisa en cuanto a la naturaleza del río que tenga en estudio. Si éste no es susceptible de sufrir crecientes violentas en periodicidad corta, prevalecerá el esquema de depósito que se describió al hablar del efecto de la velocidad. Se podrá esperar encontrar boleos y gravas en el curso alto, gravas y arenas en el medio y limos y arcillas, en el bajo y en la desembocadura. Si el río tiene crecientes importantes relativamente poco espaciadas en el tiempo será muy probable encontrar sedimentos más gruesos en las zonas más bajas, especialmente en los meandros, en las llanuras de inundación o en las terrazas fluviales vecinas, lugares en donde la velocidad, aun en creciente extraordinaria, tenderá a disminuir.

Los sedimentos que sea dable encontrar en el curso de un río también dependen mucho de la naturaleza de las formaciones que el río atraviesa. Un ejemplo muy típico de esto lo constituyen muchos ríos de la vertiente Pacífico de la República Mexicana y muchos ríos andinos en Sudamérica. En estos lugares, las cadenas montañosas llegan hasta muy cerca del mar, dejando una planicie costera muy reducida, de manera que la mayor parte del curso de los ríos (nunca muy largos) ocurre por zonas de muy fuerte pendiente, que dan a la corriente mucho poder erosivo; además, por lo lluvioso de estas regiones en algunas épocas del año o por el efecto del deshielo, es normal que estos ríos tengan algunos meses de muy grande gasto. Todo lo anterior hace que en esas épocas el río se precipite hacia la exigua llanura costera con grandes cantidades de sedimento grueso, por lo menos del tamaño de la arena, arrancados de las formaciones rocosas de la montaña. La velocidad con que el río irrumpe en la planicie y el gasto importante hacen que se produzcan grandes inundaciones, durante las cuales se deposita el acarreo arenoso, el cual puede encontrarse prácticamente hasta la desembocadura. En el caso de los ríos mexicanos de la vertiente del Pacífico, este fenómeno se ve estimulado por las grandes formaciones de granito alterado que el río cruza en la serranía y que son fuente de grandes acarreos arenosos. En situaciones como esta el ingeniero podrá encontrar bancos de arena y grava, aun en zonas en que otros ríos de cauce más extendido depositan ya únicamente acarreos finos.



En resumen, los depósitos que sea dable encontrar en valles fluviales, llanuras de inundación y en terrazas y abanicos aluviales son relativamente variables, no sólo en naturaleza mineralógica, sino también en tamaño y dependen del desarrollo de la corriente, de su régimen hidrológico y de las formaciones que se atraviesan.

En las zonas en que las serranías se juntan con las planicies de costa es muy frecuente encontrar sistemáticamente de trecho en trecho los denominados depósitos de pie de monte, grandes formaciones de arenas limosas y gravas, inclinadas y ondulantes, dejadas por los ríos, que bajan y pierden velocidad al entrar en la planicie.

Los lagos actúan como depósitos de sedimentación para las corrientes que a ellos llegan. Es común que cuando el río entra al lago tienda a depositar en la orilla los sedimentos más gruesos que aún traiga en suspensión, dependiendo el tamaño del régimen anterior del río; de esta manera, es frecuente que la desembocadura del río en el lago forme un delta más o menos importante, en el que será posible encontrar arenas o limos. Los sedimentos más finos penetran en el lago con el agua del río y se depositan en zonas más profundas. En épocas del año de aguas abundantes el depósito principal está formado por el material limoso que haya alcanzado a entrar al lago y las arcillas más gruesas, pero las arcillas más finas se depositan más bien en las épocas de estiaje, cuando las aguas del lago están más tranquilas. Por lo anterior, los depósitos lacustres suelen ser estratificados, con capas bastante homogéneas de materiales finos, en las que se manifiesta cierta tendencia a una alternancia de estratos limo-arcillosos con otros de arcillas muy finas. El estancamiento de las zonas lacustres suele propiciar la deposición de materia orgánica, por lo que no es raro que en los depósitos lacustres haya suelos de tal naturaleza o turbas, generalmente estas últimas en las partes más superficiales. También es común la presencia de esqueletos silicosos de microorganismos y conchas calcáreas, que se incorporan al conjunto.

En México es relativamente frecuente encontrar depósitos lacustres en lugares donde el correspondiente lago ha desaparecido desde hace mucho tiempo, dando lugar a zonas muy problemáticas, tanto desde el punto de vista de cimentación de obras viales, como de localización de bancos de materiales apropiados.

En México, al igual que en otras partes, son relativamente frecuentes en zonas desérticas y montañosas, ríos que no desembocan en ningún cuerpo de agua, sino que desaparecen, extendiéndose en una zona plana, en la cual forman un verdadero abanico aluvial. Naturalmente se trata de ríos de régimen torrencial muy esporádico, que no han tenido aun la oportunidad de labrarse un cauce completo y que, al perder abruptamente el confinamiento que tenían en el trayecto montañoso, quedan sin capacidad de

transporte. En estos abanicos aluviales se depositan al mismo tiempo prácticamente todos los sedimentos que traiga el río, sin ninguna clasificación por tamaños, por lo que en ellos puede encontrarse depósitos muy heterogéneos, con abundancia de grava, arenas y limos.

El viento es otro elemento de transporte fundamental; arrastra sobre el suelo partículas relativamente gruesas y suspende y transporta limos y arenas muy finas. La distancia de acarreo depende del tamaño de la partícula y de la fuerza del viento: varía desde pequeños trechos de algunos metros, hasta muchos kilómetros.

Un depósito eólico muy típico es el loes. El origen de los loes suele estar en depósitos glaciares o en zonas desérticas, a partir de los cuales sobrevino el transporte del viento; el loes primario está formado por partículas de limo tal como el viento las depositó, sin ninguna alteración química posterior, en tanto que en el loes secundario ha habido ya alteración química, generalmente por el agua. El predominio, de las partículas de limo es grande en todos los loes, pues las arenas generalmente son demasiado gruesas para sufrir tanto transporte aéreo y las arcillas se defienden mucho más del embate del viento. Al depositarse, las partículas adquieren una estructura panaloi de extremadamente suelta, en cuyos nexos suelen depositarse arcillas, carbonatos de calcio y óxidos de hierro, que dan al conjunto buena estabilidad, que se pierde si el agua lava y disuelve esas ligas. Por esta causa, muchos ingenieros prefieren, con razón, exponer los loes en cortes verticales, obteniendo mejores resultados que con taludes inclinados, más expuestos a las lluvias.

Los loes son buenos y abundantes bancos para material de terracería, pero pueden presentar problemas de rebote elástico cuando se usan en la capa subrasante, por lo que no conviene aceptarlos para este fin sin pruebas especiales. En general, el material es muy sensible a la compactación, la cual puede mejorar grandemente su comportamiento mecánico. Como quiera que los loes aparecen en amplias extensiones y depósitos profundos, en las zonas cubiertas por ellos no suelen aparecer otros materiales, por lo que éstos deberán buscarse o fuera de la formación o en cerros no cubiertos; por su gran porosidad, las aguas superficiales se infiltran, de manera que en las zonas de loes, sobre todo primarios, tampoco habrá arroyos susceptibles de proporcionar gravas o arenas.

Otra formación eólica típica son los médanos de arena, fuente obvia de este material, aunque la cantidad que puede obtenerse no está muchas veces en correspondencia con la calidad, pues la arena resulta demasiado uniforme para muchos usos.

Los depósitos glaciares son otra fuente posible de materiales para construcción, aun cuando en México sean escasos. Pueden ser formados directamente por el hielo en movimiento o por las aguas del deshielo. Generalmente, en el primer caso, son depósitos muy

heterogéneos que adquieren la forma de un conjunto de boleos, empacados en una matriz areno-arcillosa. En el caso de los depósitos formados por el agua de deshielo, su naturaleza es mucho más parecida a un depósito fluvial, si bien la capacidad de arrastre de gruesos es en los glaciares, mayor.

Los suelos residuales constituyen otra frecuente fuente de materiales para construcción, cuya naturaleza varía mucho de acuerdo con la naturaleza de la roca madre y el grado de alteración sufrido. En general, las rocas sedimentarias producen suelos muy arcillosos, exceptuando las rocas muy silíceas. Las rocas ígneas pueden producir suelos arenosos o arcillosos dependiendo de lo seco o húmedo que sea el ambiente de alteración; las rocas de naturaleza ácida tienen mayor tendencia a producir suelos granulares, en tanto que las de naturaleza básica devienen casi siempre en arcillas.

Es común que los suelos residuales contengan partículas de todos los tamaños, puesto que no han sufrido ningún proceso de selección como los que producen los medios de transporte ya anteriormente tratados. Dependiendo del tamaño predominante, estas formaciones residuales pueden ser fuentes de abastecimiento de materiales para terracerías o subrasantes. En general, para este último caso es necesario someterlos a un proceso de eliminación a mano de fragmentos de roca más o menos intemperizada, mayores que 7.5 cm. De algunos suelos residuales provenientes de rocas muy silíceas o poco alteradas, es posible obtener materiales para sub-bases o bases, especialmente si se van a tratar con cemento o cal, sometiéndolos a procesos de lavado, que eliminen sus finos o a trituración parcial que eliminen los tamaños mayores que los convenientes.

