

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL
III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION
MODULO IV, TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992.

ING. FRANCISCO HENDDOZA VON BORSTEL
CONSULTOR EN OBRAS DE INGENIERIA CIVIL
FUENTE DE LA LUZ No. 47, COL. FUENTES DEL PEDREGAL, MEXICO,
C.P. 14140, TEL. 568 97 01

ING. RAUL CUELLAR BORJA
GERENTE DE SUPERVISION EXTERNA DEL PROYECTO HIDROELECTRICO
HITES, SINALOA, POR PARTE DE LA EMPRESA:
GRUPO PROFESIONAL PLANEACION Y PROYECTOS
BLVD. MANUEL AVILA CAMACHO No. 40-9o. PISO
TEL. 586 52 50 (CASA)

ING. GUSTAVO DIAZ VELARDE SERES
SUBGERENTE DE ESTUDIOS GEOLOGICAS EN LA C.F.E.
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
OKLAHOMA 85-2o. PISO, COL. NAPLES
TEL. 523 58 78

ING. JUAN MANUEL GARCIA CHAVEZ
ASESOR DEL C. DIRECTOR GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
S.C.T.
ALTADENA 23, COL. NAPLES
TEL. 682 72 56

ING. MODESTO ARMIJO MEJIA
PRESIDENTE
COMEC, S.A. CIA. MEXICANA DE CONSULTORES, PERIFERICO SUR 3453
TEL. 595 70 33

ING. SERGIO RAUL HERRERA CASTAÑEDA
JEFE DE LA OFICINA DE MECANICA DE ROCAS
C.F.E.
AUGUSTO RODIN 265, COLONIA NOCHE BUENA, DELEG. B. JUAREZ
TEL. 563 37 00 EXT. 232

ING. JESUS ANTONIO SANZ POLO
GERENTE GENERAL
SISTEMAS PLANEACION Y CONTROL
INSURGENTES SUR 421-712B, COL. HIPODROMO CONDESA, DELEG.
CUAUHTEMOC, C.P. 06100
TEL. 564 51 94, 564 50 97 y 564 59 00

ING. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO
DIRECTOR GENERAL
RAUL VICENTE OROZCO Y CIA, S.A. DE C.V.
TEL. 671 95 40, 70 y 80

ING. CARLOS LECANDA TERAN
JEFE DE LA DISCIPLINA DE AFECTACIONES, REACOMODOS Y ECOLOGIA
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
RIO MISSISSIPI No. 71 P.B. DELEG. CUAUHTEMOC, COL. CUAUHTEMOC
TEL. 514 68 89 y 514 68 09

ING. LEOPOLDO ARCEDIENA

ING. JORGE E. CASTILLA

ING. ARISTEO BARRUETA CENTENO

ING. SANTIAGO JAUREGUI AGUILAR

ING. JUAN MANUEL OLAC

ING. HORACIO ZAMBRANO RAMOS

Q.F.B. HECTOR DELGADO ANDRADE

ING. JOEL ROJAS TAMEZ

11 10

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

DEPARTMENT OF CHEMISTRY

LABORATORY OF ORGANIC CHEMISTRY

CHICAGO, ILLINOIS

1954

RESEARCH REPORT

NO. 1000

BY

ROBERT H. WOOD

AND

WILLIAM R. RAY

IN

COLLABORATION WITH

THE NATIONAL BUREAU OF STANDARDS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO, DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
 FACULTAD DE INGENIERIA. CURSOS ABIERTOS
 III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

ASIGNACION: TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION; 13 AL 17 DE JULIO DE 1992

F E C H A	D I A	H O R A R I O	T E M A	P R O F E S O R
LUNES	13	9 a 10 h.	EXPOSICION GENERAL DEL CURSO	ING.FCO.MENDOZA von BORSTEL
		10 a 11 h.	METODOLOGIA PARA LA IDENTIFICACION DE PROYECTOS PARA GENERACION DE ENERGIA ELECTRICA	ING.LEOPOLDO ARCEO TENA
		11 a 13 h.	GEOLOGIA APLICADA A LA CONSTRUCCION	ING.GUSTAVO DIAZ VELARDE
		15 a 17 h.	IMPACTO ECOLOGICO DE LAS OBRAS DE INGENIERIA CIVIL	ING. CARLOS LECANDA TERAN
		17 a 19 h.	MANEJO DE LAS OBRAS DE INGENIERIA CIVIL	ING.JESUS ANTONIO SANZ POLO
MARTES	14	9 a 11 h.	EXCAVACIONES EN ROCA CON EL USO DE EXPLOSIVOS	ING.RAUL CUELLAR BORJA
		11 a 13 h.	APORTACIONES A LA MECANICA DE SUELOS Y DE ROCAS	ING.RAUL CUELLAR BORJA
		15 a 16 h.	EXCAVACION DE TUNELES	ING.SERGIO HERREPA CASTAÑEDA
		16 a 17 h.	TUNEL BAJO EL CANAL DE LA MANCHA	ING.FCO.MENDOZA von BORSTEL
		17 a 19 h.	CONTROL DE CALIDAD DE LAS OBRAS	ING.RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO.
MIERCOLES	15	9 a 13 h.	TUNELES EN SUELOS BLANDOS, INTERCEPTORES EN LA CIUDAD DE MEXICO, VISITA AL SITIO DE LAS OBRAS	ING.ARISTEO BARRUETA CENTENO
		15 a 19 h.	ACUAFERICO DE LA CIUDAD DE MEXICO, VISITA AL SITIO DE LAS OBRAS	ING.SANTIAGO JAUREGUI AGUILAR.
JUEVES	16	9 a 13 h.	OBRAS DEL METRO EN LA CIUDAD DE MEXICO, VISITA AL SITIO DE LAS OBRAS	ING.JUAN MANUEL OLAC CRUZ
		15 a 16 h.	DISEÑO DE PUENTES	ING.MODESTO ARMIJO MEJIA
		16a17:30h.	CONSTRUCCION DE PUENTES	ING.JUAN MANUEL GARCIA CHAVEZ.
		17: a18h.	CONSTRUCCION DE CARRETERAS DE PEAJE	ING. HORACIO ZAMBRANO RAMOS
VIERNES	17	18 a 19 h.	FINANCIAMIENTO DE CARRETERAS DE VIAJE	ING. JOSE ARIAS DUFOORT
		11 a 12 h.	TRANSLADO DE LA CD.UNIVERSITARIA AL PALACIO DE MINERIA	
		12 a 13 h.	COMENTARIOS GENERALES Y CLAUSURA DEL CURSO	ING.FCO. MENDOZA von BORSTEL

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION
 ASIGNACION: TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

FECHA: Del 13 al 17 de Julio de 1992.

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIO VISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
	CONFERENCISTA				
10	ING. FCO. MENDOZA VON BORSTEL				
11	ING. LEOPOLDO ARCEO TENA				
12	ING. GUSTAVO DIAZ VELARDE				
13	ING. CARLOS LECANDA TERAN				
14	ING. JESUS ANTONIO SANZ POLO				
15	ING. RAUL CUELLAR BORJA				
16	ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA				
17	ING. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO				
18	ING. ARISTEO BARRUETA CENTENO				
	ESCALA DE EVALUACION 1 a 10				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

CURSO: III. CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION
 ASIGNACION: TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

FECHA: Del 13 al 17 de Julio de 1992

TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
TUNELES EN SUELOS BLANDOS, INTERCEPTORES EN LA CIUDAD DE MEXICO, VISITA AL SITIO DE LAS OBRAS					
ACUAFERICO DE LA CIUDAD DE MEXICO, VISITA AL SITIO DE LAS OBRAS					
OBRAS DEL METRO EN LA CIUDAD DE MEXICO, VISITA AL SITIO DE LAS OBRAS					
DISEÑO DE PUENTES					
CONSTRUCCION DE PUENTES					
CONSTRUCCION DE CARRETERAS DE PEAJE					
BANCOS DE INFORMACION DEL CICH, EN CD. UNIVERSITARIA					
TRANSLADO DE LA CD. UNIVERSITARIA AL PALACIO DE MIENRIA					
COMENTARIOS GENERALES Y CLAUSURA DEL CURSO					
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	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

Very truly yours,

Dear Sir,

I have the honor to acknowledge the receipt of your letter of the 10th inst. in relation to the above mentioned matter.

I am sorry to hear that you are not satisfied with the result of the investigation.

I have caused the same to be reviewed and the result is that the same is correct.

I am, Sir, very respectfully,
Your obedient servant,

Very truly yours,



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?

SI

NO

5.a. ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

1. The following information should be furnished to the Division:

NAME	ADDRESS	CITY	STATE

2. The following information should be furnished to the Division:

NAME	ADDRESS	CITY	STATE

3. The following information should be furnished to the Division:

NAME	ADDRESS	CITY	STATE

4. The following information should be furnished to the Division:

5. The following information should be furnished to the Division:



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSOS INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO:

TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992

*METODOLOGIA PARA LA IDENTIFICACION DE LOS PROYECTOS
DE GENERACION DE ENERGIA ELECTRICA EN
SUS DIVERSAS ETAPAS*

ING. LEOPOLDO ARCEO TENA

PALACIO DE MINERIA

mantener la participación actual del 30% en la capacidad total del sistema. Para lograr esta meta, Comisión Federal de Electricidad ha implementado un proceso para el desarrollo de proyectos hidroeléctricos, que ha permitido conocer de una manera confiable el potencial hidroeléctrico nacional y realizar en forma sistemática y ordenada los estudios necesarios de planeación para nuevas centrales hidroeléctricas.

En este documento se presentan los resultados de algunas de las estimaciones realizadas del Potencial Hidroeléctrico Nacional, antes y después de aplicar la nueva metodología desarrollada; posteriormente se describe brevemente el proceso mencionado, y finalmente se presenta un ejemplo ilustrativo de su aplicación en los estudios para el aprovechamiento del cauce principal del río Santiago.

POTENCIAL HIDROELECTRICO NACIONAL

Los trabajos para la cuantificación y desarrollo del Potencial Hidroeléctrico Nacional se han llevado a cabo con base en la disponibilidad de información cartográfica e hidrométrica; conforme se han mejorado estas bases se ha llegado a resultados mas confiables.

Las estimaciones que se han realizado hasta la fecha se listan a continuación:

AÑO	GENERACION MEDIA ANUAL GWh
1964	65,000
1973	75,250
1976	83,176
1978	171,866
1983	172,163
1985	162,867
1986	159,624
1989	154,631

Cabe mencionar que el proceso se implementó en la década de los ochentás y ha permitido llegar a cifras más confiables, logrando una cartera de proyectos hidroeléctricos bien distribuidos geográficamente en los diferentes niveles de estudio, que permiten realizar los estudios para la expansión del Sistema Eléctrico Nacional; a continuación se describe el proceso mencionado.

PROCESO PARA EL DESARROLLO DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS

El proceso para el desarrollo de los proyectos hidroeléctricos contempla su evolución dentro de tres etapas fundamentales :

PLANEACION

DISEÑO - CONSTRUCCION

OPERACION

Los niveles de estudio dentro de la etapa de Planeación son:

IDENTIFICACION

EVALUACION

PREFACTIBILIDAD

FACTIBILIDAD

En la figura No.1 se presenta un diagrama de bloques de este proceso, y a continuación se describen los principales objetivos de cada uno de los niveles de estudio:

IDENTIFICACION .- El objetivo de este nivel es localizar posibles sitios de aprovechamiento hidroeléctrico; estos estudios tienen cobertura regional y los resultados obtenidos permiten estimar la generación de cada proyecto y de esta manera cuantificar preliminarmente el Potencial Hidroeléctrico Nacional (figura No.2).

Con los resultados obtenidos en este nivel, es posible realizar una jerarquización en función de la generación y potencia, estableciendo el programa de estudios para el siguiente nivel.

EVALUACION .- Su objetivo es plantear y analizar los posibles esquemas de aprovechamiento integral de una cuenca o subcuenca (figura No.3). Por tanto se trata de estudios de cobertura regional y sus resultados son indicativos para establecer el orden en que deberán estudiarse en el siguiente nivel; ésto permite seleccionar los proyectos más atractivos.

En este nivel la jerarquización se realiza con base en los escenarios de crecimiento de la demanda, y se establece el orden de estudio por proyecto para el siguiente nivel.

PREFACTIBILIDAD .- Tiene por objeto el análisis de los posibles esquemas de obras de un aprovechamiento, para lo cual se plantean diferentes ubicaciones y tipos de obra, considerando los estudios hidrológicos, topográficos, geológicos, de afectaciones e impacto ambiental; la selección del mejor esquema se realiza tomando en cuenta los aspectos anteriores considerando además los económicos. Con ésto, se puede formular un programa de estudios para el último nivel de la etapa de planeación de acuerdo con los requerimientos del sistema eléctrico (figura No.4).

FACTIBILIDAD .- Este nivel es el último en la etapa de Planeación y tiene como objetivo el lograr la definición de las características del proyecto, así como obtener el dimensionamiento detallado de las estructuras que lo componen (figura No.5).

Una vez concluida la factibilidad técnica, económica, social y ambiental del proyecto, el área encargada de realizar los estudios de expansión del sistema eléctrico, lo programa para su construcción.

Finalmente, puede señalarse que el objetivo de la etapa de Planeación es lograr una cartera de proyectos suficiente en número y calidad, compatible con las necesidades futuras de la energía eléctrica.

Las actividades que se desarrollan en cada nivel de estudio son descritas en los siguientes párrafos:

IDENTIFICACION .- Los trabajos en este nivel se desarrollan únicamente en gabinete y permiten localizar posibles sitios para aprovechamiento hidroeléctrico, estimando el desnivel aprovechable en cada uno de ellos; además, se calcula en forma aproximada el volumen medio anual de escurrimientos en cada sitio. De esta información se obtiene preliminarmente la generación, potencia media y potencia instalable con un factor de planta regional; las actividades de este nivel de estudios se describen en los párrafos siguientes.

Hidrología: su objetivo es el de estimar los volúmenes de escurrimientos medios anuales; para ésto, se realiza la recopilación de información climatológica (lluvia, temperatura, evaporación, etc.) e hidrométrica (escurrimientos medios, máximos y mínimos) a nivel anual y mensual, realizando con ella análisis

Se localizan y muestrean las zonas de posibles bancos de materiales para utilizarse en la construcción, evaluando sus características y potencialidad.

Impacto Ambiental: los estudios de afectaciones e impacto ambiental se precisan con investigaciones de campo para su actualización y detalle en cuanto a costo de indemnización y reacomodo.

Una vez concluidos los estudios de detalle es necesario revisar tanto la ubicación de las obras como su dimensionamiento para realizar las modificaciones necesarias y elaborar el anteproyecto definitivo.

Posteriormente, se formula el presupuesto, el programa de conceptos principales, el flujo de inversiones y se realiza la evaluación económica del proyecto con el fin de tener parámetros suficientes para compararlos con otras fuentes de generación y en su caso programar su construcción de acuerdo con los requerimientos del sistema eléctrico.

EJEMPLO ILUSTRATIVO

El aprovechamiento del cauce principal del río Santiago, en la parte occidental del país, se inició con la central de Puente Grande en el año de 1912; posteriormente, se construyeron las plantas de Las Juntas (1923), Colimilla (1950), Intermedia (1963) y Santa Rosa (1964). Estas obras fueron concebidas sin que existiera un estudio para el aprovechamiento integral del río.