En la búsqueda de materiales para pavimentación, una fuente indiscutible la constituyen las formaciones rocosas sanas donde quiera que aparezcan, exceptuando naturalmente aquellas cuya naturaleza arcillosa no las hace adecuadas para estos fines. Estos materiales deberán ser triturados totalmente y, en algunos casos, sujetos a tratamientos especiales para mejorar alguna característica específica como, por

ejemplo, su afinidad con el asfalto. Durante la explotación de estos bancos deberá tenerse especial cuidado en evitar las zonas alteradas o la contaminación con arcilla que rellene fracturas o grietas, pudiendo llegarse en algunos casos al recurso del lavado para eliminar estos materiales indeseables.

Conviene dedicar algunos comentarios a algunos tipos de materiales especiales que se han utilizado con frecuencia en la técnica mexicana.

### 1. Conchuela

Se trata de formaciones de residuos calcáreos de conchas de moluscos, que se encuentran a veces en grandes volúmenes en zonas próximas al mar. Generalmente el material muestra un avanzado grado de alteración y está formado por pequeñas lajitas, fragmentos de la concha original. La granulometría del conjunto es defectuosa y no satisface requisitos de pruebas de desgaste. Sin embargo, la utilización de este material en calles, caminos y aun aeropistas ha dado resultados aceptables, inclusive en bases asfálticas, construidas por el método de mezcla en el lugar, sin adicionar a la conchuela ningún material pétreo.

### 2. Escorias de fundición

Son materiales frágiles, vidriosos y muy duros, que se trituran sin producción de finos, que se han utilizado exitosamente como base de pavimento en muchas partes. Su excesiva dureza ha llegado a ser un inconveniente en la trituración.

### 3. Desperdicios de minas

Resultan abundantes en las regiones mineras. Son materiales pétreos que generalmente aparecen con la granulometría excesivamente uniforme, consecuencia del proceso industrial que los produjo; dependiendo de éste, el tamaño de las partículas puede variar mucho, desde el correspondiente a las arenas muy finas hasta 5 ó 7 cm.

## XII-5 EXPLOTACION DE BANCOS

La explotación de bancos de roca o suelo se hace utilizando determinados equipos con características y usos bien establecidos por la experiencia previa de construcción. La selección de equipo adecuado para un caso particular será función de tres factores fundamentales:

- La disponibilidad de equipo.
- El tipo de material por atacar.
- La distancia de acarreo del material.

Establecida la clase de equipo, su tamaño es sobre todo función del volumen de la obra por ejecutar,



Preparación de un lecho de roca para su remoción con explosivos (Barrénación).

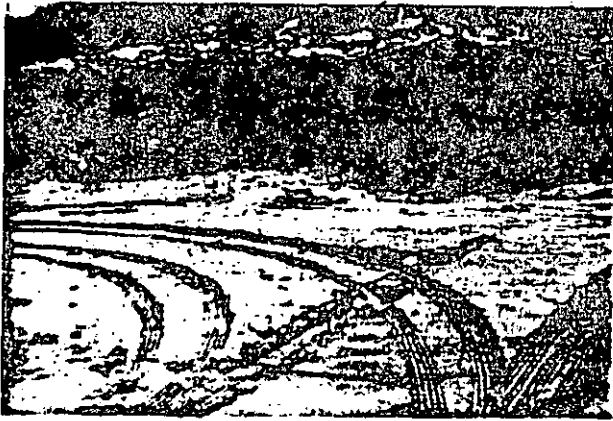
**TABLA XII-5**

**Equipo común para explotación de bancos y transporte de materiales**

Tipo de material	Despalme y limpieza (Si se requiere)	Preparación del banco	Excavación y carga		Transporte	
			Tamaño máximo (m)	Equipo	Distancia (m)	Equipo
<b>ROCAS</b>						
Roca sana (Superficialmente alterada)	Tractor de orugas con cuchilla frontal, inclinable	Barrenación y tronado de acuerdo al tipo de roca y al tamaño máximo por obtener	$0.75 < x < 2.00$	Pala mecánica	Menos de 150	Volquete o camión
			$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	De 150 a 2,500	Vagoneta o camión
			$0.075 < x < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	De 2,500 a 100,000	Camión o remolque
Roca alterada (Superficialmente muy alterada)	Tractor de orugas o neumáticos con cuchilla frontal inclinable	Barrenación y tronado, escarificación y moneo o sólo escarificación	$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
			$0.075 < x < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	De 150 a 2,500	Vagoneta o camión
					Más de 2,500	Camión o remolque
Roca muy alterada (Suelo y fragmentos chicos superficiales)	Tractor de orugas o neumático, con cuchilla frontal inclinable o escrepa halada con tractor de orugas	Escarificación y moneo o sólo escarificación	$0.075 < x < 0.75$	Pala mecánica o Cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
					De 150 a 2,500	Camión o vagoneta
					Más de 2,500	Camión o remolque
		Escarificación	$x < 0.075$	Escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de orugas o motoescrepa
De 150 a 2,500	Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa					

SUELOS

	Tractor de orugas o neumático con cuchilla frontal inclinable	Escarificación y moneo	$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
		Escarificación	$0.075 < x < 0.30$		De 150 a 2,500	Camión o vagoneta
	Draga	Ninguno	$x < 0.075$ Bajo el N. A. F.	Draga de almeja o de arrastre	Más de 2,500	Camión o remolque
Aluviones	Tractor de oruga o neumático con cuchilla frontal inclinable o escrepa halada con tractor de oruga	Escarificación	$x < 0.075$ Sobre N. A. F.	Escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de orugas o motoescrepa
					De 150 a 2,500	Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa
Arenas, limos y arcillas	Tractor de orugas o neumático con cuchilla frontal inclinable	Escarificación cuando compacto, cementado o duro	$x < 0.005$	Pala mecánica Motoelevadora Cargador frontal	Menos de 150 De 150 a 2,500 Más de 2,500	Camión o volquete Camión o vagoneta Camión o remolque
	Escrepa halada con tractor de oruga o motoescrepa tractor	Escarificación cuando compacto, cementado o duro	$x < 0.005$	Escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de oruga o motoescrepa
					De 150 a 250	Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa
	Draga de arrastre o de almeja	Ninguno	$x < 0.005$ Bajo el N. A. F.	Draga de arrastre o almeja	Menos de 150 De 150 a 2,500	Camión Camión o vagoneta
Draga marina	Ninguno		Draga marina	Conducción hidráulica al tanque de sedimentación		



Banco típico de material para terracería.

del tiempo en que dicha obra debe realizarse y del espacio disponible para las maniobras.

En muchos países de desarrollo industrial limitado el aspecto de disponibilidad de equipo resulta decisivo. En la actualidad existen máquinas sumamente diversificadas, cuya utilización conjunta y racionalmente programada permite explotaciones muy eficientes y económicas, pero es norma común en muchas naciones el que no pueda disponerse en forma general de parques de maquinaria tan especializados; debe tenerse presente que, en esos países, la adquisición de máquinas es usualmente un renglón de importación que grava substancialmente un mercado de divisas que ha de cuidarse por muchas razones. De esta manera, haciendo a un lado algunas naciones de industrialización muy avanzada, lo común es que los procesos de explotación de bancos hayan de hacerse con base en algunos equipos tradicionales, de uso diverso y utilización frecuente. De hecho,

de ninguna manera debe excluirse la explotación manual, con pico y pala.

La tabla XII-5 presenta los equipos más comunes para la explotación de los bancos de materiales con que más frecuentemente trabaja el ingeniero de vías terrestres; en la misma tabla se anota el equipo de transporte usual, de acuerdo con la distancia de acarreo y el tipo de material.

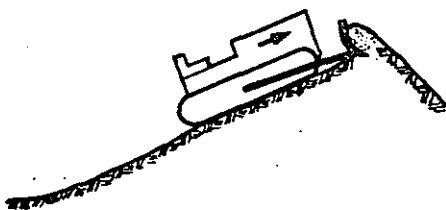
En la Fig. XII-7 se muestra en forma simplemente esquemática alguna de las operaciones que suele exigir la preparación de un banco, antes de ser explotado, que incluyen el desmonte y la limpieza superficial y un posible afloje del material para facilitar las maniobras de carga y transporte.

La Fig. XII-8 esquematiza alguno de los casos de explotación con pala mecánica, que es un equipo de uso frecuente (Tabla XII-5). El elemento de ataque de la pala es muy variable de acuerdo con la naturaleza y la posición relativa del banco. La cuchara normal se usa para cargar materiales rocosos o suelos, cuando están en frentes verticales o amontonados; la operación con draga de arrastre se utiliza cuando el material ha de ser recogido, como sucede cuando está a nivel inferior que la máquina o cuando está bajo agua; la almeja es útil cuando en una mezcla de abundantes fragmentos de roca y suelos, se desea seleccionar los primeros para su utilización.

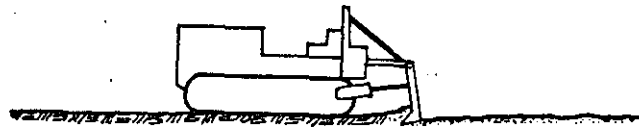
En la Fig. XII-9 se esquematiza el trabajo de un cargador frontal, muy utilizado en la práctica de las vías terrestres.

Las Figs. XII-10 y XII-11 muestran escrépas, que pueden ser autocargables o que sirven únicamente para transportar (vagonetas), pero que han de ser cargadas en una maniobra adicional.

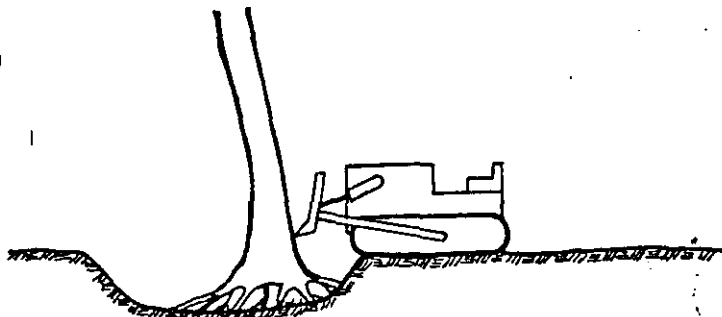
Es de señalar el uso cada vez mayor que se está



a) Limpieza del banco con tractor provisto de cuchilla frontal.



b) Preparación y afloje del banco con arado.



c) Desmonte.

Figura XII-7. Limpieza y preparación de un banco (Ref. 12).

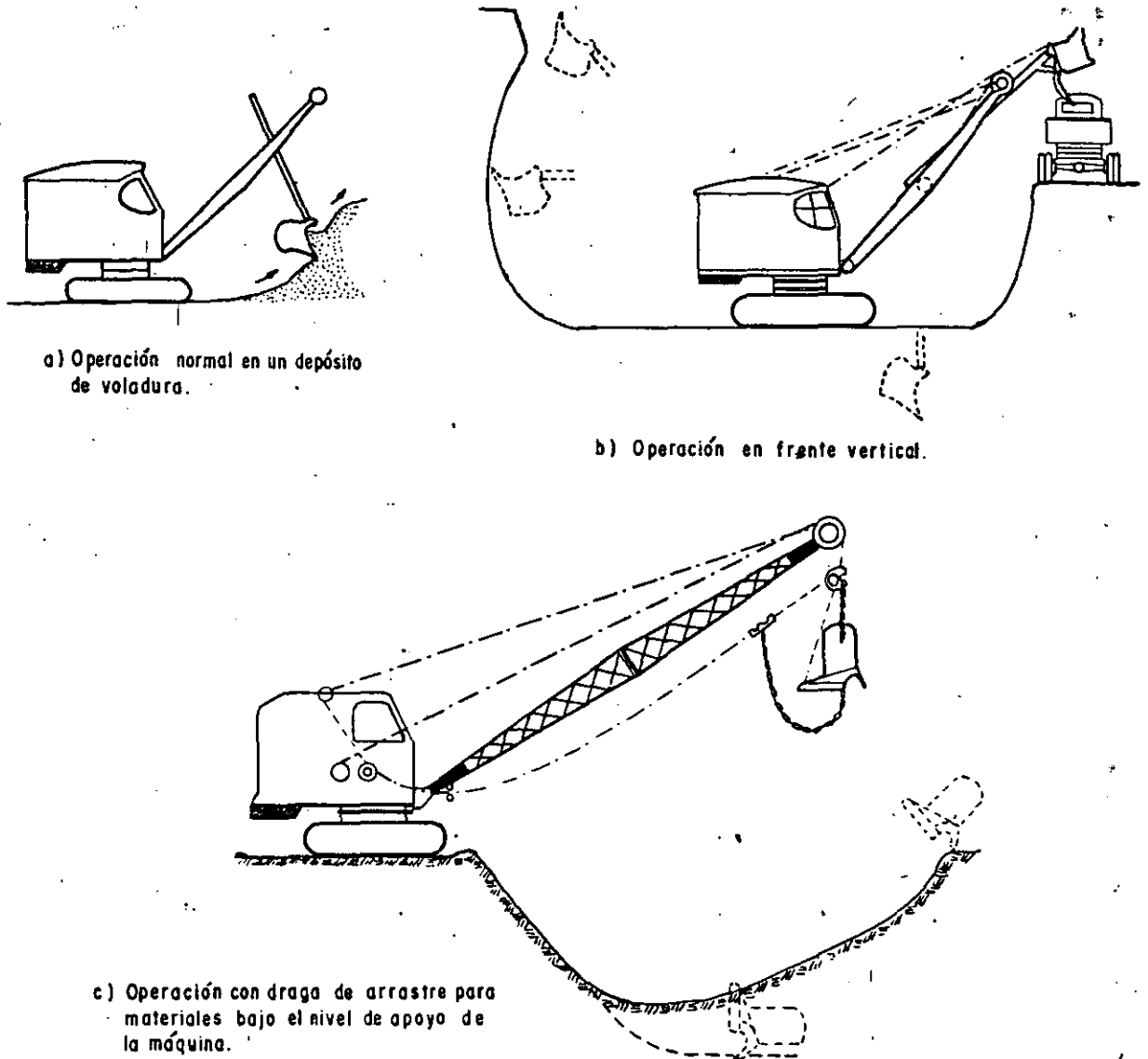


Figura XII-8. Explotación de un banco con pala mecánica.

haciendo de tractores pesados con arados para fragmentar los materiales hasta un grado tal que puedan ser removidos por el propio tractor o por otras máquinas, evitando así operaciones de barrenación y uso de explosivos, que siempre son más lentas y costosas. El tractor se utiliza también como máquina excavadora y empujadora, por efecto de su cuchilla frontal,

estando limitada la primera acción generalmente a no más de 50 cm; para estos trabajos suele recurrirse casi siempre al tractor de orugas, quedando reservado el de llantas neumáticas para maniobras de remolque de equipo de transporte a distancias cortas (entre 150 m y 2,500 m).

En la construcción pesada se impone cada vez más

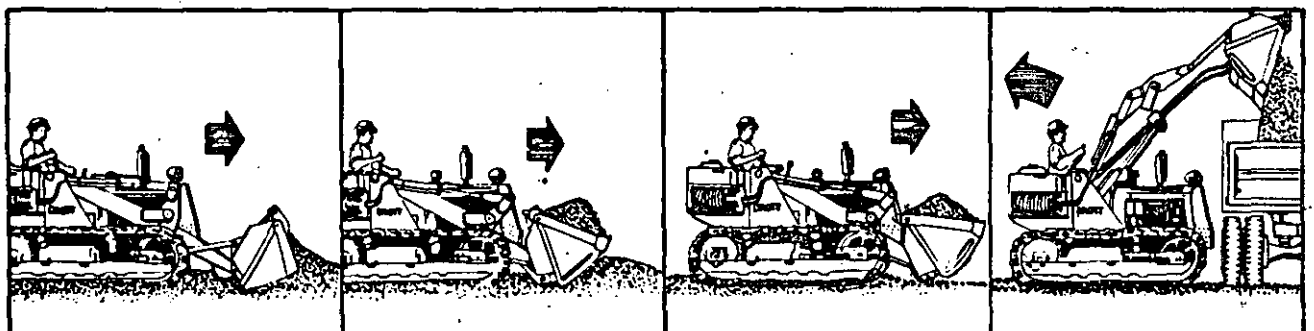


Figura XII-9. Trabajo de un cargador frontal en la explotación de un banco.

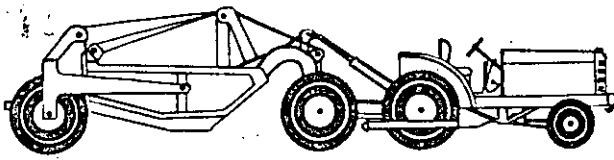


Figura XII-10. Croquis de una escrepa autocargable.

la utilización de escrepas auto-propulsadas y autocargables, cuando la naturaleza del material permite su operación, pues obviamente resultan equipos muy rápidos y versátiles en lo que se refiere tanto al material que con ellos se puede manejar, como a la distancia a que es económico efectuar el acarreo. Es frecuente que se ayude su capacidad de autocarga empujándolas con un tractor, el cual se emplea en la disgregación del material durante el tiempo de acarreo de la motoescrepa. Las escrepas no autopropulsadas se emplean remolcadas, generalmente por tractores de llantas y operan eficientemente en distancias de acarreo cortas.

También se ven cada vez con mayor frecuencia en los bancos de materiales cargadores frontales de brazos articulados, bien sea de orugas o sobre llantas; los primeros son más potentes y capaces de trabajar con fragmentos de roca más grandes o en terrenos más duros, pero los segundos son más rápidos en las idas y venidas y sobre todo en los giros. Acarreos muy cortos, de menos de cien metros se han hecho directamente con el cargador.

La pala mecánica exige frentes de ataque bien definidos y de volúmenes abundantes, de manera que no hayan de ser trasladadas con frecuencia. La gran mayoría opera sobre orugas, lo que permite que se adapten a cualquier tipo de terreno, aún con pendientes muy fuertes, conservando siempre buena estabilidad; las palas sobre llantas tienen mucha mayor capacidad de traslación, pero son inferiores en las cualidades nombradas inmediatamente atrás.

El transporte de los materiales suele hacerse en las vías terrestres casi universalmente en camión. Se exceptúan los acarreos muy cortos o los muy largos; en los primeros, como se dijo, pueden utilizarse vagonetas haladas por tractor de llantas u otros elementos similares, en tanto que en los acarreos muy largos, el ferrocarril o el transporte fluvial o marítimo suelen ser más económicos.