En el año de 1969 se realizaron los primeros estudios sobre un tramo del río, considerando la posibilidad de construir un grupo de proyectos que

operaran en forma de cascada. A partir de este estudio se iniciaron los análisis para definir el mejor esquema de aprovechamiento del río. Los estudios básicos llevados a cabo y la comparación de diferentes opciones han permitido determinar el grupo de proyectos para la optimización del potencial del río; esto se puede apreciar en la figura No. 6.

La bondad mostrada por la aplicación ordenada y sistemática de un proceso de desarrollo de proyectos, queda demostrada con el plan de aprovechamiento hidroeléctrico del río Santiago, en el que se contempla el mejoramiento en la operación de las centrales por la regulación del régimen del río, logrando así una mayor confiabilidad en la generación obtenida.

PROCESO PARA EL DESARROLLO DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS

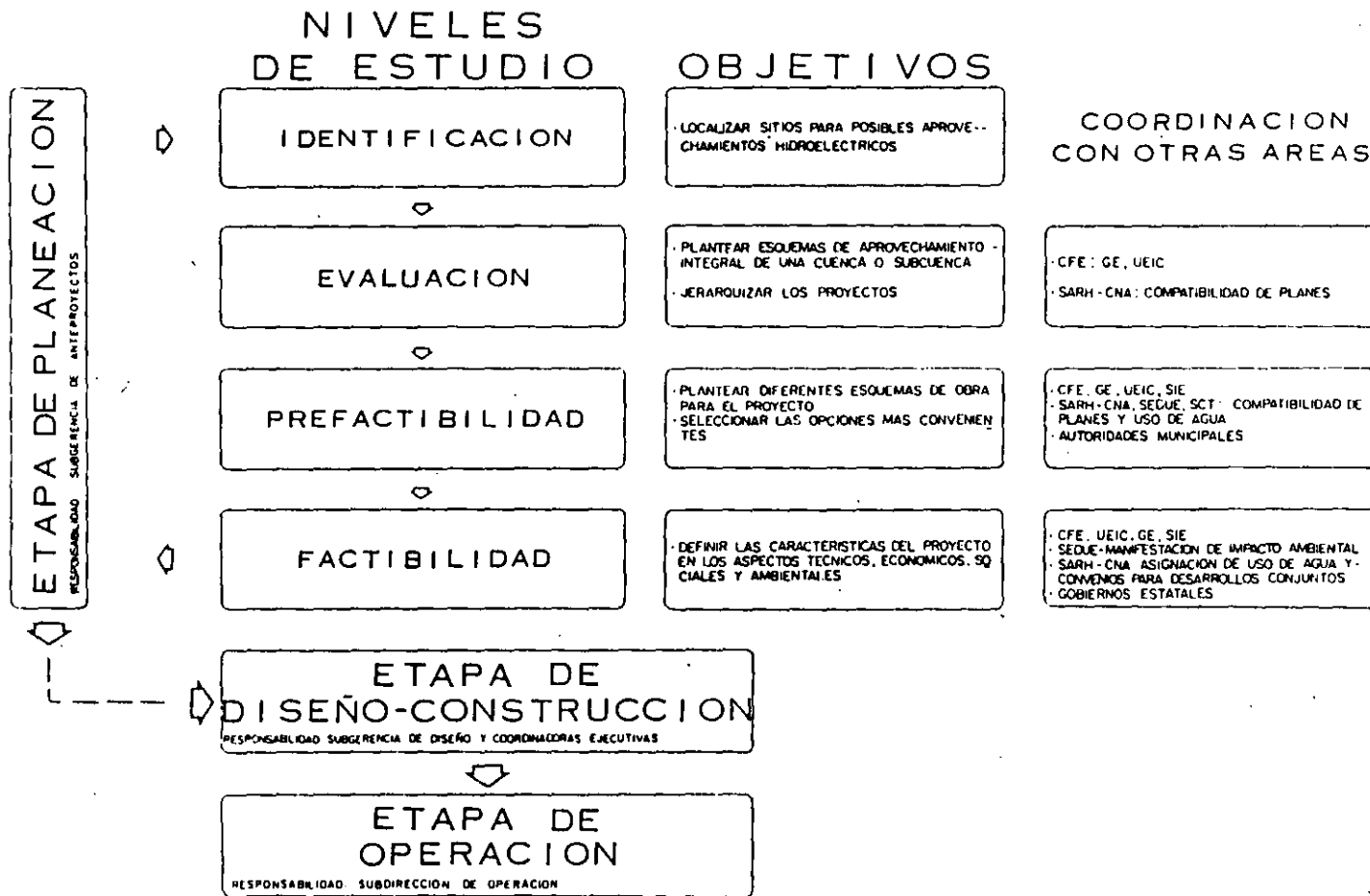


FIGURA 1

IDENTIFICACION

HIDROLOGIA

TOPOGRAFIA

ESTUDIOS DE APOYO

· RECOPIACION DE INFORMACION HIDROCLIMATOLOGICA

· RECOPIACION DE INFORMACION CARTOGRAFICA

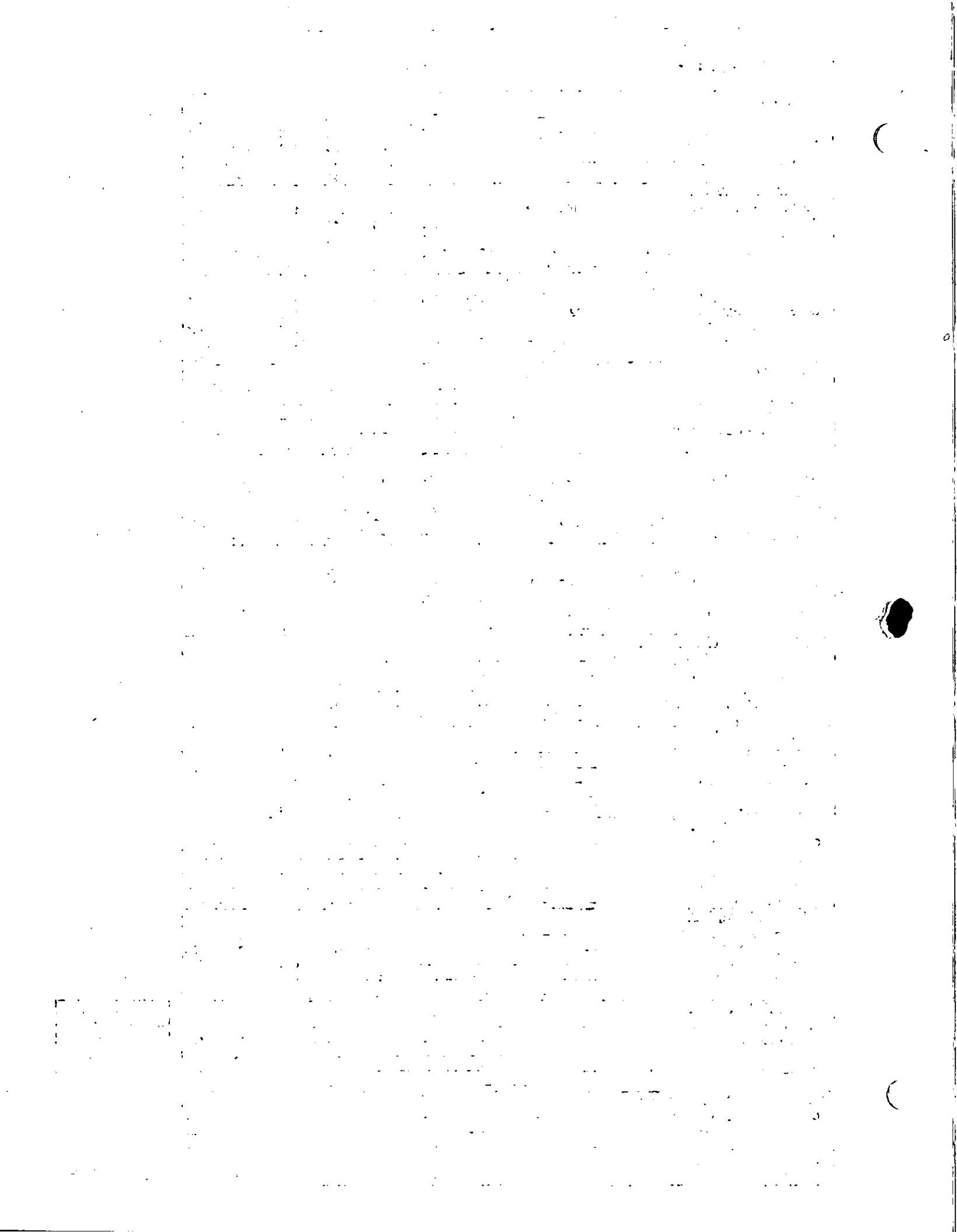
ANTEPROYECTOS

· ESTIMACION DEL ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL EN CADA SITIO

· ESTIMACION DEL DESNIVEL APROVECHABLE EN CADA SITIO

· CALCULO PRELIMINAR DE LA POTENCIA INSTALADA Y LA GENERACION PARA CADA SITIO

FIGURA 2





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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO:

TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992

GEOLOGIA APLICA A LA CONSTRUCCION

ORIGEN DE LA TIERRA

ING. GUSTAVO DIAZ V.

PALACIO DE MINERIA

ORIGEN DE LA TIERRA

Criterios de antigüedad de las rocas:

- 1.- Ley de superposición
- 2.- Diagénesis y litificación en rocas sedimentarias
- 3.- Rocas:
 - a) Roca ígnea: extrusiva (volcánicas) e intrusiva: someras y profundas.
 - b) Roca sedimentaria
 - c) Roca metamórfica
- 4.- Identificación del origen de la roca, para definir sus cambios litológicos: laterales y verticales, debidas a su emplazamiento.
- 4a.- Alteraciones de la roca.
- 5.- Dureza, fracturamiento, compacidad, identificación de eventos tectónicos y el consecuente fracturamiento y fallamiento.
- 6.- Ingeniería de la roca
- 7.- Sin tratar de hacer prioritarios los conceptos del tiempo geológico de las rocas, este criterio servirá para entender cuál roca, geológicamente va encima de otra. En otras palabras, cuál es más antigua y cuál es más joven. Ejem. Generalmente los aluviones de río y planicies de inundación, así como los depósitos de valles intermontanos que reciben el aporte de erosión y transporte de las rocas circundantes en montañas que rodean - el valle, todas estas rocas fragmentadas, serán depósitos geológicamente más jóvenes de cualquier parte, excepto que a su vez, estén cubiertas por otros depósitos: volcánicos, lacustres o marinos someros más nuevos.

Casi siempre las rocas más antiguas que se han identificado con deformación regional por eventos tectónicos, constituyen las rocas metamórficas (algunas rocas del cretácico inferior, jurásico, triásico, paleozoico, etc.).

Este análisis nos lleva a la ley de Superposición, donde las rocas más

jóvenes se formaron y depositaron sobre las más antiguas.

Hay normas de recopilación y registro de datos de la roca para ingeniería, pero no hay un sistema y continuidad de aplicación ordenada por igual para todos los sitios de obra, ya que cada lugar tiene resoluciones propias y éstas hay que identificarlas al combinar los registros de la roca, mediante las normas geológicas.

La cantidad de diversos términos descriptivos de la roca, podría hacer desarrollar la explicación en forma poco clara para la ingeniería. Sin embargo, las bases son útiles para trabajar en el análisis del terreno.

Deere y Miler, propusieron una clasificación de roca, basada en el esfuerzo compresivo uniaxial y en los módulos elásticos. Estas dos propiedades físicas importantes de la roca, introducen en muchos problemas de ingeniería.

La relación que existe entre la parte operativa de un trabajo de ingeniería geológica y la parte de integración de los datos, concluye con la parte interpretativa, a fin de establecer el modelo geológico del terreno.

Más tarde, durante la construcción, seguirá en consecuencia, la retroalimentación de la información geológica en campo, con los datos geológicos nuevos que se van obteniendo durante las excavaciones de la obra en construcción, se llega a afinar dicho modelo geológico en cada porción de la obra y se requiere vigilar esta retroalimentación en los sitios de riesgo geológico y de tratamiento especial de la roca en el desarrollo constructivo por cada elemento del proyecto civil.

Habrà diferentes fases de elaboración de informes geológicos que corresponden etapas o niveles de estudios de: identificación, gran visión, prefactibilidad y factibilidad; que son etapas de la ingeniería preliminar del proyecto, para seguir posteriormente al diseño y a la geología de la construcción, en los dos últimos casos, servirá también para dejar ejemplos de metodología y experiencias, y seguir enseñanzas en otros proyectos. Habrá que hacer una memoria final de la obra.

Durante este trayecto, habrá que hacer muchas reuniones con los ingenieros civiles, algunas serán sesiones de trabajo, incluyendo visitas al campo y se deberán ejecutar primero con los proyectistas, después con los ingenieros de diseño y finalmente con los constructores, acompañando en cada período, los planos, mapas, croquis e informes geológicos parciales y finales que permitan una intercomunicación continua y una transmisión de datos importantes. El geólogo deberá insistir durante esas juntas, en que se tomen en cuenta los rasgos que constituyen marcado riesgo geológico y no se debe omitir el tipo de datos de riesgo, que posteriormente pueden ser más costosos al ingeniero civil en tiempo y dinero durante la construcción. Tampoco debe presentar

indefiniciones geológicas que sólo causen confusión. Debe recomendarse: implementar de inmediato las acciones de campo que la metodología y técnica geológica proporciona, para eliminar indefiniciones. Debe trabajar en equipo y abiertamente con otros geólogos e ingenieros civiles, ambos responsables del trabajo en el proyecto, con las supervisiones continuas de campo, con los ejecutivos que toman decisiones a diferentes niveles, en juntas internas, que permitan el establecimiento de discusiones técnicas que sirvan para aclarar criterios sobre eventos geológicos inciertos y obtener la claridad y caracterización de la roca, para presentarla al ingeniero civil y revisar que éste actúe en función de la eliminación del riesgo geológico y la recomendación del tratamiento de la roca al constituirse el proyecto.

Las características del terreno más vigiladas desde la planificación del proyecto hasta su construcción son: las formas topográfico-geológicas, la composición, la dureza o no de la roca, la compacidad y las estructuras: fracturas, estratificaciones y fallas, etc., denominadas: discontinuidades. Sus orientaciones, frecuencia, agrupación; separando las de mayor magnitud de los sistemas locales. Estas últimas, todas ellas, presentan decenas de detalles particulares: separación, rugosidad, tipo de relleno; por cementación de geles silíceos, o carbonato de calcio, o por rellenos de arcillas, limos, areniscas finas, etc., sus combinaciones y demás rasgos constituyen las características del macizo rocoso. Trabajar con metodología para su análisis, clasificación, graficación y explicación al ingeniero civil.

Cuando se inicia un levantamiento o cartografía geológica en el sitio, no debe tratar de aplicarse los conceptos de ingeniería inmediatamente, desconociendo todavía la geología del lugar, más bien debe procederse con la metodología geológica que proporciona esta disciplina como ciencia aplicada. Posteriormente se traducen los datos a términos de ingeniería geológica, de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, con parámetros físicos que definan cuantitativamente el macizo rocoso para su tratamiento, si éste es necesario. Para nosotros hay una serie de eventos geológicos que se tienen que identificar, cartografiar, analizar e interpretar y una vez comprendido el marco geológico y bien interpretado, se aplicarán los conceptos ingenieriles que expliquen y cuantifiquen clara y sencillamente los datos de composición de la roca y los eventos estructurales, así mismo el modelo geológico para el proyecto civil que se pretende desarrollar en ese sitio.