En la explotación de los bancos es fundamental establecer una relación adecuada entre la capacidad de las máquinas removedoras y excavadoras y los elementos de transporte; sólo así podrán evitarse costosas interferencias o tiempos ociosos. Conviene que la

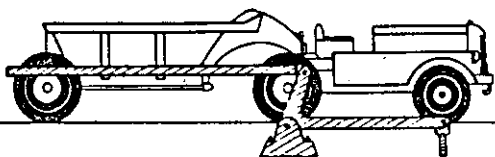


Figura XII-11. Croquis de una vagoneta para transporte de material.



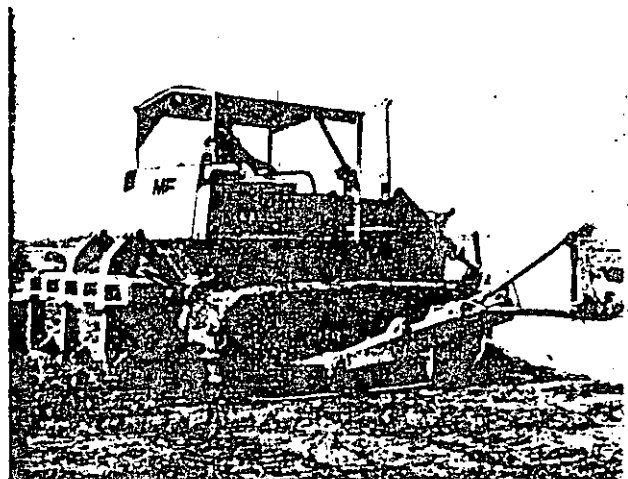
Explotación de suelos.

capacidad de la caja de los vehículos transportadores sea un múltiplo entero de la capacidad del elemento que excava o carga.

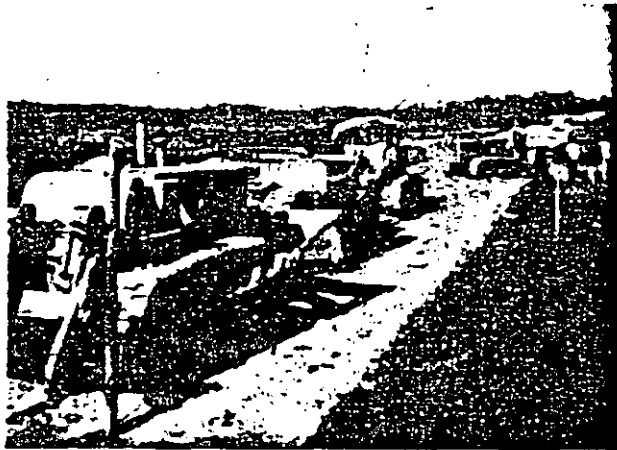
Un aspecto fundamental de la explotación de bancos de roca lo constituyen las operaciones de barrenación y uso de explosivos, que no serán tratadas en este lugar, pues constituyen toda una tecnología específica fuera del campo de acción de la Mecánica de Suelos aplicada. Obras especializadas, tales como por ejemplo la Ref. 13, podrán ser de ayuda a los ingenieros especialmente interesados en estos problemas.

Existen algunos casos especiales en la explotación de bancos que se presentan con cierta frecuencia y que ameritan un comentario particular.

En el caso de materiales para terracerías, a veces se explotan bancos en que se presentan en un mismo frente varios estratos de materiales todos aprovechables, pero de diferente calidad. En estos casos suele convenir efectuar la explotación de manera que se produzca la máxima mezcla posible de las distintas calidades, para llegar a un producto final lo más



Tractor equipado con arado para fragmentación de materiales térreos y rocas alteradas.



Halado de escarpa con tractor.

homogéneo posible. De otra manera se tendrán aleatoriamente situados en el cuerpo de la terracería capas de diferente comportamiento, lo cual nunca es conveniente.

En algunas zonas cársicas, de las que la Península de Yucatán es un buen ejemplo, existen grandes planicies en que los materiales aprovechables para terracerías (materiales más o menos finos de origen calizo, denominados sascab en el caso particular de Yucatán al que se ha hecho referencia) están situados bajo una costra de roca caliza, de espesor comprendido entre uno y uno y medio metros. Para poder extraer el material subyacente, ha de romperse la coraza que lo protege, lo que exige barrenación y explosivos. En estas zonas no es posible pensar en préstamos laterales y convendrá siempre recurrir a préstamos de banco, en los que rompiendo el área superficial mínima pueda obtenerse el máximo volumen del material, profundizando la excavación; lo anterior, a causa de lo cara que suele resultar la operación con explosivos. En estas zonas planas, los terraplenes nunca son altos y el uso de la roca caliza en ellos exige una fragmentación muy importante que no suele ser económica, pues el rendimiento de los



Explotación de un banco con pala mecánica.

explosivos en esta coraza de pequeño espesor es muy bajo; generalmente resulta preferible desperdiciar este material rocoso, retirándolo en grandes fragmentos.

La construcción de terraplenes ligeros, que suelen demandar los proyectos de terraplenes sobre suelos muy blandos y compresibles, suele imponer condiciones limitativas importantes en el uso de bancos de materiales y largas distancias de acarreo. El tezontle, espuma porosa de basalto, es un material muy utilizado en México para estos fines y en relación al cual hay, correspondientemente, bastante experiencia y mucha confianza. Los bancos de tezontle suelen presentar el problema de estar contaminados por frentes de basalto sano, de alto peso volumétrico, que, por lo tanto, deberán ser cuidadosamente evitados. En otras ocasiones aparecen mezclados en el tezontle grandes fragmentos de basalto, que han de ser removidos. Otras veces, los bancos de tezontle se presentan en frentes muy altos y son atacados por arriba, por razones de seguridad; como consecuencia, el material rueda mucho antes de amontonarse en el piso y ocurre que este tratamiento produce un excesivo porcentaje de polvos, que incrementa el peso volumétrico del suelo por arriba de lo conveniente. Frecuentemente este problema se conjura con una explotación ingeniosa, produciendo rampas tendidas



Un gran banco de tezontle.



en que el material rueda poco y que, a la vez, puedan ser explotadas desde abajo sin riesgo, pero frecuentemente también, esta situación obliga al cribado del material.

En muchas llanuras costeras, en zonas pantanosas o en antiguas cuencas lacustres es común que no se encuentre superficialmente materiales de calidad apropiada para terracerías y, menos aún, para pavimentos. Ya se mencionó que en estos casos conviene localizar elevaciones y otros en que la probabilidad de encontrar materiales en mayor calidad será mucho mayor, pero si estos accidentes no existen ha de recurrirse a la explotación de materiales en elevaciones mínimas o en terrazas y ocurre que usualmente los suelos están demasiados húmedos, lo que no sólo impide su utilización inmediata, sino también la operación del equipo de explotación. En circunstancias como ésta, se ha encontrado útil abrir en cada banco varios frentes de ataque, extrayendo de cada uno capas de no más de 50 cm de espesor y procediendo alternadamente en los diversos frentes. Al dejar un frente sin ser atacado durante varios días, se logra que se seque por evaporación superficial y quede en condiciones de que se le extraiga una nueva capa.

En zonas lluviosas en que se trabaje por el método del préstamo lateral, se ha encontrado ventajoso iniciar la excavación en la parte más alejada del camino, a fin de que no se produzcan lugares de tránsito imposible en puntos intermedios del recorrido de acarreo.

En ocasiones, cuando se explotan bancos de suelos muy finos, resulta conveniente programar las operaciones de excavación de manera tal, que sea posible agregarles en el banco el agua necesaria para su compactación posterior en el terraplén. Como se sabe, los suelos muy finos, del tipo de las arcillas muy plásticas, poseen una baja permeabilidad y, por lo tanto, la incorporación de agua requiere de un tiempo considerable, siendo prácticamente imposible lograrla en el terraplén. Así, en algunos casos se ha encontrado satisfactorio inundar una cierta parte del banco o bien remover el material y apilarlo por capas delgadas a las que se les agrega el agua por el método de aspersión; transcurrido el tiempo necesario para la incorporación del agua, se carga el material y se transporta al sitio en que ha de ser utilizado, debiendo ser compactado de inmediato para evitar la pérdida de agua por evaporación.

Un caso similar al anterior se presenta cuando el material muy fino de un determinado banco contiene una cantidad apropiada de agua para su compactación. En este caso, deberán programarse las operaciones de manera que no se pierda dicha agua, ni en el banco, ni en el terraplén. Ha ocurrido que en un caso como el comentado anteriormente, una mala programación de los trabajos permitió, una vez abierto el banco y tendido el material en el terraplén, su secado durante un considerable lapso, habiéndose formado terrones muy duros, a tal grado difíciles de dis-



Almacenamiento de materiales para pavimento.

gregar y humedecer, que fue preferible desechar todo este material.

Los bancos localizados en depósitos fluviales deberán ser atacados en la época en que el río conserva los niveles más bajos, pues se corre el riesgo de que su explotación se vea imposibilitada durante las grandes avenidas, interrumpiendo el avance de toda la obra. Asimismo, un inconveniente adicional se encuentra en la contaminación que pueden sufrir los materiales por los suelos finos en suspensión que arrastran los ríos durante sus crecientes.