Durante todo el tiempo que se está trabajando en los estudios, se deben realizar: análisis, identificaciones e interpretaciones del subsuelo y mediante la retroalimentación de los datos nuevos, obtenidos con la perforación y excavaciones, afinar los parámetros cualitativos que cubran las necesidades del proyecto.

Organizadamente se deben ejecutar los estudios, empezando con la

reunión de los datos requeridos, mediante operaciones de campo y por agrupación de actividades en niveles de estudio, en los cuales intervienen todas las disciplinas de ingeniería preliminar del proyecto, y de la que se transita hacia la ingeniería de diseño del proyecto por construir.

Al término de alguno de esos niveles de estudio, podrá cancelarse un proyecto, por lo menos en el sitio estudiado, si la roca no permite cimentar y plantar en ella las obras proyectadas, no en las condiciones planteadas originalmente, buscando en la vecindad otro sitio, podrá reanudarse el estudio en donde se observen mejores condiciones que las del sitio anterior. En caso de que los resultados del estudio sean óptimos o permitan readecuar el proyecto, se pasará al siguiente nivel de estudio, del que se obtendrá mayor detalle y mejor conocimiento del subsuelo.

**ETAPAS DE ESTUDIO Y DE EXPLORACION GEOLOGICA
PARA PROYECTOS HIDROELECTRICOS**

ETAPA	OBJETIVO	RESULTADO	CONFIABILIDAD	INFORMACION
<p>A IDENTIFICACION</p> <p>1.- Información previa</p> <p>2.- Reconocimiento aéreo.</p> <p>3.- Sismotectónica</p>	<p><i>Localización e identificación de sitios posibles a desarrollar en una cuenca determinada.</i></p> <p><i>Análisis regional de provincias sísmicas.</i></p>	<p><i>Afinar la información de los sitios elegidos que sirvan para conocer con datos más precisos el potencial hidroeléctrico del país, la selección por prioridades en su potencial, servirá para continuar estudios a gran visión.</i></p>	<p><i>100% a nivel de gabinete. — Reconocimientos a nivel de campo. Parámetros de aproximación regional.</i></p>	<p><i>Datos en las cartas topográficas para el censo por cuencas, de los sitios potenciales de generación hidroeléctrica del país.</i></p>

**ETAPAS DE ESTUDIO Y DE EXPLORACION GEOLOGICA
PARA PROYECTOS HIDROELECTRICOS**

ETAPA	OBJETIVO	RESULTADO	CONFIABILIDAD	INFORMACION
<p>C PREFACTIBILIDAD</p> <p>2 c) <i>Exploraciones - mínimas necesarias del subsuelo.</i></p> <p>2 d) <i>Apoyos topográficos regionales y locales.</i></p> <p>2 f) <i>Geología del vaso (con apoyo en la geología regional previa).</i></p> <p>3.- <i>Estudios preliminares agrosocioeconómicos de afectación del vaso.</i></p>	<p>c) <i>Generalización de problemas geotécnicos.</i></p> <p>d) <i>Conocer las afectaciones agrosocioeconómicas y su costo generalizado.</i></p>	<p>IV <i>Localización y volumen potencial de los bancos de materiales.</i></p> <p>V <i>Geología general del vaso e interpretación geotécnica de éste.</i></p> <p>VI <i>Conocimiento de las afectaciones y su costo en forma preliminar.</i></p>	<p>60% de datos. 40% de interpretación.</p>	<p><i>Informe agrosocioeconómico preliminar, planos y juntas.</i></p>

**ETAPAS DE ESTUDIO Y DE EXPLORACION GEOLOGICA
PARA PROYECTOS HIDROELECTRICOS**

ETAPA	OBJETIVO	RESULTADO	CONFIABILIDAD	INFORMACION
C PREFACTIBILIDAD 4.- <i>Sismotectónica</i>	<i>Análisis de estructuras regionales, monitoreo con sismógrafos en la zona escogida para el anteproyecto.</i>	<i>Determinación de fallas activas e inactivas y -- afinación del potencial sísmico de la zona.</i>		<i>Informes trimestrales y juntas aclaratorias del riesgo sísmico.</i>

**ETAPAS DE ESTUDIO Y DE EXPLORACION GEOLOGICA
PARA PROYECTOS HIDROELECTRICOS**

ETAPA.	OBJETIVO	RESULTADO	CONFIABILIDAD	INFORMACION
<p>D FACTIBILIDAD</p> <p>1.- Estudio de detalle.</p> <p>1 a) Geología superficial de detalle con control topográfico.</p> <p>1 b) Exploración geofísica de detalle.</p> <p>1 c) Exploración directa del subsuelo con sondeos de diamante y excavaciones subterráneas.</p> <p>1 d) Exploración geofísica en excavaciones subterráneas para la obtención de módulos dinámicos.</p>	<p>Conocimiento del modelo geológico definitivo con la primera interpretación y determinación de las propiedades geomecánicas de la roca.</p> <p>Cualidades geotécnicas de embalse</p>	<p>Establecer con detalle el modelo geológico-geofísico del sitio y la caracterización geotécnica de la roca, incluyendo el embalse, para pasar al proyecto definitivo.</p>		

**ETAPAS DE ESTUDIO Y DE EXPLORACION GEOLOGICA
PARA PROYECTOS HIDROELECTRICOS**

ETAPA	OBJETIVO	RESULTADO	CONFIABILIDAD	INFORMACION
<p>D FACTIBILIDAD</p> <p>1 e) Interpretación del modelo geológico-geofísico.</p> <p>1 f) Estudio geotécnico del vaso.</p> <p>1 g) Evaluación de bancos de materiales y estudios de laboratorio de éstos.</p> <p>2.- Integración geológico-geofísica y reinterpretación.</p> <p>2 a) Interpretación geológica afinada</p> <p>2 b) Interpretación geofísica afinada.</p>	<p>Localización, ubicación y cubicación de los materiales de construcción.</p> <p>Reinterpretación del modelo geológico.</p>	<p>90% de datos</p> <p>10% de interpretación.</p>	<p>Parámetros locales de detalle para cada elemento del proyecto</p>	<p>Comunicaciones verbales y juntas con planos.</p> <p>Informe de factibilidad y planos.</p>

**ETAPAS DE ESTUDIO Y DE EXPLORACION GEOLOGICA
PARA PROYECTOS HIDROELECTRICOS**

ETAPA	OBJETIVO	RESULTADO	CONFIABILIDAD	INFORMACION
<p>D FACTIBILIDAD</p> <p>2 c) <i>Interpretación y reinterpretación del macizo rocoso y su caracterización geotécnica.</i></p> <p>3.- <i>Anteproyecto de obra civil en diseño.</i></p> <p>3 a) <i>Exploración directa del subsuelo por elemento de obra.</i></p> <p>3 b) <i>Exploración geofísica para geomecánica por elemento de obra.</i></p>	<p><i>Factibilidad del proyecto.</i></p>			

**ETAPAS DE ESTUDIO Y DE EXPLORACION GEOLOGICA
PARA PROYECTOS HIDROELECTRICOS**

ETAPA	OBJETIVO	RESULTADO	CONFIABILIDAD	INFORMACION
<p>D FACTIBILIDAD</p> <p>3 c) Interpretación de problemas geotécnicos específicos.</p> <p>4.- Estudio agrosocioeconómico de afectaciones.</p> <p>5.- Estudio sismotectónico y determinación del riesgo sísmico del sitio.</p>	<p>Conocer las afectaciones en forma detallada y su costo.</p> <p>- Análisis tectónico regional.</p> <p>- Detalle sismológico y de riesgo sísmico del proyecto.</p> <p>- Valor de aceleración del sitio.</p>			<p>* Justificación de los levantamientos geológicos regionales. Restringidos en área, tanto como lo juzgue conveniente la Jefatura del Departamento de Geología de Proyectos Hidroeléctricos.</p> <p><u>NOTA:</u> El mayor porcentaje de la información que contiene esta tabla, se obtuvo del "Manual Preliminar para Exploraciones en sitios para Proyectos Hidroeléctricos", de abril/83.</p> <p>Algunas adiciones están sugeridas por la Zona Pacífico-Norte.</p>



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO:

TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992

IMPACTO ECOLOGICO DE LAS OBRAS DE INGENIERIA CIVIL

ING. CARLOS LECANDA TERAN

PALACIO DE MINERIA

CONTENIDO

I INTRODUCCION

II MARCO DE REFERENCIA

**III PRINCIPALES IMPACTOS ASOCIADOS AL
DESARROLLO DE APROVECHAMIENTOS
HIDROELECTRICOS**

**IV EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL
EN LA PLANEACION DE APROVECHAMIENTOS
HIDROELECTRICOS**

V CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

I INTRODUCCION

La noción de que el desarrollo económico es necesario para resolver problemas de bienestar de la población y mejorar su ambiente y calidad de vida en diversos sentidos tiene ya muchos años. Sin embargo, la noción de que el desarrollo también puede producir un impacto negativo sobre la salud humana y su ambiente es relativamente reciente. Es quizás hace apenas dos décadas, -- con las conclusiones de la Conferencia de Estocolmo que ayudó a lanzar el Programa Ambiental de las Naciones Unidas-- cuando se empieza a cuestionar el tipo de desarrollo y tecnología que se está empleando en los países desarrollados, debido al surgimiento de fenómenos de contaminación, generación de desperdicios, agotamiento de los recursos, etc.

La experiencia internacional ha demostrado que en particular los grandes proyectos de desarrollo, tales como los aprovechamientos hidroeléctricos, pueden producir impactos negativos considerables, incluso equiparables a la proporción de los beneficios esperados. Es necesario, por tanto, identificar anticipadamente las acciones que minimicen los impactos negativos y maximicen los benéficos, para lo cual se requiere, entre otros aspectos, de una conciencia profesional que independiente de su especialidad, reconozca al ambiente como parte integral de su proyección técnica y personal, que los próximos retos a vencer no permiten individualismo técnico, ni desarticulación del medio natural.

Debemos reflexionar, entonces, cuales serán nuestras nuevas expectativas de crecimiento y desarrollo, y si éstas deberían de estar fundamentadas en el conocimiento de nuestro ambiente, en la interdisciplinariedad profesional y en la identificación plena de la aparición y prevención de impactos nocivos.

II MARCO DE REFERENCIA

1.- Desarrollo, Modernidad y Medio Ambiente

El desarrollo se ha definido de muchas maneras, una de ellas es considerarlo como la aplicación de recursos humanos, financieros, biológicos y físicos al ambiente con el fin de satisfacer necesidades y mejorar el nivel de vida. Al oír esta definición surge la pregunta : ¿Qué se quiere decir con necesidades humanas y con nivel de vida ?; ¿Qué significa ambiente?.

Si interrogáramos a un grupo heterogéneo de personas acerca de cuáles considerarían sus necesidades básicas, seguramente sus respuestas incluirían, entre otras, la siguiente lista:

- Salud (nutrición adecuada; bienestar físico, social y mental);
- Educación
- Seguridad (personal; laboral)
- Protección (personal; territorial)
- Necesidades espirituales (religión; confianza en sí mismo)
- Vestido (protección de los elementos; ropa adecuada)

Un mínimo de cada una de estas categorías se requiere para que la vida humana continúe; mejorarlas implica elevar el nivel de vida, es decir, desarrollo. De esta manera, se excluyen como parte del desarrollo a acciones que en el nombre del progreso cambia el ambiente sin fomentar el bienestar humano (Saunier, 1985).

Por su parte, el uso inadecuado de la palabra ambiente ha contribuido a la confusión del papel que juega la ecología en el desarrollo. El diccionario es de poca ayuda ya que encontraremos una definición similar a esta: "Ambiente.- conjunto de circunstancias que rodea a la situación o pasado de una persona o

cosa". Para ser más precisos y dentro del contexto que nos ocupa, debemos de hablar de dos clases de ambientes (Roberts y Roberts, 1984):

- a) el natural, con poca intervención humana
- b) el artificial, que son las áreas urbanas, agrícolas e industriales

Ambas son unidades de organización arbitrariamente definidas, compuestas de elementos vivos y no vivos que interactúan entre sí de acuerdo a ciertos patrones. Consecuentemente, en realidad estamos hablando de ecosistemas.

Los ecosistemas se modifican durante el desarrollo. Pero no es tan sólo la transformación económica, o el manejo de fuentes de agua, ni la imposición de tecnologías modernas en agricultura. Desarrollo es la manipulación de las interacciones y relaciones entre los componentes (estructura) y procesos (función) de los ecosistemas (Ward, 1978).

El sustento del hombre depende de la capacidad de la naturaleza para proveer bienes y servicios. A su vez, tal capacidad está determinada por la estructura y función o, en otras palabras, el "estado de salud" de los sistemas ecológicos.

Aquí es donde la ecología, como ciencia aplicada, juega un papel importante en el progreso. La ecología se encarga de estudiar a los ecosistemas y de esta manera pone a disposición de gobiernos y personas interesadas los conceptos y medios necesarios para evitar la destrucción de la naturaleza y el descenso del nivel de vida (Bojórquez, 1988).

Actualmente vivimos la más grave crisis ambiental de la historia. Esta aseveración, que pudiera sonar alarmista o catastrófica, no debe resultarle tal a la gente medianamente informada sobre el estado en que se encuentra nuestro medio ambiente.

La polución atmosférica, la contaminación de aguas continentales y oceánicas, la destrucción de selvas y bosques, el incremento de la desertización, la desaparición o amenaza de exterminio de numerosas especies de animales y plantas a causa de la depredación humana, la pérdida alarmante de suelos cultivables, particularmente en el llamado Tercer Mundo, el aumento incesante de la demanda de alimentos como fruto del acelerado crecimiento demográfico, la generación y uso de energía contaminante y nociva para la vida, y el incremento en la producción y tráfico clandestino de desechos tóxicos producidos en industrias y hogares, más otros problemas no tan evidentes pero similares o más graves que los antes mencionados (como los agujeros en la capa de ozono y el incremento de la temperatura planetaria), bastan para darnos una rápida idea de las descomunales dimensiones que va adquiriendo el que para muchos analistas, es el problema más grave que deberá enfrentar la humanidad en el próximo siglo: el deterioro del medio ambiente y las posibilidades de supervivencia digna de la vida en la tierra (J. Riojas, 1991).

Actualmente, la conciencia de la gravedad de la situación va avanzando en diversas latitudes. En prácticamente todos los países del llamado Primer Mundo existen reglamentos y leyes sobre aspectos ambientales, que se observan con suma rigurosidad; en el mundo "subdesarrollado", donde el deterioro ambiental va de la mano del empobrecimiento dramático de la mayoría de sus habitantes, la preocupación por los problemas ambientales ha crecido notablemente en los últimos años; organismos internacionales como la ONU, ha logrado generar una serie de acuerdos y tratados internacionales sobre cuestiones de medio ambiente.

Sin embargo, en la vida cotidiana y en las políticas nacionales que se comienzan a instrumentar, parece ser que el diagnóstico sobre el origen y las soluciones para este tipo de problemas se ubican en un plano sumamente superficial. En más de una ocasión, la idea de que el deterioro ambiental es consecuencia de actitudes personales irresponsables, o de que basta apelar a la buena conciencia de los individuos o a reglamentaciones paliativas

para darle solución al asunto, no dejan ver el verdadero trasfondo de la grave crisis.

Por otro lado, en el medio académico como en algunas instituciones políticas y sociales, se viene generando una reflexión que pretende lograr un acercamiento distinto, tanto al conocimiento del origen de los problemas de medio ambiente, como al planteamiento de alternativas que vayan a la raíz de los mismos y sean viables. La matriz de la cual se parte para efectuar este tipo de análisis es de la crítica de la modernidad occidental y del particular modelo de desarrollo que, con diversas variables, se ha venido instrumentando en prácticamente todo el mundo.

En este contexto, la modernidad es entendida como esa etapa de la civilización occidental que se consolida como forma cultural hegemónica hacia el siglo XVIII. Siguiendo la caracterización que hace José María Mardones de la modernidad, podríamos sintetizar sus principales rasgos en los siguientes puntos:

- a) Un proceso de racionalización en el que se va configurando un tipo de hombre orientado al dominio del mundo, con un estilo de pensamiento formal, una mentalidad funcional, un comportamiento austero y disciplinado, y motivaciones morales autónomas, junto con un modo de organizar la sociedad alrededor de la institución económica y la burocracia estatal.
- b) Un centro productor de relaciones sociales: la economía. La religión, que tradicionalmente había ocupado este lugar, es desplazada hacia la periferia y se recluye, cada vez más, en la esfera privada.
- c) Una razón que muestra varias dimensiones o esferas (ciencia, moral, arte, política) que tienen su propia autonomía. Cada vez parece más difícil la posibilidad de una unificación e incluso de una interacción mutua.

- d) Una de estas dimensiones de la razón, la científico-técnica, adquiere un privilegio social que tiende a oscurecer la validez de las demás dimensiones de la razón. La razón tiende a confundirse con la razón científico-técnica.
- e) Un tipo de hombre celoso de su autonomía individual, pero con manifestaciones ambivalentes de hiperindividualismo narcisista.

Aunada a estas características distintivas de modernidad, se encuentra otra dimensión más profunda y conformadora de lo que es la cultura occidental; esto es, la idea de la historia como progreso. En esta tradición, el sentido de la historia es entendido como un incesante e ilimitado avance, tanto de las facultades humanas para conocer el mundo que lo rodea, como el dominio y control que pueda tener de éste en función de satisfacer sus necesidades materiales y espirituales.

Como derivación casi necesaria de todo lo anterior, un concepto más concreto y más pragmático se va adueñando de las utopías y de los sueños de los modernos: el desarrollo. Particularmente en el mundo de la economía y del poder, la idea del progreso se va convirtiendo en sinónimo de desarrollo.

Así, la idea de desarrollo como crecimiento ilimitado, se ve potenciada por la utilización de la ciencia y de la técnica como mediadora de la relación entre los hombres y la naturaleza. Surge entonces con toda su fuerza y su impresionante sujeción de la naturaleza y dominio del mundo, la sociedad industrial. Aquí encontramos el punto que nos conecta con el problema central de esta pequeña reflexión; es decir, el tipo particular de relación que se establece entre hombre y naturaleza en la modernidad, y las consecuencias que esto tiene para el medio ambiente y la calidad de vida de los hombres.

Hábermas, reubica la técnica dentro del ámbito de lo social. A partir de esta nueva concepción, la "acción técnica" o

"razón instrumental" resulta de un conocimiento racional y un quehacer científico que buscan el apoyo al subsistema productivo. Una de las maneras de caracterizar esta "racionalidad técnica", es viendo la forma en que ésta se apropia de los objetos; apropiación que puede llevar a la destrucción de los mismos, como es el caso de la naturaleza y del ambiente. En las sociedades industrialistas -- tanto en su vertiente capitalista como socialista-- se genera una "imagen" de la naturaleza como fuente ilimitada de recursos que sirven para satisfacer los proyectos de desarrollo y crecimiento de este tipo de sociedades.

A esta tendencia, de la que resulta una relación depredadora de la naturaleza, se suma otro problema adicional que se puede reconocer fundamentalmente en las sociedades capitalistas: la desigual distribución de la riqueza, generada por esta acción transformadora y en ocasiones destructora de la naturaleza, entre los mismos seres humanos. Aquí nos encontramos con que los sistemas de distribución social de la riqueza, que en estas formaciones tienden a crear una polarización entre abundancia y miseria, son también fuente importante de degradación ambiental. Estamos hablando de un sistema económico de dimensiones planetarias, en donde todos los países están de alguna manera interrelacionados.

Para poder satisfacer las necesidades (artificiales) de hiperconsumo de las sociedades industrializadas del mundo capitalista, es menester someter los limitados recursos naturales de la tierra a una sobreexplotación que los va degradando. Esto ocurre, en buena medida, a costa de los recursos naturales de los países del llamado Tercer Mundo que gravitan en la órbita de control de los países desarrollados. Se considera que si todo el mundo tuviera los niveles de consumo promedio de la sociedad estadounidense, sería necesario sobreexplotar a tres planetas Tierra para lograrlo.

Por otro lado, los niveles de pobreza en que se encuentran cada vez más seres humanos --sobre todo en Africa, Asia y América Latina-- provocan que estos mismos individuos se vean orillados a realizar prácticas, sobre todo agrícolas, gravemente

depredadoras como la tala de bosques tropicales, la explotación excesiva del suelo, el sobrepastoreo y otras actividades agresivas al medio ambiente. Estas son resultado de una situación económica, social y política que ha tenido como resultado el empobrecimiento de grandes masas humanas. El hambre y la desesperación de estos grupos contrastan con la opulencia y el desperdicio de los beneficiarios del desarrollismo industrialista.

En síntesis, tenemos que la modernidad, además de ser por sí misma una forma cultural que porta una racionalidad sumamente agresiva contra el medio ambiente, ha generado tal polarización mundial entre despilfarro y miseria, que agrega un componente más a su característica depredadora. De aquí resulta que son dos los niveles de los retos que tenemos que enfrentar para rescatar al planeta de la catástrofe ambiental; por un lado, crear formas alternativas de producción que eliminen la posibilidad de aniquilación de los recursos y que puedan satisfacer las necesidades de la población; y por otro, encontrar alternativas de distribución de la riqueza que eviten el consumismo y la miseria que llevan a prácticas destructoras del medio ambiente.

El inmenso desafío es la "invención" de una cultura alternativa que ponga en el centro del sentido del hombre valores menos mezquinos que el crecimiento, el productivismo, el eficientismo y el enriquecimiento a ultranza. Se requiere poner en el centro de los valores una imagen del hombre más solidaria, fraternal y afectiva que contemple la relación con la naturaleza como un aliado a respetar y no como un enemigo a vencer (Riojas, 1991).

El panorama hasta ahora presentado es posible que se considere como muy alarmista; sin embargo, son innegables las alteraciones negativas que el hombre ha ocasionado en el medio ambiente, la dificultad de encontrar soluciones que reviertan su acción destructiva cotidiana, la escasez de recursos para implementar algunas medidas indispensables y la dificultad de romper con los intereses económico-políticos de las grandes sociedades de consumo en beneficio del interés colectivo del hombre y de su ambiente.

III. PRINCIPALES IMPACTOS ASOCIADOS AL DESARROLLO DE APROVECHAMIENTOS HIDROELECTRICOS

Organismos internacionales de asistencia técnica y financiera para proyectos de desarrollo, clasifican en forma preliminar las fuentes de energía conforme a sus implicaciones ambientales, en diez categorías (Goodland, 1989) (Fig. 1).

Conforme a esta clasificación, consideran que la hidroelectricidad representa una de las más importantes formas de generación, que además de utilizar recursos renovables, sus impactos, aunque "considerables", pueden preverse y mitigarse. Para ello, es necesario implementar una serie de acciones que identifiquen y aborden los problemas ambientales de estos proyectos.

A nivel nacional e internacional, los principales impactos que se han asociado a la construcción de aprovechamientos hidroeléctricos son los siguientes:

+ **Modificación del paisaje.**- Las modificaciones son causadas a la vez por la presencia de la cortina y por el vaso que ésta genera. Dadas las dimensiones de las presas, cualquiera que sea el tipo de ellas, constituyen un gran obstáculo en el valle, del cual ocultan más o menos las perspectivas. Ya que es importante hacer olvidar su presencia, es necesario esforzarse para integrarlas al sitio y para que su aspecto sea lo más aceptable. En lo que respecta a su masa y configuración, sabemos que depende de las condiciones locales y de reglas técnicas, pero las obras complementarias (casa de máquinas, tuberías a presión, subestaciones, talleres, etc.) pueden conciliar en gran armonía con el medio y con los imperativos de seguridad y economía.

CLASIFICACION AMBIENTAL DE LAS FUENTES DE ENERGIA

<u>ORDEN</u>	<u>FUENTE</u>	<u>COMENTARIOS AMBIENTALES</u>
1	Conservación	Mayor eficiencia en la generación, transmisión, distribución y uso de la energía. Ello significaría un menor impacto ambiental.
2	Solar	Utilizada a nivel doméstico con potencial poco realizable, bajo impacto y descentralizada.
3	Foto-voltáica	Bajo impacto, fuente creciente de energía que mejora su competitividad rápidamente.
4	Viento y oleaje	(Inclusive las mareas), bajo impacto, en crecimiento y fuente descentralizada.

1-4 Relativamente libres de problemas ambientales

RENOVABLES

5	Geotermal	Disposición de condensados tóxicos (por ejemplo por reinyección). No siempre es totalmente renovable.
6	Biomasa	Se asocia con problemas de deforestación, erosión y manejo de afluentes. Con uso actual a nivel doméstico.

5-6 Algunos problemas, pero previsibles o mitigables

7	Hidroelectricidad	Problemas mayores pero previsibles y mitigación con mayor esfuerzo que en el presente (por ejemplo el manejo de
---	-------------------	---

destinados a la descomposición y puede conducir a la eutrofización de la superficie. Por el contrario, la acción del aire y del sol sobre grandes superficies favorece la destrucción de la mayoría de los microorganismos que causan enfermedades infecciosas de origen hídrico, a pesar de que las capas superficiales de los embalses tienen generalmente una mejor calidad bacteriológica que la del río que los generó.

Aguas abajo del embalse, la calidad del agua depende del nuevo régimen que le impone la presencia de la obra. Las diferencias con respecto al estado inicial, inciden principalmente sobre los siguientes puntos:

A la sucesión de avenidas y estiajes, inalterable pero aleatoria con el tiempo, le siguen escurrimientos modulados en función de las políticas de operación que tenga una central eléctrica y que pueden ser contrarias a las leyes naturales, mayores en verano que en invierno.

Las diferencias de temperatura estacionales se atenúan gracias al efecto regulador del embalse, que se hace sentir sobre una distancia variable según el gasto que pase hacia aguas abajo.

Los aprovechamientos hidroeléctricos pueden provocar modificaciones de los circuitos hidráulicos, debido a la transferencia de agua hacia otras cuencas o bien por desfogues muy alejados de la presa, lo que reduce en proporciones, a veces considerables, el gasto en el río aguas abajo de la cortina.

La sedimentación del gasto sólido en el vaso, reduce generalmente lo turbio del agua que se

restituye al río, si ésta no es tomada muy cerca del fondo. Por el contrario, el agua soltada por las descargas de fondo está cargada de lodos, lo que es en ocasiones fatal para la vida acuática río abajo.

+ **Impacto en la fauna piscícola.**- Toda presa suficientemente alta para transformar el escurrimiento superficial y turbulento del río en una superficie de agua inmóvil y profunda, modifica totalmente la biocenosis en toda la zona inundada. Se crea, en efecto, un medio muy diferente del original que presenta disimilitudes notables con el de un lago natural de dimensiones similares.

De manera general, se puede constatar que un lago artificial conserva del río aprovechado solamente las especies capaces de adaptarse a las nuevas condiciones biológicas.

Las variaciones del nivel del agua con la planta en operación producen una zona de "marea" generalmente pobre en plancton y por otro lado, poco favorable para la reproducción de la mayoría de las especies.

Para evitar o limitar los efectos negativos de la construcción de una presa en la fauna piscícola, se puede planear la introducción de nuevas especies que sustituyan a aquéllas que están destinadas a desaparecer. En algunos países se ha equipado a las presas con un dispositivo (escaleras, esclusas, elevadores, etc.) que permite el paso de especies migratorias, como los salmónidos, para continuar su ciclo de reproducción. Sin embargo, estos dispositivos no han tenido resultados satisfactorios, ya que consumen cantidades no despreciables de agua, además de ser costosos. Lo que se hace en

que corresponda a las áreas circundantes de traslado. Particularmente en las áreas tropicales la avifauna sufre grandes reducciones de especies con ligeras alteraciones de su hábitat vegetal. Al mismo tiempo se crea un nuevo hábitat propicio para la fauna silvestre semiacuática: patos, gansos y cocodrilos, entre otros.

El desarrollo de cierta vegetación, flotante y enraizada, en las zonas propicias de los lagos artificiales, favorece la afluencia de aves acuáticas sedentarias que pueden encontrar ahí refugio y comida. Para facilitar la población de aves, se han desarrollado reservas naturales en ciertos embalses en operación.

Los animales terrestres son evidentemente molestados en sus hábitos por la creación de grandes superficies de agua que los expulsan de una parte de su territorio y además obstruyen los puntos de paisaje que solían utilizar para atravesar el río. Puede entonces sentirse un efecto de concentración en las zonas vecinas con las consecuencias que generalmente esto produce. En realidad, se debe considerar que esas consecuencias no son esencialmente diferentes que las que produce, en cualquier parte del mundo, la reducción de espacios naturales debida a la urbanización e industrialización.

+ **Efectos sociales.**- Con cierta frecuencia sucede que la implementación de una planta hidroeléctrica requiere el desplazamiento de grupos de población, quienes se ven así forzados a abandonar las áreas en que viven y trabajan para radicarse en otros lugares. Tal relocalización origina una significativa dislocación económica y cultural, tanto entre los individuos directamente afectados como en el medio social de las comunidades aledañas.

Las grandes presas frecuentemente implican pérdida de tierras cultivables, que son cubiertas por las aguas. Se pierde entonces una capacidad de producción de alimentos, vegetales y animales, la que puede recuperarse o restituirse con acciones adecuadas.

La importancia de este impacto depende de la densidad de población de la zona afectada y de la disponibilidad de las tierras cultivables, lo que determinará tanto la posibilidad de reasentar a la población desplazada en nuevas zonas agrícolas, como de recuperar la capacidad de producción perdida. Por otro lado, la construcción de embalses modifica las condiciones naturales del área y con ello las condiciones de vida de la población y los patrones de desarrollo.

Para minimizar o revertir estos efectos negativos de la relocalización, se requiere la formulación de una política adecuada y la sistemática implementación de acciones consecuentes con tal política, aspectos que se comentaron anteriormente.

IV EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL EN LA PLANEACION DE APROVECHAMIENTOS HIDROELECTRICOS

Una vez que se ha destacado la importancia y potencial de esta forma de generación de energía eléctrica ("Metodología para la identificación, en sus diversas etapas, de centrales generadoras"), y sus implicaciones ambientales, se describirán los elementos generales que se consideran para su evaluación y los estudios ambientales que actualmente se realizan en la etapa de planeación de los proyectos.