Algunos materiales, como los de composición calcrea, debido a su poca dureza, sufren una degradación importante en las manipulaciones necesarias para su carga, transporte, etcétera, por lo que, en estos casos, deberán evitarse todas las manipulaciones como almacenamientos provisionales o traslados de un depósito a otro, etcétera.

Durante la explotación de bancos de roca, en la que el estrato aprovechable se encuentra cubriendo otro de características inadecuadas, por ejemplo, una corriente de lava sobre una capa de arcilla, deberá atacarse el banco de manera que siempre se tenga sobre el piso constituido por el material inadecuado, una capa de por lo menos 30 a 50 cm de rezaga del propio banco, para evitar posibles contaminaciones.

Por último, se encuentra conveniente un comentario sobre el manejo de materiales almacenados para su posterior utilización. Todos los materiales constituidos por partículas de diferentes tamaños, tienden siempre a segregarse cuando se les coloca en un depósito, dejándolos caer desde la parte alta sobre el talud del mismo. Para corregir dicha segregación al cargar nuevamente el material deberá tomarse éste desde la parte baja, mezclando así todos los tamaños que presenta el frente completo del depósito y nunca mediante capas horizontales tomadas de la parte superior del depósito.

## XII-6 ALTERACION DE ROCAS E IDENTIFICACION DEL GRADO DE ALTERACION

Tiene interés analizar, aunque sea someramente,

TABLA XII-6

Naturaleza de los problemas por la alteración de rocas en la Ingeniería Civil (Ref. 14)

Utilización de la roca	Problemas de seguridad			Problemas de estética
	Estabilidad	Permeabilidad	Características de superficie	
La roca como material de banco	X	X	X	X
La roca in situ	Cimentaciones	X	X	—
	Cortes	X	X	—
	Túneles	X	X	X

el problema de la alteración de las rocas, sobre todo con vistas a identificar el grado de alteración que puedan exhibir en un momento dado y a saber si una cierta roca se alterará apreciablemente en el periodo de vida útil de la obra. Esta degeneración podrá afectar directamente la estabilidad de una masa y, desde este punto de vista, el problema afectará sobre todo a la estabilidad de taludes y, en menor grado, a la técnica de cimentaciones; pero también puede ser preciso analizar el problema en materiales provenientes de bancos, pues la alteración rápida puede producir cambios de importancia en la permeabilidad de la masa, lo que preocupará sólo a los constructores de presas y más raramente a los de vías terrestres y también en las características de resistencia, deformabilidad y en la propia permeabilidad de materiales de pavimentos o balasto, lo cual sí constituye una preocupación específica de los ingenieros de vías terrestres.

La tabla XII-6, procedente de la Ref. 14, que, por otra parte sirve como glosario básico de los comentarios incluidos en este párrafo, sitúa al problema de la alteración de las rocas en el campo general de la ingeniería, distinguiendo a los materiales que se extraen de bancos para ser usados en la construcción, de los que ejercerán su función estructural permaneciendo en el lugar.

Deberá entenderse por alteración de la roca toda modificación que ésta sufra, la cual pueda tener interés para el ingeniero civil. La meteorización es un caso particular de la alteración, cuando las modificaciones son causadas por los agentes atmosféricos; el concepto se distingue de la erosión, porque este último implica disgregación y pérdida del material, de manera que según esta concepción del problema (Ref. 14), la erosión es, hasta cierto punto, un caso particular de la meteorización y ésta lo es de la alteración.

La tabla XII-7 (Ref. 14) sitúa la alteración en un marco concreto, distinguiendo sus agentes y los efectos específicos de éstos.

La tabla XII-8, procedente de la misma Ref. 14 relaciona las distintas sollicitaciones que actúan sobre las obras de la ingeniería civil, con los efectos finales

TABLA XII-7

Agentes de la alteración y sus efectos (Ref. 14)

Procesos	Agentes	Efectos
Meteorización	Atmosféricos	Cambios en la resistencia, la deformabilidad, la permeabilidad, el color, la textura, etc.
Desgaste	Erosión	Cambios en la geometría superficial
	Otros	

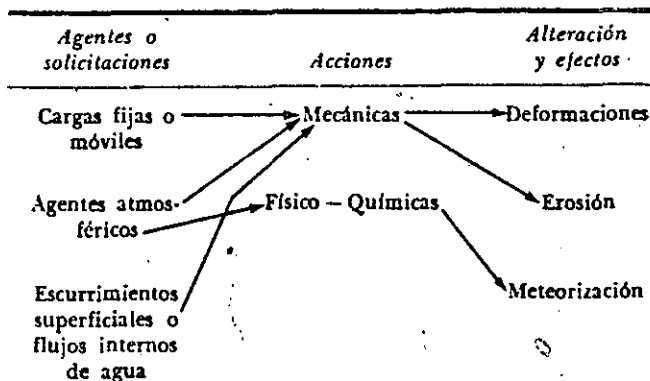
que producen, indicando el medio a través del que las diferentes sollicitaciones actúan:

La alteración de las rocas tanto puede empeorar como mejorar sus características desde el punto de vista de la ingeniería civil, pero naturalmente el interés del técnico está sobre todo centrado en los casos en que la alteración lo perjudica. De un modo general esta alteración tiene como límite la destrucción total de los nexos interparticulares y mineralógicos de la roca y su transformación en suelo. En lo anterior, se entienden por nexos interparticulares y mineralógicos de las rocas, los que no se modifican si éstas absorben agua (Ref. 15).

Los mecanismos de la alteración son esencialmente la disgregación, por fisuración o por pérdida de

TABLA XII-8

Mecanismos que producen alteración (Ref. 14)



nexos mineralógicos y la disolución, por erosión interna. Como consecuencia de estos mecanismos, la roca pierde peso y aumenta su porosidad y, por lo tanto, su capacidad de absorber agua y de expandirse como consecuencia de tal absorción. La pérdida de peso ocurre sólo por pérdida de material, en tanto que la absorción de agua es influenciada tanto por la pérdida de material, como por la disgregación. La expansión durante la absorción sólo es influenciada por la disgregación y, por ello, se utiliza como indicador específico de ese mecanismo de la alteración.

La absorción de agua que muestre una probeta de roca puede, por lo tanto, servir como índice del grado de alteración, si no se pretende conocer el mecanismo específico de esa alteración. Si se desea poner en evidencia el efecto específico de la disgregación deberá recurrirse a pruebas en que se analice tanto la absorción, como la expansión de la probeta al tomar agua. Si se desea conocer la influencia de la pérdida de material en la alteración, deberá investigarse en el laboratorio tanto la absorción de agua, como los cambios en el peso. Finalmente, si se pretende una investigación completa de los mecanismos de la alteración en un caso dado, deberán investigarse en el laboratorio tanto la absorción de agua, como la expansión de la probeta y los cambios de su peso (Refs. 14, 16 y 17).

Además de estos índices primarios de la alteración, habrá todo un conjunto de índices secundarios tales como los cambios en densidad, en resistencia o en permeabilidad, todos los cuales se ven afectados por la alteración.

La Fig. VI-17 del Volumen I de este libro puede servir para relacionar las características de resistencia de una roca, en este caso granito, con su comportamiento de absorción de agua en el laboratorio. Dado que las pruebas de absorción vienen utilizándose desde hace mucho tiempo, puede decirse que hay ya una experiencia acumulada bastante útil para correlacionar los dos efectos. Las medidas de expansión de muestras de roca se han realizado mucho menos, de manera que existe, correspondientemente, mucha mayor dificultad para establecer correlaciones experimentales confiables. La Fig. XII-12 proporciona resultados típicos de los que pueden obtenerse con pruebas de esta naturaleza. La prueba se realiza con inmersión total de una probeta cilíndrica, a cuya cabeza se ha conectado un extensómetro.

La Ref. 18 presenta algunas técnicas interesantes para desarrollar pruebas que permitan medir la porosidad y la permeabilidad al agua y al aire, que han servido de norma de partida a muchas técnicas de laboratorio.

Es probable que las propiedades de las rocas alteradas que determinan su utilización en las obras de la ingeniería, tales como su resistencia, su deformabilidad o su permeabilidad, constituyen índices más deseables del grado de alteración que otras propiedades, como la absorción de agua, cuyo sentido ingenieril estricto es mucho más difícil de establecer y que exige de correlaciones experimentales siempre subjetivas e inseguras. Sin embargo, es mucho lo que falta por investigar y estandarizar en estos terrenos.