En nuestro país, los aspectos que inicialmente se consideraron en la planeación de un aprovechamiento hidroeléctrico, fueron principalmente aquéllos que se relacionaban con la reubicación de las poblaciones, restitución de viviendas e indemnización de tierras y cultivos, sin tener una clara conciencia de las repercusiones ambientales y sociales de la obra.

La integración de organismos como las Comisiones del Papaloapan, Balsas, etc., que hicieron intervenir a diversas dependencias como la Comisión Federal de Electricidad y el Instituto Nacional Indigenista, entre otras, propició un análisis integral de las poblaciones y el ambiente, enfatizando la realización de estudios socioeconómicos, étnicos, agronómicos y ecológicos cada vez más completos (Mc Mahon, 1973; Ewell, 1980).

Posteriormente, algunos hallazgos arqueológicos reportados durante la construcción de proyectos como "La Villita", "Infiernillo", "El Caracol", etc., se convirtieron en un elemento más a considerar en la planeación de proyectos.

Por lo que respecta a las variables ambientales, éstas fueron tomándose en cuenta en forma aislada, toda vez que se reconocieron y asociaron con pérdida de recursos para las poblaciones o bien, como elementos que obstaculizaban el aprovechamiento del embalse (Poleman, 1964).

A partir de lo anterior, la conceptualización ambiental evolucionó de tal forma que cada vez fueron incluyéndose un mayor número de variables ambientales, además de adoptarse continuamente elementos de juicio más significativos para la evaluación de este tipo de proyectos.

Actualmente, dentro de la legislación nacional, la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, en su Reglamento en Materia de Impacto Ambiental, establece los requerimientos de información para formular la Manifestación de Impacto Ambiental, que representa el instrumento por medio del cual se valora el proyecto por parte de la SEDUE y se emite la "Resolución Ambiental" del mismo. Estos requerimientos comprenden fundamentalmente los siguientes aspectos:

- Descripción de la Obra, señalando las características del proyecto, criterios para la selección del sitio y actividades a realizar para la preparación del mismo, así como la construcción, operación y mantenimiento de la obra.
- Caracterización del Medio Natural, abarcando la descripción y análisis de los componentes climatológicos, geológicos, hidrológicos, edafológicos y biológicos (flora y fauna acuática y terrestre) del área y zona de influencia del proyecto.
- Caracterización del Medio Socioeconómico, determinando las particularidades de la población involucrada y sus indicadores socioeconómicos de salud, educación, alimentación, etc. Esta caracterización también incluye el análisis de la economía regional.
- Identificación de Impactos de la Obra, tanto en el ambiente como de los cambios sociales y económicos por la reubicación de poblados y reestructuración de actividades productivas.

- Descripción de Escenarios, analizando las perspectivas de desarrollo del área con o sin la presencia de la obra.
- Diseño de las Medidas de Prevención y Mitigación de los Impactos Adversos de la Obra, en el que se considere la conservación y mejor aprovechamiento de los recursos naturales.

En otro aspecto, cabe señalar que a nivel internacional, desde el inicio de la década de los sesentas, se han venido promoviendo estudios ambientales precisos para este tipo de proyectos, además de diseñarse lineamientos específicos para el tratamiento de aspectos particulares, tales como: grupos étnicos (Goodland, 1984), reasentamientos humanos, (Cernea, 1988), calidad del agua en los embalses (Garzón, 1984), áreas silvestres y biodiversidad (Ledec, 1988), etc.

Durante la etapa de planeación, la Subgerencia de Anteproyectos de la Comisión Federal de Electricidad, realiza estudios de Afectaciones, Reacomodos y Ecología en cada uno de los proyectos en estudio; para ello cuenta con una Disciplina a nivel central y Grupos Regionales interdisciplinarios integrados por especialistas en las áreas de biología, agronomía, arquitectura, arqueología y antropología.

El avance en los estudios que se realizan en los niveles de Identificación, Evaluación, Prefactibilidad y Factibilidad permite la obtención de datos específicos y el análisis cada vez más profundo de los diversos aspectos técnicos, económicos, sociales y ambientales de los proyectos. En cuanto a los aspectos ambientales, aunque para cada nivel se han establecido actividades, fuentes de información y metodologías específicas, el procedimiento en forma esquemática abarca el diagnóstico del medio natural y socioeconómico, la identificación de impactos, formulación de propuestas y evaluación económica (Fig. 2). Como se indica en dicha figura, estos trabajos se inician con la revisión cartográfica y consulta documental en distintas dependencias e

PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL DE UN APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO

DIAGNOSTICO

	Localización, Topografía, Geología, Geomorfología, Hidrología, Climatología, etc.
MEDIO NATURAL	Suelo.- Origen, clasificación, uso actual y potencial. Flora y fauna.- Características generales y especies económica y ecológicamente importantes. Hidrobiología.- Calidad del agua y ecosistema acuático.
MEDIO SOCIOECONOMICO	Infraestructura.- Vivienda y servicios públicos. Relaciones políticas y comerciales.

IDENTIFICACION DE IMPACTOS

MEDIO NATURAL	Terrestre Acuático
MEDIO SOCIOECONOMICO	Estructura social Uso y manejo de los recursos Tierras, cultivos y bienes en general Medios y modos de producción

FORMULACION DE PROPUESTAS

REACOMODO DE
POBLACION

Nuevos centros de población
Restauración de las relaciones sociales
Esquema de actividades productivas

REESTRUCTURACION
DEL SISTEMA
PRODUCTIVO

Dotación de infraestructura para el
desarrollo agrícola, pecuario, artesanal,
comercial, pesquero, etc.

CONSERVACION DE
LOS RECURSOS
NATURALES

Reforestación, creación de viveros,
selección de especies silvestres, rescate
de fauna, etc.

EVALUACION ECONOMICA

INDEMNIZACIONES

Valor de restitución de los bienes por
afectar.

INVERSIONES

Nuevos centros de población,
actividades productivas y medidas de
conservación del ambiente.

instituciones de investigación. Posteriormente, se realizan reconocimientos de campo y se programan muestreos sistemáticos de suelo, agua y vegetación. También se obtiene información con los pobladores para conocer su estructura socioeconómica y forma de utilización de sus recursos.

Aparte de lo anterior, se identifican los eventuales sitios de interés arqueológico, histórico y en general aquello que forme parte del patrimonio cultural del país.

Una vez que se cuenta con el diagnóstico y el análisis integral del área de estudio, se identifican los impactos potenciales sobre el medio natural y socioeconómico. Conforme a ello y considerando el uso potencial de los recursos y del embalse, se formulan propuestas para el reasentamiento de las comunidades, reestructuración de su economía y conservación del equilibrio ecológico.

Para la evaluación económica de las afectaciones, a partir de la etapa de prefactibilidad, se van considerando tabuladores cada vez más específicos para los bienes que se evalúan (tierra, árboles frutales, caminos, infraestructura, servicios, etc.), considerando la región o el estado que corresponde a la ubicación del proyecto.

Recientemente, y como una inquietud generalizada, en varios países se analiza la necesidad de distinguir e incorporar los costos ambientales desde la planeación, por lo que actualmente ya se cuenta con algunas referencias para evaluar económicamente las medidas de mitigación de los impactos ambientales (ICOLD, 1988; Christensen, 1986).

La parte final de este procedimiento incluye las observaciones sobre los estudios específicos a realizar y se destacan los aspectos que deberán analizarse cuidadosamente en las etapas de diseño y construcción del proyecto que se trate; asimismo, se realiza una calendarización de actividades integrándolas al programa de conceptos principales de las obras.

perjudiciales y propiciando condiciones favorables para el ambiente y las poblaciones de cada proyecto.

Por último, es necesario destacar que aún y cuando el proceso de planeación procure contemplar e integrar la mayor parte de las variables ambientales y sociales que involucra un aprovechamiento hidroeléctrico, se debe reconocer que existen características muy específicas de cada región y de cada proyecto, por lo que siempre será necesario la reevaluación de diversos aspectos ambientales.

Sólo a través de este proceso de reevaluación continua de variables, y mediante la aplicación de medidas preventivas y correctivas para producir aproximaciones sucesivas hacia los propósitos del Plan, se tendrán mayores posibilidades de ejecutar en una forma realista y eficaz los procesos de reacomodo y de protección del ambiente.

BIBLIOGRAFIA

Bojórquez, T. y Ortega, R., 1988. Las evaluaciones de impacto ambiental. Centro de Ecología de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Cárdenas, A. et al., 1989. El ambiente en la planeación de proyectos hidroeléctricos en México. Inédito. C F E.

C.I.F.C.A. 1977. Tres casos de impacto ambiental. Aeropuertos-Embalse con central hidroeléctrica- Vertedero de residuos sólidos. Cuadernos del C.I.F.C.A. No. 4 Madrid, España. 116 pp.

E.C.O. 1984. Las represas y sus efectos en la salud. Ed. Centro Panamericano de Ecología Humana y Salud. 341 pp.

Sutton, B. y Harmon, P. 1987. Fundamentos de ecología. Ed. Limusa. pags. 25-26.

Thevenin, J. Las grandes presas frente a la defensa de los sitios y a la ecología.

Wetzel. 1981. Limnología. Ediciones Omega, S.A.

V CONCLUSIONES

Las necesidades de agua y energía de nuestro país, son tales que la construcción de aprovechamientos hidroeléctricos resulta inevitable en el mayor de los casos. No se trata entonces de discutir el principio de la construcción, sino de procurar que ésta no dañe gravemente al medio ambiente. Así los proyectos precedentes han hecho ver que estas obras podrían tener efectos desfavorables en un cierto número de aspectos y, por el contrario, consecuencias favorables en otras cuestiones. Debe entonces considerarse el balance entre aspectos positivos y negativos, en un estudio profundo de impacto, el cual es reglamentario desde hace algunos años. Es entonces siempre posible atenuar los primeros y desarrollar los segundos desde la concepción del proyecto, mediante la realización de programas cuyo costo, sin ser despreciable, resulta siempre bajo en comparación con la inversión total. El ingeniero, como principal responsable del proyecto de una presa, debe estar asistido por un cuerpo de especialistas calificados en las diferentes disciplinas que deben intervenir, si se desea que la obra por construir, siendo funcional y segura, no constituya una ofensa a la naturaleza, sino que pueda incluso mejorarla.



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MÓDULO:

TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992.

PLANEACION DE LAS OBRAS DE INGENIERIA CIVIL

ING. JESUS ANTONIO SANZ POLO

PALACIO DE MINERIA

APLICACION DEL MODELO TOPOLOGICO S P A LAS OBRAS DE CONSTRUCCION

EL SISTEMA DE PRODUCCION.-

Aislado, el sistema de producción, se puede representar a la manera de un diagrama de cuerpo libre, tal como se hace en los cursos de Mecánica.

Es en el sistema de producción (construcción propiamente dicho) donde se logra la consecución tangible de la finalidad de la empresa constructora, y en esta área donde, **con base en la planeación de los procesos constructivos**, se origina la proyección al futuro de todas las demás operaciones de la empresa. En las concepciones de los procedimientos y utilización de recursos se basa el aspecto probabilístico de la gestión empresarial (valuación de inversiones, rendimientos de la inversión, desembolsos futuros, etc.) **y es en esta área** donde en mayor grado se deben desarrollar sistemas de medición que sirvan para conocer el trabajo desarrollado (Función de Contabilidad).

De las salidas de información de este sistema se deben obtener aquellos datos concernientes al comportamiento de la planta de construcción, los cuales servirán para retroalimentar el mismo proceso, —encontrar divergencias y desviaciones,— y tomar decisiones correctivas. Toda la información convenientemente almacenada, servirá para alimentar la planeación de nuevos procesos constructivos.

La función de planear (hacer planes para la ejecución de la obra) en el sistema de producción, viene a ser la generadora de todo el conjunto de actividades del proceso constructivo y la base para la toma de decisiones en los altos niveles de dirección y en las demás áreas funcionales de la empresa.

EL PRESUPUESTO.-

El plan transformado en presupuesto, o sea su expresión numérica en unidades monetarias es la ruta que traza la empresa para lograr sus metas, una vez que entre las alternativas posibles ha escogido aquella que permita llegar con mayor probabilidad a cumplir con la función objeto. Los instrumentos de medición (función de control) le van a indicar durante el desarrollo del proceso al que conduce y las desviaciones al conocerlas, procederá a ejecutar las correcciones convenientes.

A nivel de alta dirección, la ruta es más difícil de trazar por la amplitud del panorama y la multiplicidad de alternativas; —se necesita no sólo habilidad y experiencia de quién maneja, sino también, más recursos y técnicas adicionales que permitan ver el panorama con más precisión, conceptos y métodos matemáticos adecuados para manejar el aspecto probabilístico de dichos problemas, todas ellas, herramientas que la Ingeniería de Sistemas trata de aportar a la Industria de la Construcción.

Los empresarios de la construcción, a diferencia de los empresarios de la industria manufacturera, no tratan con productos unitarios terminados sino con procesos para elaborarlos; solamente una obra de construcción terminada es un producto de esta industria. Tampoco pueden almacenar sus productos, ni se es propietario de ellos.

El producto es generalmente único; los conceptos y procedimientos difícilmente se presentan más de una vez.

Para cada proceso de construcción, deben diseñar e instalar su planta productora, por más que ésta sea una combinación de máquinas móviles y semi-fijas.

Las obras, por semejantes que parezcan, siempre son diferentes; los precios de venta (Catálogos de precios unitarios) para liquidar productos parciales, contienen — aún dentro del ámbito del mismo cliente — diferentes ingredientes y criterios de medición y pago. Así, por ejemplo, es frecuente en los catálogos de precios unitarios que el concreto estructural pueda contener en algunos casos el cemento y en otros casos no lo contenga; lo mismo sucede con los agregados y su acarreo; sucede lo mismo en la formación de terraplenes para caminos pues en algunos casos el concepto de pago incluye todas las actividades para realizarlo y en otros casos, se subdivide el precio en actividades simples y en materiales de construcción. Así por el estilo, podríamos citar muchos casos, para llegar a la presunción de que en la industria de la Construcción en general (excluyendo quizá la edificación en zonas metropolitanas), es bastante difícil hablar de precios y costos "standard" con los cuales se pudiera pronosticar con suficiente precisión el importe de un presupuesto.

EL PROYECTO DE PROCESOS DE CONSTRUCCION.-

De lo anterior, se antoja necesario que a semejanza de la industria fija, para cada obra por construirse, se formule una proyección o proyecto de Ingeniería para su elaboración, el cual no sería más que un proceso iterativo para la resolución de los problemas que plantea la construcción; ésta es la función de planeación dentro del sistema de producción de la Industria de la Construcción.

El **proyecto de construcción** es en todo caso, un proceso en el que se formulan planes, para la construcción de las obras, se diseñan procedimientos, métodos y plantas de producción, y se obtienen los presupuestos de gastos e inversiones que deben provenir (estos presupuestos), de la asignación de los recursos constructivos de todo tipo al proceso (maquinaria, materiales, obra de mano) en un modelo de ejecución de la obra. No es necesario advertir que el proyecto de construcción debe ser realizado por Ingenieros Civiles con suficiente conocimiento, experiencia y habilidades para exponer sus puntos de vista, optimizar la asignación de recursos y representar sus ideas.

El proyecto de construcción se puede definir como un estado de conflicto existente entre el hombre y la naturaleza, en el cual la sociedad organiza sus energías y utiliza sus recursos, de tal manera de alcanzar fines que aumenten el patrimonio o la riqueza, o que sirvan de base para el desarrollo económico con el mínimo de costo y dentro del plazo óptimo y de la calidad deseada.

El objetivo que pretende perseguir es la toma de decisiones con vista a optimizar los resultados previsibles.

El proyecto de construcción puede constar de varias fases:

- 1.- Plan de ataque.
- 2.- Plan de operaciones.
- 3.- Modelo de ejecución de la obra.
- 4.- Asignación de recursos.
- 5.- Presupuesto.
- 6.- Planes financieros.

1.- Plan de Ataque.-

El Ingeniero de Construcción en función de hacer planes, ejerciendo sus habilidades, haciendo uso de sus conocimientos y experiencias y esgrimiendo varios puntos de vista, necesita primeramente realizar una recolección de datos:

Planos de diseño.

Volúmenes de trabajo

y los que se deriven del conocimiento del sitio de la obra.

El plan de ataque reúne el uso de las habilidades del Ingeniero de construcción, aunadas a la aplicación de las disciplinas de la Ingeniería, complementando lo anterior con su creatividad de ideas, sentimientos, inspiración, imaginación y expresión que matizan con cierto ingrediente de arte la búsqueda de soluciones para los problemas que plantea la construcción.

Del conocimiento de las cantidades de trabajo, —de su distribución en los espacios físicos y sus inter-relaciones, de las condiciones del sitio de la obra,— de la lejanía o cercanía a los centros de comunicación y suministros, —de las condiciones climáticas, etc.,— **debe crear una estrategia** que le permita la apertura de las mayores áreas de trabajo con el mínimo costo, de tal manera que los equipos de construcción puedan desarrollarse con el mínimo de obstáculos e interferencias. El término **estrategia** se utiliza aquí en la acepción de **la manera de poner en acción los recursos**.

Las disciplinas de que hace uso el que planea la construcción, reúnen casi toda la gama de conocimientos que puede contener un plan de estudios de Ingeniero Civil.

- Topografía.
- Geometría descriptiva.
- Mecánica de suelos.
- ↪ Cálculo estructural.

- Geología aplicada.
- Ingeniería eléctrica.
- Termodinámica.
- Vías terrestres.
- Estadística.
- Teoría de probabilidades.
- Análisis de sistemas.
- Etc., etc.

De tal manera que a diferencia de la creencia usual, el Ingeniero Civil dedicado a la construcción debe ser de los profesionistas mejor equipados por su entrenamiento, experiencia y capacidad general para manejar todos aquellos elementos que conseguirán tangiblemente la modificación del ambiente físico, finalidad de la Ingeniería Civil.

2.- Plan de Operaciones.-

Definido el plan de ataque, el plan de operaciones viene a ser la expresión de todas las actividades que en secuencia o en paralelo, deben realizarse para cumplir con el objetivo propuesto. Debe contener las restricciones lógicas y funcionales, y se trata de prever todas las contingencias y obstáculos que pudieran presentarse durante el desarrollo de los trabajos, así como la manera de poner en acción los recursos estrategia propiamente dicha.-

La representación del plan de operaciones por medio de diagramas ha venido a ofrecer una gran ayuda a los constructores.

El plazo de terminación, fijado por los requisitos del contratante convierte a la **variable tiempo**, en un parámetro que necesariamente singulariza el costo de la construcción.

3.- Modelo de ejecución de la obra.

Hemos llamado modelo de ejecución de la obra a una representación del plan de ataque y del plan de operaciones por medio de un diagrama vectorial, y nos tomamos la licencia de concederle la acepción de modelo, ya que coadyuva a entender una serie de actividades que aún no son observables en la práctica. Del cálculo de tiempos de las rutas críticas en el diagrama vectorial del plan general de operaciones, se encuentran ciertos lapsos ó holguras que expresan grados de libertad para la asignación de recursos.

4.- Asignación de Recursos.-

Conocidas las cantidades de trabajo por realizar, los recursos constructivos (maquinaria, mano de obra, materiales) se asignan de acuerdo con su capacidad normal para terminar cada trabajo dentro de los tiempos previstos.

La base fundamental para la asignación de recursos es la estadística o sea la recolección previa de datos y su interpretación.

Las holguras nos permitirán hacer una nivelación de recursos en el tiempo, como primer paso de una optimización de las inversiones fijas y los gastos corrientes. —Cuando se logra hacer la nivelación de recursos en el tiempo de

ejecución, —todas las operaciones han quedado en ruta crítica, de tal manera que cualesquiera actividad adicional que produzca aumento o disminución en las cantidades de trabajo o que emplee tiempo, aún aquellas relativamente imponderables como la decisión para los desplantes de las estructuras, —hacen variar la distribución de los recursos. Considerando en el modelo las actividades adicionales, se encuentra el modelo deformado y el costo deformado; es decir las consecuencias de los cambios o indecisiones.

El modelo sirve entonces durante el proceso, como elemento de análisis para conocer las alteraciones que el mismo sufre a consecuencia de la falta de diseños, de las indecisiones, de los cambios de cualquier índole, y asimismo, es un patrón de comparación para llegar a detectar la habilidad en el manejo de los recursos y la eficacia de los subsistemas.

Las operaciones llamadas también paquetes de actividades, pueden contener actividades, simples (ejemplo: el desmonte) o un complejo de actividades (ejemplo: la fabricación de concreto a partir de la explotación de los bancos de agregados, los acarreos, la clasificación, la fabricación, el moldeo, etc.)

En el primer caso, es relativamente sencillo asignar el recurso constructivo; en el segundo caso, la capacidad normal está determinada por un conjunto de interacciones de varias máquinas, condiciones de sitio, calidad, granulometría y localización de los bancos disponibles.

En estos casos, la habilidad de optimizar antecede a la asignación de recursos; y viene en auxilio del Ingeniero de Construcción la Ingeniería de Sistemas, que en su campo de Investigación de Operaciones, ofrece sus modelos de optimización. Como ejemplo de este caso, podemos citar el estudio de la secuencia de colocación del concreto en una cortina de presa para optimizar el funcionamiento de la planta de concreto afectado el proceso por la variación del volumen de cada bloque originado por la geometría de la cortina y por el tiempo de espera requerido para colocar concreto fresco sobre concreto fraguado en un mismo bloque; y podríamos citar muchos casos más.

La capacidad normal de la maquinaria para realizar actividades simples o paquetes de actividades, se debe tener registrada por los contratistas, y forma parte de su acervo de experiencia. Se pretende que dicha capacidad pueda ser característica de una organización dada, pero en general podemos decir que en México, los rendimientos de las máquinas de construcción en actividades simples son bastante parecidos de compañía a compañía, quizá debido a que personal de operación está en constante rotación entre ellas y a que utilizan máquinas iguales o similares dentro de organizaciones bastante parecidas.

5.- Presupuesto.-

El presupuesto de ejecución de la obra proviene del flujo de recursos constructivos que se han asignado al modelo de ejecución de la obra.

Este presupuesto es un pronóstico (o sea el valor futuro de ciertas variables basado en su costo histórico) de los gastos corrientes en que probablemente incurrirán los recursos constructivos al aplicarse a la obra.

Salarios Por: Dir. y Admón de la obra.
Operación de maquinaria
Conservación de maquinaria
Obra de mano donde no se emplee maquinaria.

Consumos Por: Dir. y Admón de la obra.
Operación de maquinaria
Conservación de maquinaria.
Materiales de construcción.

Cada una de las máquinas asignadas al proceso, una vez instaladas en el campo de acción, cualquiera que sea su estado mecánico, trabajen o no trabajen, empiezan a incurrir en dichos Gastos de Actividad.

Estos Gastos por Actividad pueden ser registrados por cada una de las compañías constructoras, cambiando el enfoque tradicional de la contabilidad del "costo por unidad" producida o contenida en un catálogo de pago, por el de la contabilidad de "gastos del recurso empleado", para ir obteniendo su costo histórico. Dentro de la Industria de la Construcción, parece más valioso y obtenible el costo standard por máquina o grupos de máquinas iguales y por unidad de tiempo (como puede ser el mes), que el costo del concepto de trabajo contenido en el Catálogo del Contratante que usa criterios variables de medición e integración de las cantidades de obra sujetas a pago.

Así como el rendimiento de la maquinaria de construcción para la realización de actividades simples tiende a igualarse entre los diferentes contratistas, así también los gastos por actividad de las máquinas usuales en construcción, tienden a igualarse entre ellos.

El gasto incurrido por el flujo de materiales de construcción, está determinado por las cotizaciones de los fabricantes; y los gastos por obra de mano donde no se emplea la maquinaria, está determinado por el nivel de salarios de la región donde se efectúa la construcción.

El precio de venta o presupuesto total de una obra debe contener, además de los gastos por actividad, aquellos gastos que se generan: por la forma de estar estructurada la empresa, por la amortización de las inversiones fijas, encuadrados todos ellos, dentro de la política que pretenda esgrimir el empresario en un momento dado.

$$P.V. = P.T. = G.A. + G.E.$$

Hemos llamado Gastos por Estructura a los gastos adicionales a los de actividad, para llegar al presupuesto total o precio de venta, y son:

La amortización del capital invertido en activos fijos y que generalmente se hace a través de los cargos por depreciación.

Los gastos generales de la Empresa.

Los gastos financieros que se generan por la operación de la obra.

Los impuestos.

Las utilidades.

Los presupuestos por gastos de actividad de los procesos constructivos pueden llegar a representar una "constante" para una compañía dada; con respecto a dicha constante, se pueden detectar las políticas de cotización que esgrimen los competidores y así crear una estrategia para concursar.

El costo standard (gastos por unidad de tiempo) de cada máquina empleada por una compañía dada comparado con el gasto real incurrido, puede aportar los datos necesarios (es decir, son patrones de comparación) —para la toma de decisiones en cuanto a la reposición de equipos;— puede también servir para conocer el grado de atención que en una obra dada se otorga a la conservación del patrimonio de la compañía, —representado por sus activos fijos.

El modelo de ejecución de la obra es el primer instrumento de control para su desarrollo y contiene la predeterminación de una serie de decisiones o sean las políticas del dirigente; de él, se empiezan a contestar las interrogantes clásicas del Empresario: ¿Cómo? ¿Con qué? ¿Con cuánto?

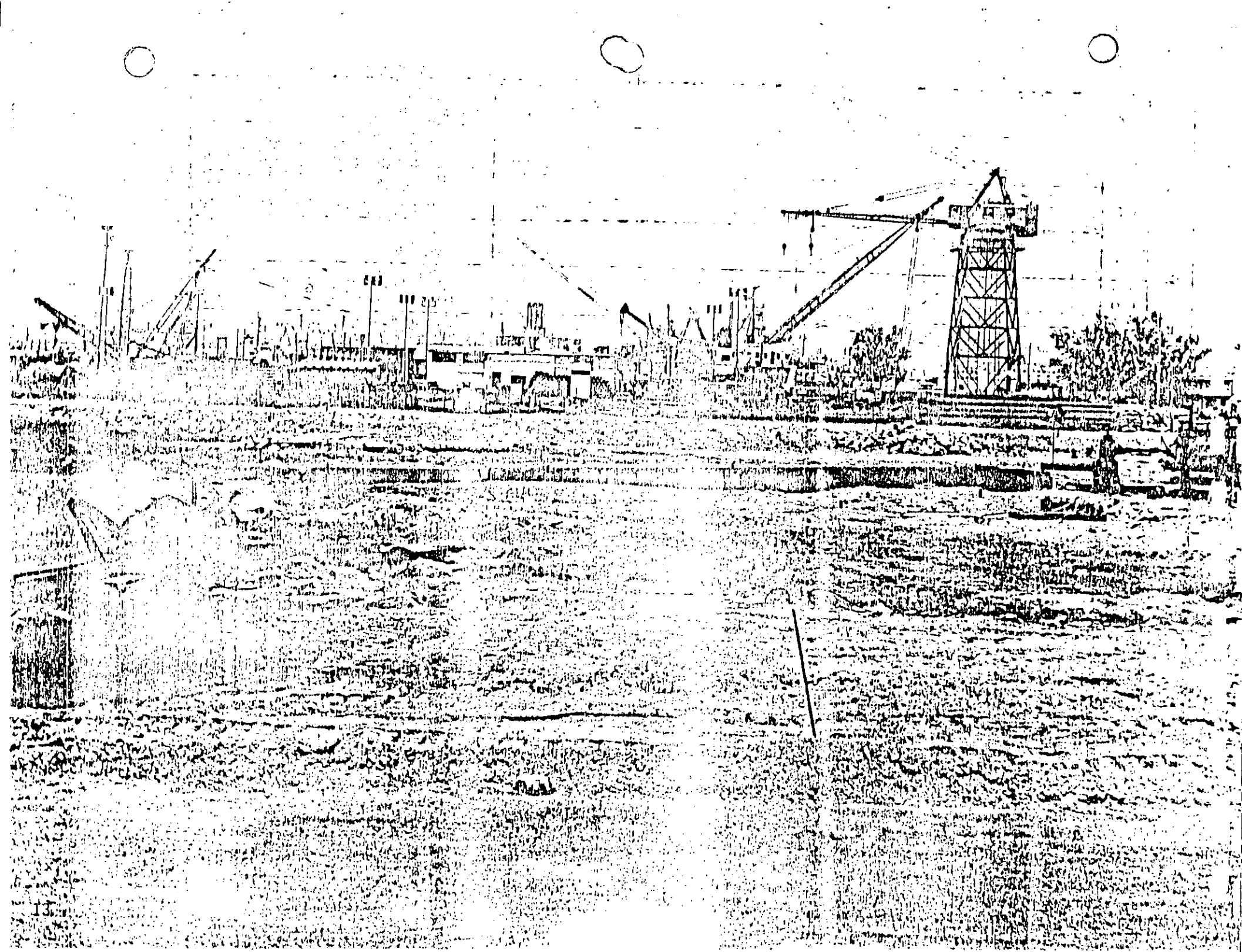
RESTRICCIONES DEL PROYECTO.

En las obras de Ingeniería siempre existirán una serie de restricciones que limitan, condicionan o circunscriben a las diferentes variables, a rangos o parámetros dentro de los cuales se debe buscar la mejor manera de desarrollar su ejecución.