La alterabilidad de una roca puede definirse como

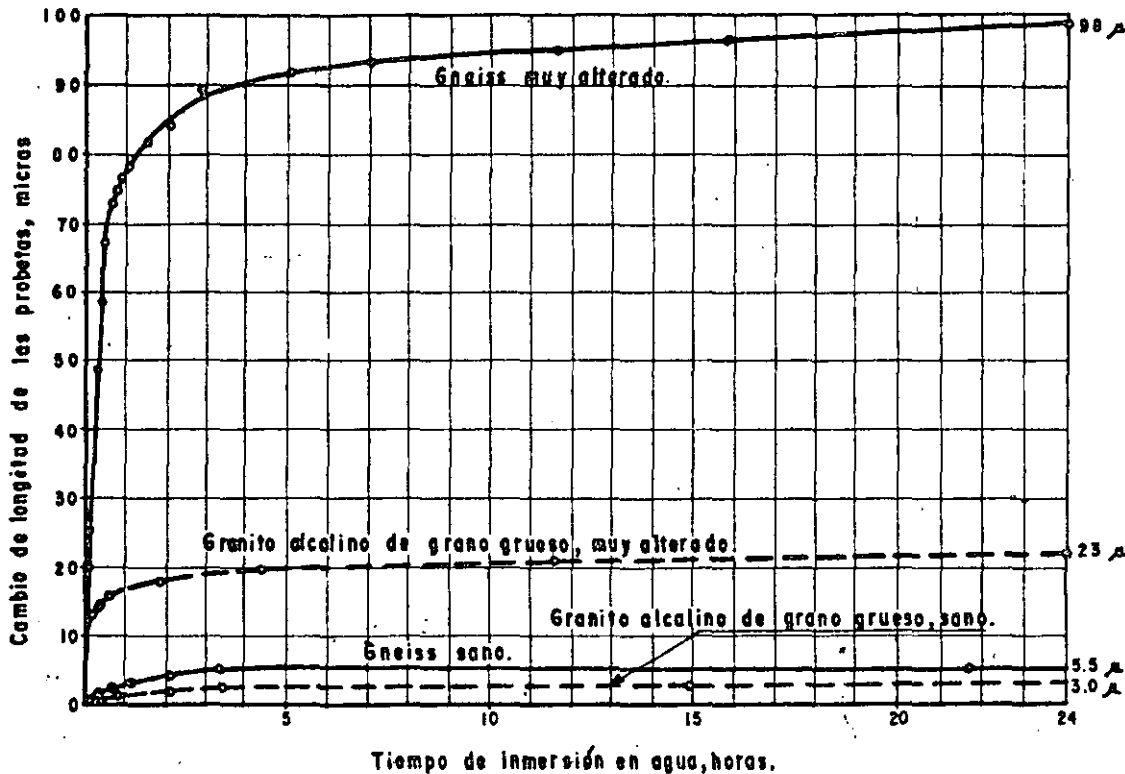


Figura XII-12. Resultados típicos en pruebas de expansión en muestras de roca (Ref. 14).

la velocidad con que evolucionan en ella los procesos de alteración. El conocimiento de esta propiedad es fundamental para extraer criterios sobre el efecto que la alteración de la roca podrá tener dentro de la vida útil de una obra dada.

La alterabilidad no es constante con el tiempo para una roca dada en unas condiciones dadas, puesto que no lo son los factores que pueden influir en ella y que han sido analizados más atrás. A la fecha no es posible seguir una técnica analítica o de laboratorio que permita establecer cuál va a ser la alterabilidad de una roca en un caso específico, pero para llegar al establecimiento de ciertas normas de criterio aproximadas al respecto, parece conveniente seguir la siguiente línea de reflexión (Ref. 14):

- Establecer las condiciones de alteración a las que la roca va a estar sujeta.
- Seleccionar entre los agentes de alteración aquel que sea más significativo en el caso estudiado y definir el estado de alteración inicial de la roca, en relación con ese parámetro y el estado final, en el sentido del que habría de alcanzarse para que la alteración de la roca representara un peligro decisivo para la función estructural.
- Someter una muestra de la roca a un proceso de alteración que sea representativo del que se tendrá en la obra, tratando de establecer la alterabilidad del material en relación a ese proceso. Si se logra llegar a una idea de este concepto podrá de él deducirse el tiempo que tardará en alterarse la roca en la obra en cuestión.

La línea de reflexión anterior tiene tres dificultades principales. La primera estriba en conocer las condiciones de alteración de la roca en el momento en que la obra inicia su función. La segunda estriba en establecer en el laboratorio una prueba que reproduzca las condiciones a que estará expuesta la roca en el futuro; estas pruebas, aunque puedan concebirse en forma razonable, exigirían un tiempo de ejecución muy largo. La tercera dificultad estriba en especificar con cierta precisión cuál será el grado de alteración futuro que comprometa el funcionamiento de la obra.

El conjunto de estas dificultades ha tratado de combatirse con el uso de pruebas de intemperismo y envejecimiento acelerados; con comparaciones experimentales respecto al comportamiento ya conocido de rocas similares con grados de alteración parecidos, que hayan sido utilizados en otras obras; con la identificación de bancos que hayan servido para construir obras de comportamiento estudiado, con fines de establecer comparación entre los grados de alteración del material en cantera y en obra, tras años de uso, todo ello para tratar de fundamentar correlaciones con el comportamiento de materiales parecidos que

ahora vayan a ser usados por primera vez; finalmente, será imprescindible para el técnico que aspire a resolver estos problemas en forma razonable, no desaprovechar ninguna ocasión de observar el comportamiento de masas de roca alterada y de obras hechas con ella, a fin de ir calibrando una experiencia personal sobre lo que significan los distintos grados de alteración en las diferentes rocas.

Muchas veces, de todos los estudios y análisis de laboratorios, lo más que puede concluirse es un razonamiento como el siguiente:

Si una roca A ha tenido un buen comportamiento en una obra y si una roca B va a usarse en otra obra de condiciones similares, si la alterabilidad de B parece ser menor que la de A, podrá recomendarse la utilización de B para los fines que se pretenden.

## ANEXO XII-a

### PRUEBA DEL EQUIVALENTE DE ARENA

#### XII-a.1 OBJETO

Se pretende que esta prueba sirva como una prueba rápida de campo para investigar la presencia o ausencia de materiales finos o de apariencia arcillosa, que sean perjudiciales para los suelos y para los agregados pétreos.

#### XII-a.2 APARATOS

Para la realización de la prueba se requiere el siguiente equipo:

a) Un cilindro transparente, graduado para medir volúmenes, con diámetro interior de 3.18 cm ( $1\frac{1}{4}$  plg) y altura aproximada de 43 cm (17 plg), con graduaciones en décimos de centímetro a partir del fondo hasta 38.1 cm (15 plg) de altura.

b) Un tubo irrigador hecho con tubería de cobre o de latón, con diámetro exterior de 0.64 cm ( $\frac{1}{4}$  plg). Uno de los extremos del tubo estará cerrado formando una punta en forma de cuña. Cerca de la punta, a través del lado de la cuña, se harán dos perforaciones laterales (con broca N° 60).

c) Una botella con capacidad de 3.8 lts (un galón), con equipo de sifón, consistiendo en un tapón con dos orificios y un tubo doblado de cobre. La botella se colocará 91.8 cm (3 pies) arriba de la mesa de trabajo.

d) Un tramo de manguera de hule de 0.48 cm ( $\frac{3}{16}$  plg), con una pinza para poder obturarla. Esta tubería se usará para conectar el irrigador con el sifón.

e) Un pisón tarado, consistente en una varilla metálica de 45.8 cm (18 plg) de longitud con un pie cónico de 2.5 cm (1 plg) de diámetro, en su extremo

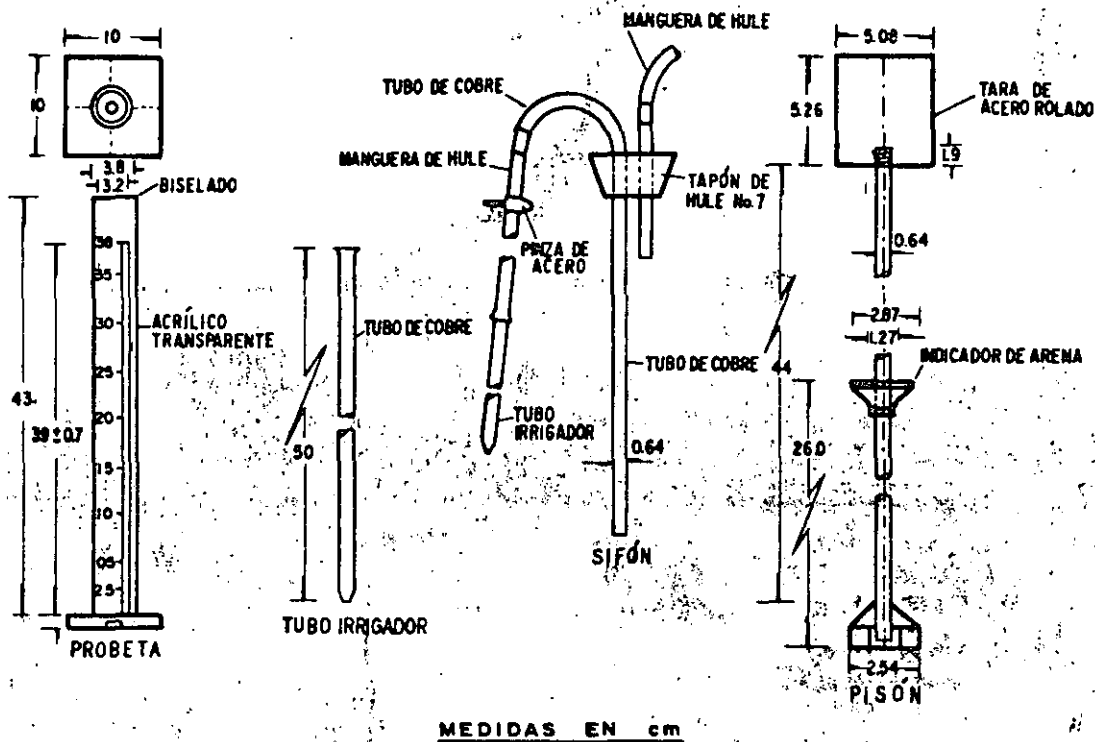


Figura XII-a.1. Equipo para la prueba de equivalente de arena.

inferior. Este pie estará provisto de tres pequeños tornillos para centrarlo holgadamente dentro del cilindro. Una tapa que ajuste a la parte superior del cilindro y permita pasar por el centro holgadamente a la varilla, sirve para centrar la parte superior de la varilla respecto al cilindro. En el extremo superior de la varilla llevará adaptado un lastre para obtener un peso total del dispositivo igual a 1 kg.