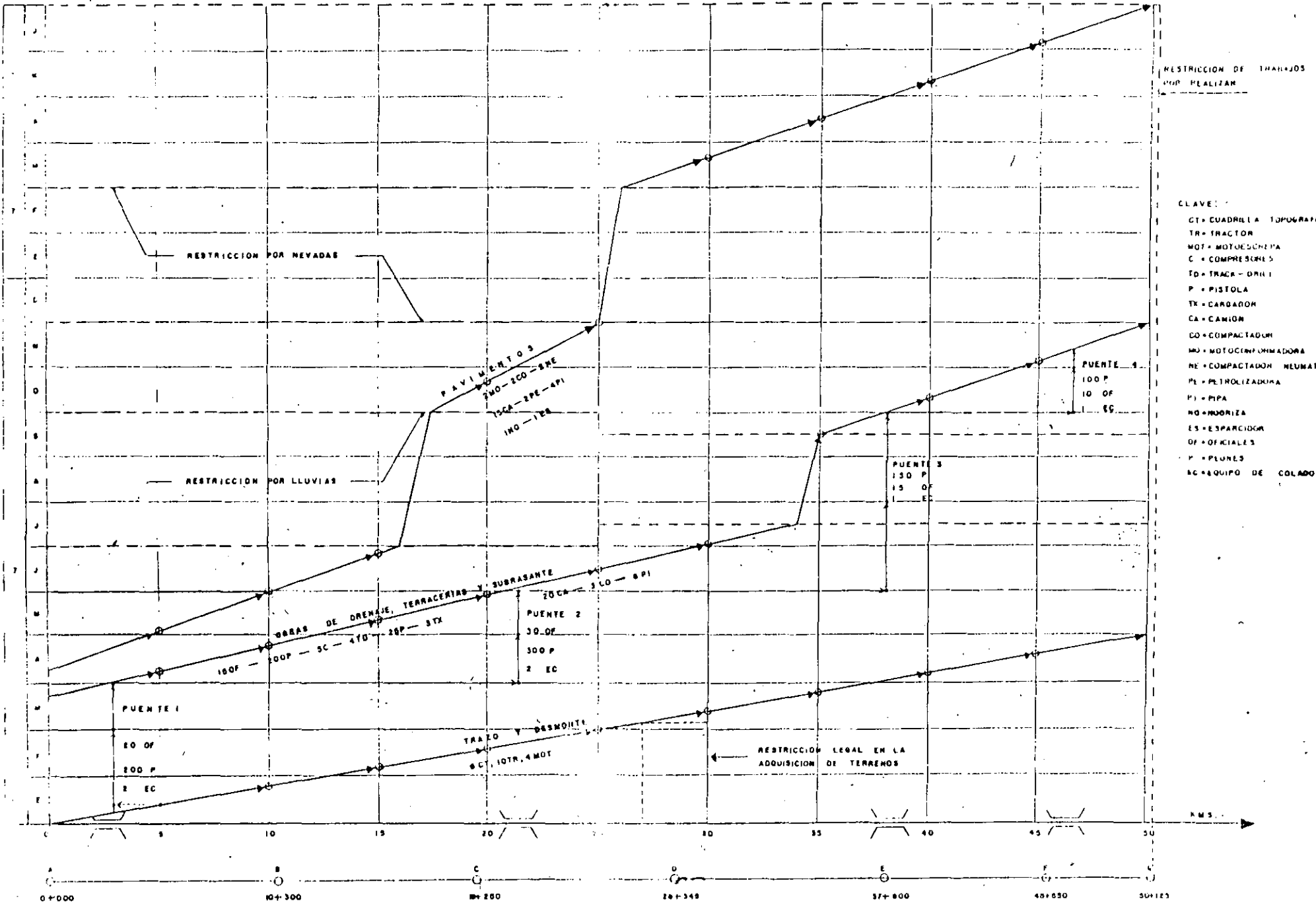
Podemos clasificar a las restricciones en dos tipos:

- a) Físicas, tales como la capacidad, tamaño y disponibilidad de los recursos; las condiciones climatológicas, geológicas, geográficas y topográficas; la magnitud de la obra; la localización y capacidad de bancos de materiales en la zona; la existencia de inmuebles dentro del emplazamiento de la obra; la disponibilidad de espacio como pueden ser las disposiciones de tipo legal en la utilización de los terrenos en donde se habrán de ejecutar las obras, el derecho de vía estipulado y la restricción impuesta a la movilización de los recursos por el tamaño o forma del espacio de trabajo, y cualquier otra restricción que impida físicamente el desenvolvimiento normal de la obra.
- b) Funcionales, como pueden ser la secuencia o interdependencia entre las diferentes actividades y variables que las integran; la lógica de construcción (proceso constructivo); las especificaciones, normas y plazos impuestos por la S.A.H.O.P.; las reglamentaciones legales y jurídicas propias de la región o entidad; por los compromisos o situaciones políticas, económicas o sociales que atraviesa el país; por cualquier otra restricción o limitación que condicione la obra a un funcionamiento específico.

Ciertas restricciones definen zonas, marcos, fronteras o regiones dentro de las cuales se debe planear la mejor manera de desarrollar la ejecución de las obras, por lo que hemos denominado también "regionales" y son fácilmente graficables en la parte I por ser restricciones lineales (restricciones climatológicas, geográficas, plazos de ejecución contratados, espacios disponibles, restricción legal en la adquisición de terrenos, existencia de inmuebles, la restricción por cosechas en las obras de mano, la secuencia de las actividades).

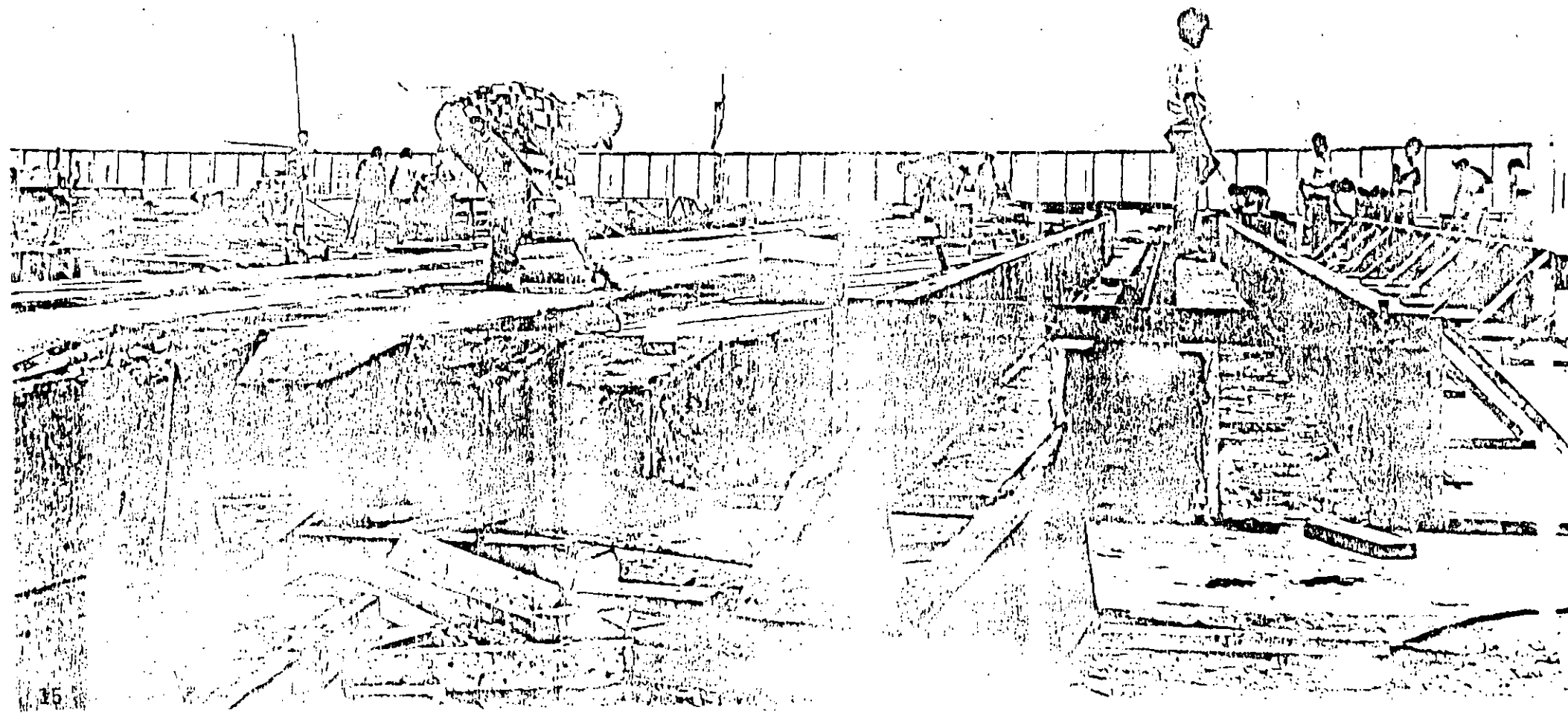


TIEMPO

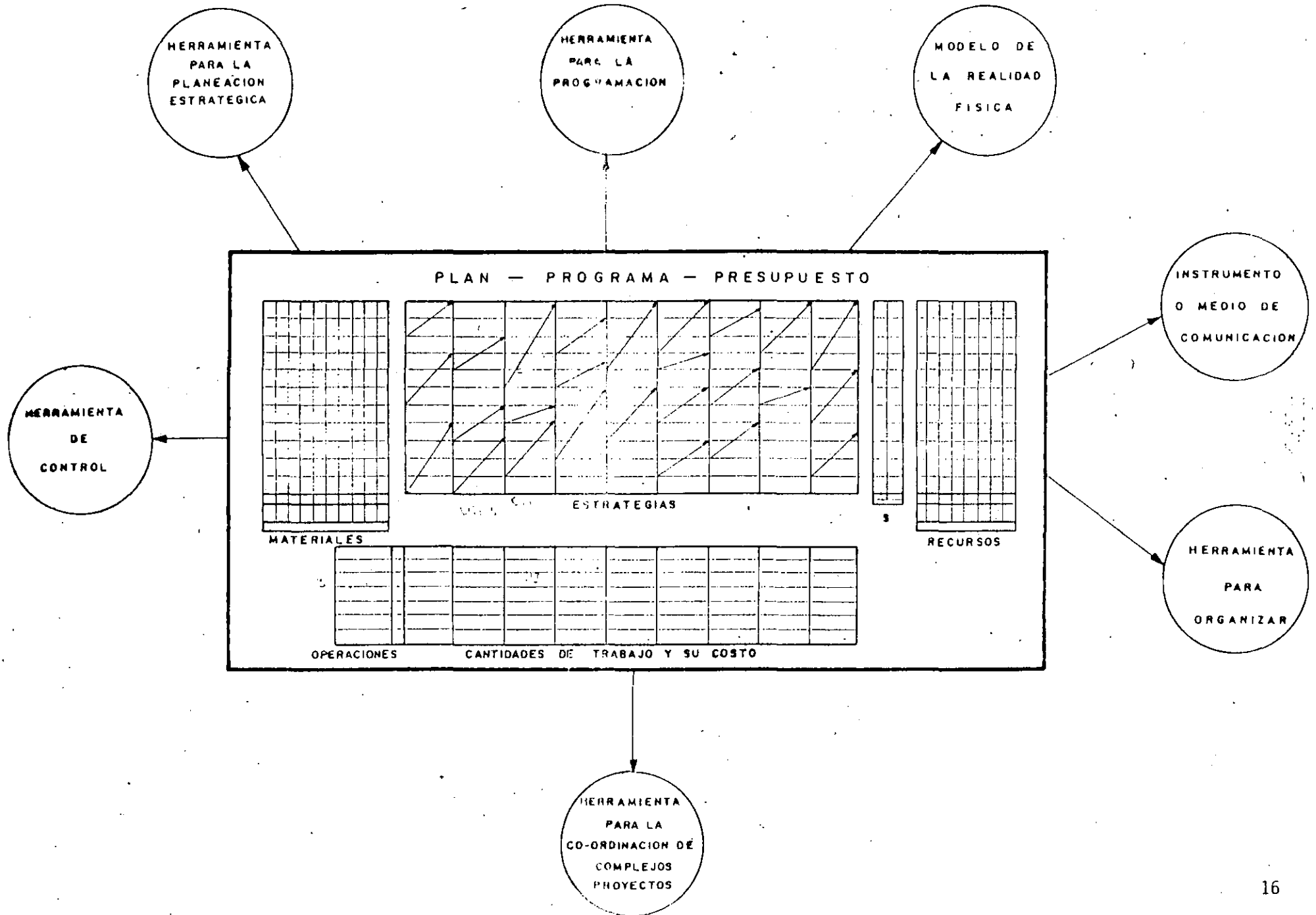


RESTRICCION DE TRABAJOS POR REALIZAR

- CLAVE:
- CT = CUADRELLA TOPOGRAFICA
 - TR = TRACTOR
 - MOT = MOTOCORCHETA
 - C = COMPRESORES
 - TD = TRACK-DRI
 - P = PISTOLA
 - TX = CARGADOR
 - CA = CANION
 - CO = COMPACTADOR
 - MO = MOTOCORCHADORA
 - NE = COMPACTADOR NEUMATICO
 - PL = PETROLIZADORA
 - PI = PIPA
 - MO = MORDAZA
 - ES = ESPARCIDOR
 - OF = OFICIALES
 - P = PLUMES
 - EC = EQUIPO DE COLADO



" EL PLAN — PROGRAMA — PRESUPUESTO "



ASPECTOS FISICO MATEMATICOS

I.- La realidad del Universo es dinámico, siempre cambiante, en esto coinciden tanto las observaciones de la vida diaria de cada gente como las investigaciones de la Filosofía moderna con Bergson y la clásica con Heráclito.

La representación gráfica de esta característica de la realidad es el vector. Para poder desarrollar toda actividad humana es necesario aplicar una serie de fuerzas, éstas de hecho implican una energía. Esta energía se irá utilizando a través del tiempo hasta completar la actividad. Toda energía dimensionalmente es igual a un trabajo mecánico. Todo trabajo mecánico o energía se define como la aplicación de una fuerza por una distancia, para entender este concepto pasemos a definir en su sentido más amplio, fuerza y distancia.

II.- DEFINICIONES

A.- **FUERZA.**- Es todo aquello que tiende a modificar el estado de movimiento, de reposo, la ubicación y la forma de la materia. Es un vector bajo esta definición.- Las fuerzas que intervienen en el caso de un proceso constructivo o productivo son:

- 1.- Recursos humanos
- 2.- Maquinaria y herramientas
- 3.- Algunos materiales, tales como: los explosivos y los reactivos
- 4.- La aplicación del capital a alguna actividad, es decir, la inversión.

B.- **DISTANCIA.**- Es la magnitud escalar que define la diferencia entre dos puntos, cuerpos o estados. En el caso de un proceso productivo la distancia es:

- 1.- Distancia física (longitud), ejemplo: kilómetros
- 2.- Costos
- 3.- Cantidad de trabajo a realizar Ejemplo: material a mover.

C.- **VECTOR.**- Es un ente que tiene: dirección, magnitud y sentido y está dentro de una ubicación.

D.- En base a estas definiciones podemos representar toda actividad humana como un vector; ya que tiene como componentes una cantidad de trabajo, que es un escalar, una fuerza en recursos, que es un vector, y una duración en tiempo que también es un escalar.

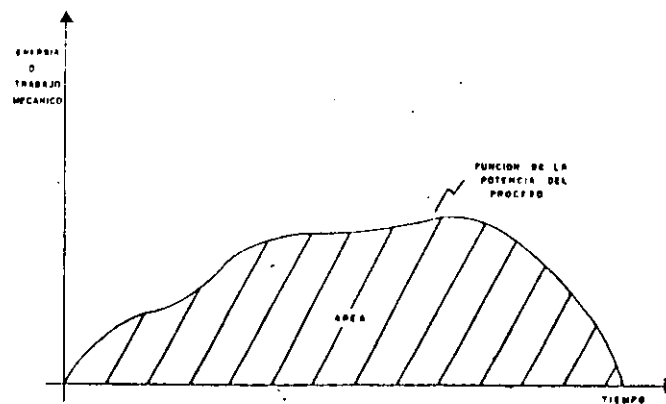
Según las leyes del álgebra vectorial al relacionar un vector con un escalar obtenemos otro vector y observamos que efectivamente toda actividad tiene una dirección, magnitud y sentido dentro de una ubicación (o coordenadas) de espacio y tiempo.