- f) Una cápsula, con capacidad de 88 ml (3 onzas).
- g) Un embudo de boca ancha para depositar la muestra dentro del cilindro.
- h) Reserva de solución consistente de:

Cloruro de calcio anhidro	454 g
Glicerina USP	2,050 g
Formaldehido (solución volumétrica a 40)	47 g

Disuélvase el cloruro de calcio en 1.89 lt (medio galón) de agua.

Disuélvase el cloruro de calcio en medio galón de agua.

Enfríese y fíltrese la solución a través de papel filtro Whatman N° 12 o su equivalente. A la solución filtrada, agréguese la glicerina y el formaldehido; mézclase bien el total y dilúyase hasta un galón. El agua puede ser destilada o potable.

i) Solución de trabajo.

Dilúyase en 3.8 lt (1 galón) de agua potable, 88 ml de la solución de reserva. La marca de 11.2 cm (4.4 plg), en el cilindro graduado, corresponde a los 88 ml requeridos. Cuando se dude respecto a la calidad de una determinada agua, ésta puede probarse comparando los resultados del valor equivalente de

arena, obtenidos de muestras idénticas, usando soluciones hechas con el agua dudosa y por otra parte con agua destilada.

### XII-a.3 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

La prueba se realizará siguiendo los siguientes pasos:

a) El material para la prueba deberá ser la porción de la muestra que pase la malla N° 4. Por lo tanto, si la muestra contiene partículas gruesas de roca, debe tamizarse por la malla N° 4, disgregando los terrones de material más fino. Si la muestra original no está húmeda, deberá humedecerse con agua antes de tamizarse. Si el agregado grueso lleva un recubrimiento que no se desprende en la operación de tamizado, séquese el agregado grueso y frótese entre las manos, añadiendo al material fino el polvo resultante.

b) Iníciase el funcionamiento del sifón soplando dentro de la botella por la parte superior a través de un pequeño tubo, estando abierta la pinza. Hecho esto, el aparato quedará listo para usarse.

c) Por medio del sifón introdúzcase la solución de trabajo dentro del cilindro hasta una altura de 10 cm (4 plg).

d) Vacíese dentro del cilindro el contenido de una cápsula llena de la muestra preparada del suelo. La cápsula llena contiene aproximadamente 110 grs de material suelto (como promedio). Golpéese firmemente varias veces el fondo del cilindro contra la palma de la mano, para hacer que salga cualquier

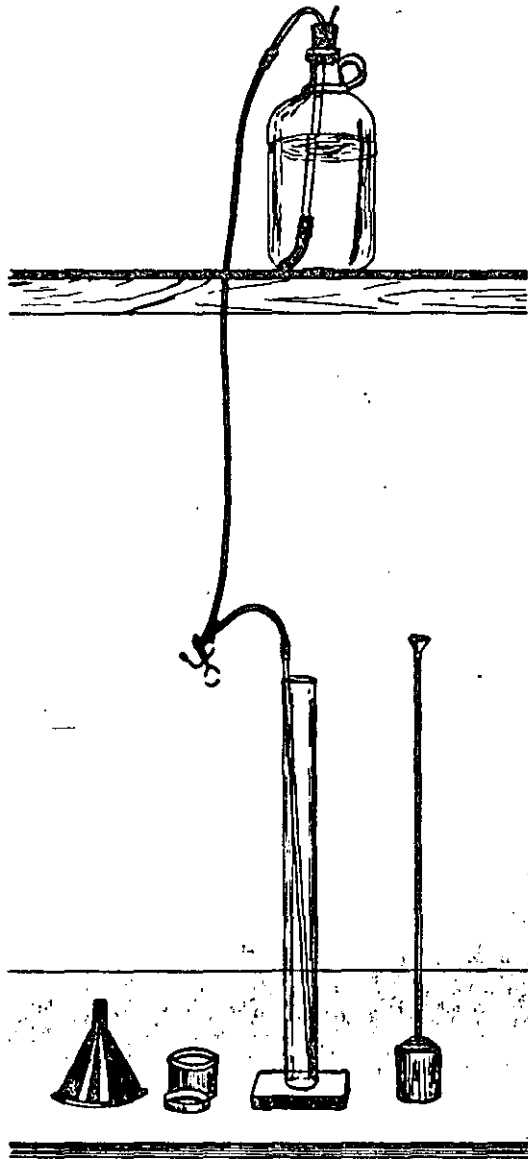


Figura XII-a.2. Vista de conjunto.

burbuja de aire, así como para acelerar la saturación de la muestra. Déjese reposar la mezcla por espacio de 10 minutos.

e) Transcurridos los diez minutos, tápese con un tapón cilindro y agítese vigorosamente, longitudinalmente, de un lado a otro, manteniéndolo en posición horizontal. Háganse 90 ciclos en aproximadamente 30 segundos, con una carrera aproximada de 20.5 cm (8 plg). Un ciclo consiste en un movimiento completo de oscilación. Para agitar satisfactoriamente la muestra a esta frecuencia, será necesario que el operador agite solamente con los antebrazos, relajando el cuerpo y los hombros.

f) Quítese el tapón e insértese el tubo del irrigador. Enjuáguese los lados hacia abajo y después insértese el tubo hasta el fondo del cilindro. Sepárese el material arcilloso del arenoso, suspendiéndolo en la solución mediante un movimiento suave de picado con el tubo irrigador y simultáneamente girando lentamente el cilindro. Cuando el nivel del líquido lle-

gue a 38.1 cm (15 plg), súbase lentamente el tubo del irrigador sin cortar el chorro, de manera que el nivel del líquido se mantenga aproximadamente en 38.1 cm (15 plg) mientras esté sacándose el tubo. Regúlese el chorro precisamente antes de que el tubo esté completamente fuera y ajústese el nivel final a 38.1 cm (15 plg). Déjese el cilindro en reposo absoluto durante exactamente 20 minutos. Cualquier vibración o movimiento del cilindro durante este tiempo, alterará el asentamiento normal de la arcilla en suspensión, provocando resultados erróneos.

g) Transcurrido el periodo de 20 minutos, anótese el nivel superior de la arcilla en suspensión; hágase la lectura con aproximación de 0.2 cm (0.1 plg).

h) Introdúzcase lentamente el pisón tarado dentro del cilindro, hasta que éste descanse sobre la arena. Gírese la varilla ligeramente, sin empujarla hacia abajo, hasta que pueda verse uno de los tornillos empleados para centrar. Anótese el nivel correspondiente al centro del tornillo (Fig. C, a la derecha).

#### XII-a.4 CALCULOS

Calcúlese el equivalente de arena usando la siguiente fórmula:

$$\text{Equivalente de arena} = \frac{\text{Lectura en el nivel superior de la arena}}{\text{Lectura en el nivel superior de la arcilla}} \times 100 \quad (12-1)$$

Si el valor del equivalente de arena es menor que el valor especificado, ejecútense dos pruebas adicionales con el mismo material y tómesese el promedio de las tres, como el valor del equivalente de arena.

#### XII-a.5 PROCEDIMIENTO PARA DESMONTAR EL APARATO

Para vaciar el cilindro, tápese y agítese hacia arriba y hacia abajo, en posición invertida, hasta desintegrar el tapón de arena; vacíese inmediatamente. Lávese dos veces con agua. No se expongan los cilindros de plástico, a la luz directa del sol, más tiempo del necesario.

#### REFERENCIAS

1. Sowers, G. B. y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. (Trad. por J. Menéndez M.). Capítulo 5. Edit. Limusa, S. A. México, D. F., 1972.
2. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Apéndice. Edit. Limusa, S. A. México, D. F., 1972.
3. Hvorslev, M. J. *Subsurface Exploration and Sampling of*

- Soil for Civil Engineering Purposes*. Waterway Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1949.
4. California Division of Highways. *Materials Manual*. Vol. I. Sand Equivalent Test 217-E. Sacramento, Calif., 1963.
  5. AASHTO. *Standard Method for Sand Equivalent Test*. Designación: T-176-65. Washington, D. C., 1965.
  6. Hveem, F. N. *Sand Equivalent Test*. Materials and Research Department, California Division of Highways. Sacramento, Calif., 1952.
  7. Hveem, F. N. *Degradation of Aggregates*. 44th Annual Meeting of the American Association of State Highway Officials. San Francisco, Calif., 1958.
  8. Hveem, F. N. *Sand Equivalent Test for Control of Materials During Construction*. Procs. 32 Annual Meeting of the HRB. Washington, D. C., 1953.
  9. Comisión Federal de Electricidad. *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Tomo I. Sección C. México, D. F., 1969.
  10. Sowers, G. B. y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. (Trad.: J. Menéndez). Capítulo 2. Edit. Limusa, S. A. México, D. F., 1972.
  11. Kryniń, D. P. y Judd, W. R. *Principles of Engineering Geology and Geotechnics*. Capítulo 3. McGraw Hill Book Co., Inc. 1957.
  12. Nichols, H. L. *Moving the Earth*. Cap. 13. D. Van Nostrand Co., Inc. 1955.
  13. Langefors, U. y Kihlström, B. *The Modern Techniques of Rock Blasting*. Almqvist y Wiksell. Gebers Förlag AB. Estocolmo, 1963. (Existe traducción por J. J. Huidobro, J. Tornos y J. Arrospide. Edic. Urno. Bilbao, 1971.)
  14. Nascimento, U. *O Problema da Alterabilidade das Rochas em Engenharia Civil*. Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil. Publicación Nº 363. Lisboa, 1970.
  15. Nascimento, U., Branco, F. y Castro, E. *Identification of Petrification in Soils*. VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Montreal, 1965.
  16. Knight, R. G. *Road Aggregates*. Edward Arnold Co. Londres, 1948.
  17. Woods, K. B. *Highway Engineering Handbook*. The McGraw Hill Book Co. 1960.
  18. Ferran, I. y Thenoz, B. *L'alterabilité des Roches, ses Facteurs, sa Prévision*. Annales de L'Institute Tech, et des Trav. Pub. Nº 215. Serie 78. Toulouse, 1965.

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CURSO "GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION"  
IMPARTIDO EN ESTA DIVISION DEL 4 AL 15 DE NOVIEMBRE DE 1985,

- 1.- ARBELAEZ BURAGLIA MARCELO  
INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO  
BECARIO CIENTIFICO  
TRANSVERSAL 13 No. 115-05  
BOGOTA 10 D.E. COLOMBIA  
2139768
- 2.- CABRERA VALDEZ ENRIQUE  
CALLE 1a. No. 96  
COL. LAS FUENTES  
REYNOSA TAMPS.  
APARTADO POSTAL No. 720
- 3.- BERMUDEZ VILLEGAS OSCAR JAVIER  
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
INGENIERO GEOLOGO  
CALLE 4 No. 306  
COL. CAZONES  
POZARICA, VER.  
250-95  
CALLE 4 No. 306  
COL. CAZONES  
POZARICA, VER.  
277-42
- 4.- DE LA ROSA DORADO MARTINA  
S. A. R. H.  
TECNICO PROFESIONAL  
TONALA 104-1er. PISO  
COL. ROMA  
574-19-28  
REFORMA No. 27-213  
COL. JUAREZ  
DELEGACION CUAUHEMOC  
06700 MEXICO, D.F.
- 5.- FALCON QUIJANO ARTURO  
C. F. E.  
DISEÑADOR ESTRUCTURAS HIDROELECTRICAS  
RIO MISSISSIPPI No. 71-12o. PISO  
COL. CUAUHEMOC  
DELEGACION CUAUHEMOC  
06500 MEXICO, D.F.  
553-71-33 ext. 2799, 2798  
ANTONIO CASO No. 17-2  
COL. SAN RAFAEL  
DELEGACION CUAUHEMOC  
06599 MEXICO, D. F.  
546-87-52
- 6.- GONZALEZ VALENCIA JOSE FRANCISCO  
C. F. E.  
JEFE OFNA. PROCESAMIENTO DATOS  
AUGUSTO RODIN No. 265  
COL. NOCHEBUENA  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
03720 MEXICO, D.F.  
563-37-00  
CALLEJON CHILPA No. 23-12  
COYOACAN  
04000 MEXICO, D.F.  
554-86-95
- 7.- GUTIERREZ GARCIA GILBERTO  
DIREC. GRAL. CAMINOS RURALES  
JEFE SECCION  
DR. VERTIZ No. 1243  
COL. NARVARTE  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
575-05-75  
RETORNO 1 No. 14  
COL. CANDELARIA AJUSCO  
DELEGACION COYOACAN



- 8.- HERNANDEZ LOPEZ OSCAR  
DIREC. GRAL. CONSTRUC, OPERAC, PORTUARIA  
JEFE UNIDAD DEPTO. PROYECTOS DRENAJE  
DIVISION DEL NORTE No. 3330  
COL. CIUDAD JARDIN  
DELEGACION COYOACAN  
544-54-40
- ORIENTE 2550 No, 32  
COL. AGRICOLA ORIENTAL  
DELEGACION IZTACALCO  
08500 MEXICO, D.F.  
763-01-96
- 9.- HIDALGO VAZQUEZ JESUS  
S. C. T.  
SUPERVISOR DE CONSTRUCCION  
ALTADENA No. 23-3er. PISO  
COL. NAPOLES  
687-61-94
- CALLE TLACOTAL No. 2409  
COL. RAMOS MILLAN  
DELEGACION IZTACALCO  
08730 MEXICO, D.F.
- 10.- JIMENEZ SALAS OSCAR HUGO  
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
OKLAHOMA No. 85-3er. PISO  
COL. NAPOLES  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
03810 MEXICO, D.F.  
687-06-99 ext. 234 y 246
- 11.- LOPEZ CURIEL PEDRO N.  
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS  
JEFE DE SECCION PACIFICO SUR  
PROVIDENCIA No. 807-3er. PISO  
COL. DEL VALLE  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
523-48-53
- 2a. CERRADA 1a. NOGAL No. 268  
COL. STA. MA. LA RIBERA  
DELEGACION CUAUHTEMOC  
06400 MEXICO, D.F.  
592-66-34
- 12.- LOPEZ GOMEZ GUSTAVO  
C. F. E.  
GEOLOGO  
C4-306  
COL. CAZONES  
POZARICA, VER.  
250-95
- CALLE 4 No. 306  
COL. CAZONES
- 13.- MARTINEZ BELLO FLAVIO  
S. C. T.
- 14.- MARTINEZ MACIAS JOSE FRANCISCO  
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
ESTRUCTURISTA  
RIO MISSISSIPPI No. 71-11o. PISO  
COL. CUAUHTEMOC  
DELEGACION CUAUHTEMOC  
553-71-33 ext. 2063
- AV. CANTARO No. 46-D-08  
COL. VILLA COAPA  
DELEGACION TLALPAN  
594-54-67
- 15.- MORENO GONZALEZ ALBERTO  
COMISION FEDERAL DE AGUA Y SANEAMIENTO  
AUXILIAR TECNICO  
SAN MATEO No. 8  
NAUCALPAN DE JUAREZ  
395-00-68
- ROSA DE LOS ANGELES No. 19  
DELEGACION ALVARO OBRECON  
680-41-23

- 16.- NAJERA SALGADO FRANCISCO  
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
JEFE DE AREA  
PROYECTO HIDROELECTRICO  
EL CARACOL GRO.  
FRAY JESUS ALMANZA No. 222  
COL. REFORMA EDUCATIVA  
DELEGACION IZTAPALAPA  
09210 MEXICO, D.F.  
558-98-05
- 17.- PIMENTEL PIMENTEL CARLOS  
S. A. R. H.  
TECNICO PROFESIONAL  
IGNACIO PEREZ No. 37  
COL. CENTRO  
QUERETARO, QRO. 57000  
255-02  
MORELOS No. 171  
QUERETARO, QRO. 57000
- 18.- PORRES LUNA RAQUEL NATALIA  
C. F. E.  
ING. GEOLOGO  
JEFE DEPTO. TECNICO  
CUERNAVACA, MOR.  
17-23-33  
EJIDO LOS RETES No. 34  
EJIDOS DE CULHUACAN  
04480 MEXICO, D.F.  
549-15-60
- 19.- PULIDO GRANIEL GERARDO ENRIQUE  
SEDUE DELEGACION B.C.S.  
TECNICO ESPECIALIZADO  
CARRETERA LAS GARZAS KM. 2  
LA PAZ B. C. S.  
INDEPENDENCIA y J. ORTIZ No. 1075-9  
LA PAZ, B. C. S.  
23000
- 20.- RAZO HERNANDEZ ALEJANDRO  
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
INGENIERO JEFE DE GRUPO  
MISSISSIPPI No. 71  
COL. CUAUHEMOC  
DELEGACION CUAUHEMOC  
553-71-33 ext. 2063  
GENARO GARCIA RETORNO No. 13-21  
JARDIN BALBUENA  
VENUSTIANO CARRANZA  
15900 MEXICO, D.F.  
552-48-49
- 21.- RONQUILLO JARILLO GERARDO  
C. F. E.  
INGENIERO  
OTE 178 No. 392  
COL. MOCTEZUMA 2a. SECCION  
15500 MEXICO, D.F.  
571-12-85
- 22.- SOTO GUTIERREZ MARCO ANTONIO  
C. F. E.  
INGENIERO GEOLOGO  
OKLAHOMA No. 85-3er. PISO  
MANUEL PEREZ LETE No. 2562  
HIGUERRILLA  
GUADALAJARA, JAL.  
10-14-45
- 23.- TRUJANO ARELLANO RAUL MANUEL  
S. A. R. H.  
JEFE DE SECCION DE ANALISTAS  
REFORMA No. 133  
COL. SAN RAFAEL  
DELEGACION CUAUHEMOC  
SALVADOR ALVARADO No. 265-1  
COL. ESCANDON  
DELEGACION MIGUEL HIDALGO  
11800 MEXICO, D.F.  
277-41-30