Su dirección y sentido es la de ir del tiempo de iniciación de la actividad con cantidad de obra igual a 0% al tiempo de terminación con cantidad de obra = 100%.

Su magnitud está compuesta por la duración en tiempo absoluto y su cantidad de obra respectiva.

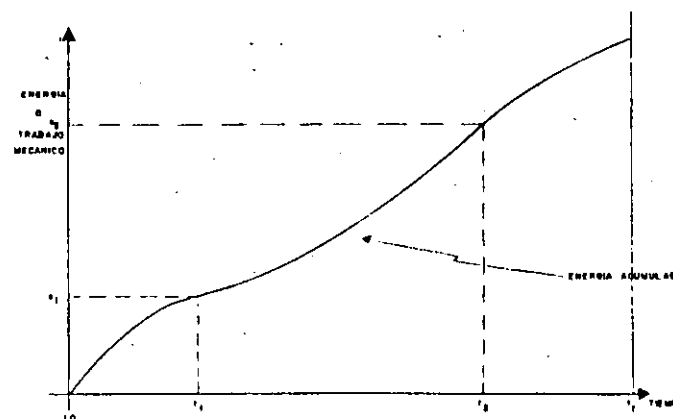
III.- Para comprender la mecánica de toda actividad, observemos el proceso de la utilización de la energía de una actividad a través del tiempo.

Esto lo podemos comprender con la siguiente gráfica de Energía vs. tiempo en la que se ve una curva arbitraria considerandola en el caso más general:



Se intuye inmediatamente que esta curva es una función de la Potencia del proceso. El área bajo la curva representa la energía usada a través de los incrementos de tiempo. Pasemos a encontrar la función de la energía acumulada a través del tiempo que será la energía total puesta en la actividad. Esta función es igual a la integral de la curva de la potencia.

LA GRAFICA DE ESTA FUNCION RESULTANTE SERIA:



Así para cada valor de t encontramos por medio de la curva un valor equivalente de e .



Para cada punto en el tiempo podemos encontrar el acumulado de energía depositado hasta ese momento y en la gráfica vemos como a un valor de $T = T\Phi$ corresponde un valor de "e" que es igual a $e\Phi$ y su potencia es:

$$Pot \Phi = \frac{\epsilon\phi}{T\phi}$$

V.-] Si tomamos la función exclusivamente con sus componentes de cantidad de obra y tiempo la inversa de la pendiente nos dará la velocidad del proceso ya que no estamos tomando en cuenta las fuerzas que intervienen.

DEFINICIÓN FISICO MATEMATICA DEL MODELO TOPOLOGICO SP.

En base a lo que hemos visto podemos definir el MODELO TOPOLOGICO SP, como "Un modelo matemático expresado gráficamente que sirve para representar la realidad de toda actividad productiva".

Nota.-

Entendemos la realidad como: materia, espacio, energía y tiempo.

SOBRE LA NATURALEZA DE LAS MATEMATICAS

Las matemáticas es una ciencia muy extensa. Se ha tratado de unificar bajo la forma de un sistema, pero aún los teóricos no están de acuerdo a la forma de hacerlo. Lo más generalmente aceptado es considerarla como la ciencia de la deducción.

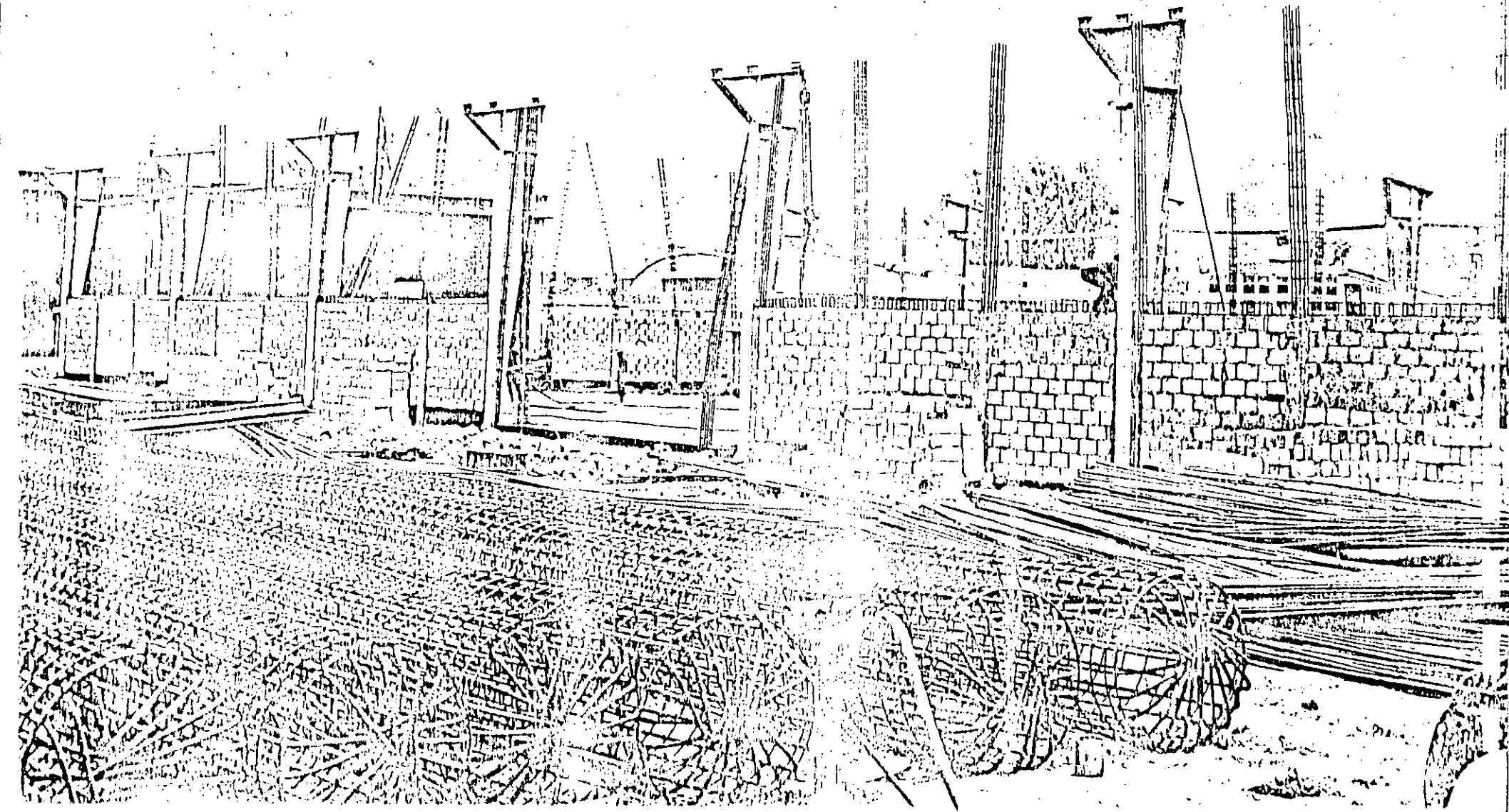
Para esta definición se aplicaría más precisamente la lógica. Bertrand Russell, entre otros, sitúa a las matemáticas como una parte de la lógica. Observamos que no se pueden desligar las funciones matemáticas de las figuras geométricas, por lo tanto consideramos que el uso de las matemáticas es el de incorporar ciertas figuras geométricas para facilitar el manejo de problemas reales. Las principales figuras son el triángulo y la esfera. Estas son ya muy conocidas, por lo que al aplicarlas a la física, astronomía, ingeniería, diseño, etc., se obtiene gran capacidad de comprensión y manipulación del problema.

El gran descubrimiento de Descartes fue el encontrar que a cada figura corresponde una fórmula y viceversa. Las gráficas son una de las formas en que se presentan estas figuras; a cada una de ellas corresponden una o varias, fórmulas. El uso de las gráficas es el aspecto más útil de las matemáticas en



ingeniería. Con ellas se controlan procesos y se facilita el diseño. El MODELO TOPOLOGICO SP está situado en esta parte de las matemáticas. Está estructurado en la figura "Vector". El Vector es la figura más importante usada en la ingeniería. Es la representación de la mismísima esencia del universo: el movimiento.

- 5.- Al conocer en cualquier momento las diferencias y divergencias con respecto al plan, programa y presupuesto, es entonces posible sugerir decisiones correctivas.
- 6.- El registro sistemático de lo que sucede superpuesto al diagrama original expresa la política de los ejecutores de los proyectos.
- 7.- Ayuda al dirigente a identificar los aspectos más estratégicos del plan y en consecuencia a centrar su atención en las decisiones de mayor importancia.



CONCEPTOS Y BASES DEL MODELO TOPOLOGICO SP

Topos.- Lugar

Topología.- Parte de la geometría relativa a las propiedades de las superficies que mediante las necesarias deformaciones, pueden transformarse unas en otras.

El modelo Topológico SP es producto de una transformación gradual, en un periodo de varios años, de las técnicas habituales de planeación y programación hacia una tecnología básicamente orientada a ejercer la función de control. Esta tecnología de valor extraordinariamente práctico dada su sencillez y facilidad de manejo se conoció originalmente con el nombre de Método PLAN-PROGRAMA-PRESUPUESTO.

Recientemente hemos comenzado a descubrir y ordenar los fundamentos científicos del PLAN-PROGRAMA-PRESUPUESTO, dando origen a lo que hemos llamado MODELO TOPOLOGICO SP.

Antes de entrar de lleno en el Modelo topológico SP quisiera aclarar bien los conceptos y bases de donde proviene, así que hablaré de los sistemas.

Como ustedes saben, un sistema es un conjunto de entes relacionados que forman un todo unitario. Estos sistemas pueden ser naturales o creados por el hombre. De cualquier manera lo importante es que el hombre tenga mentalmente la forma del sistema y que pueda utilizarlo de manera de poder gobernar el fenómeno.

Los componentes de los sistemas son:

- El conjunto
- La Interacción y,
- El Modelo

El conjunto es una colección de objetos que comparten la misma esencia. Es decir, son el resultado de un proceso mental de organización de la información.

Para poder organizarla es necesario saber encontrar las semejanzas que existen en una serie de objetos. En el mundo hay muy pocos buscadores de esencias, éstos se distinguen por la claridad de sus ideas, mientras los demás tenemos la mente hecha un caos.

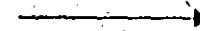
Una vez agrupados los objetos en conjunto podemos analizar las interacciones que hay entre ellos.

Símbolos:

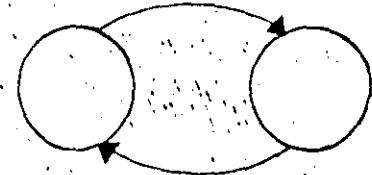
CONJUNTO



INTERACCION

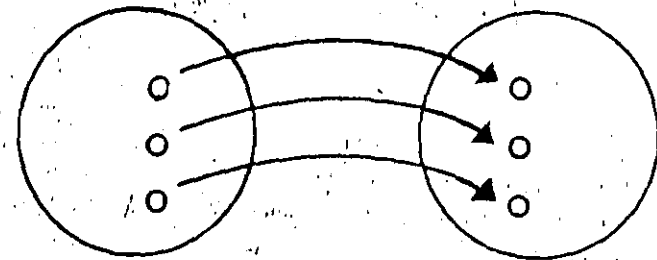


CONJUNTOS INTERACCIONANDOSE

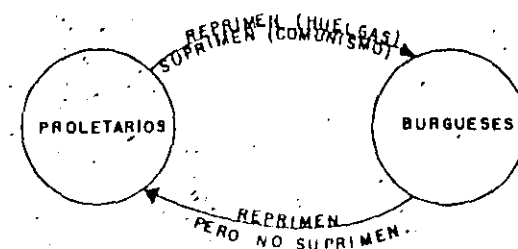


La interacción.- Este es un concepto muy sutil, muy subjetivo ya que viene a indicar una acción o una función entre los conjuntos o sus componentes. De hecho indica la idea de **MOVIMIENTO**, es por eso que lo representamos como un vector.

Como ejemplos inmediatos de conjuntos interaccionando tenemos las funciones matemáticas:



En ellas hay interacciones entre varios conjuntos. Otro ejemplo sería el lenguaje, en el que a través del verbo se interacciona un conjunto de sustantivos y un conjunto de predicados. Para ahondar más, en la misma teoría económica en el aspecto de la lucha de clases vemos cómo el conjunto de los burgueses tiene una relación de lucha con el proletariado, del tipo de "represión pero no supresión" y el proletariado tiene una de represión y supresión hacia el otro conjunto esto se representa así:



PLAN - PROGRAMA - PRESUPUESTO E INVESTIGACION DE OPERACIONES

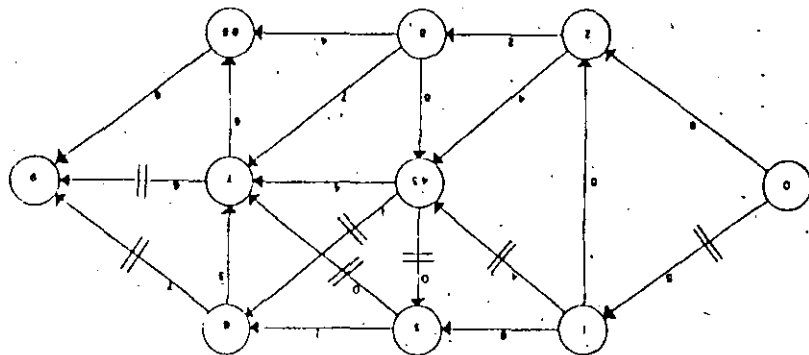
METODO P.P.P.

El Método P.P.P. es de hecho una herramienta para la Planeación, Programación y Presupuestación de proyectos complejos pero sus conceptos permiten la resolución rápida, fácil y sencilla de varios de los problemas de la investigación de operaciones. El uso de este método trae como consecuencia que la persona que lo usa capta más fielmente la esencia del problema, queda capacitado en muy poco tiempo para la resolución de los problemas de I.O. y además se **desplaza a la computadora**, con sus debidos beneficios en reducción de costos e inversión y en la creación de fuentes de trabajo.

La esencia del método es la correlación en el plano espacio-tiempo (también puede ser espacio-costo, espacio-distancia, etc.) de múltiples variables independientes entre sí, que influyen en un fenómeno de la naturaleza.

EL PROBLEMA DE LA RUTA MÍNIMA

La resolución de este problema se facilita mucho usando los conceptos del P.P.P. La exposición del Método se hace en base a la siguiente red.



Procederemos a asignarle un espacio unitario a cada Nodo, en el eje "X" y graficaremos distancias (costos) en "Y".

- 1.- Se grafican primero los vectores de las actividades que salen del nodo fuente.
- 2.- Para cualquier actividad que estemos buscando e independientemente del estado del problema, la actividad en turno se debe encadenar a la "mínima de las actividades precedentes".
(Hemos encerrado en un círculo los arcos que llegan al destino)
- 3.- Al acabar de graficar, se toma la mínima altura entre los vectores que representan nexo con el nodo final (para este caso son (88-9), (7-9), (6-9) con (7-9) y (6-9) como mínimos) y se sigue su cadenamamiento (del final hacia el principio) obteniendo así la mínima Ruta.
Para nuestro ejemplo tenemos 2 rutas mínimas con costo 16 que son respectivamente.

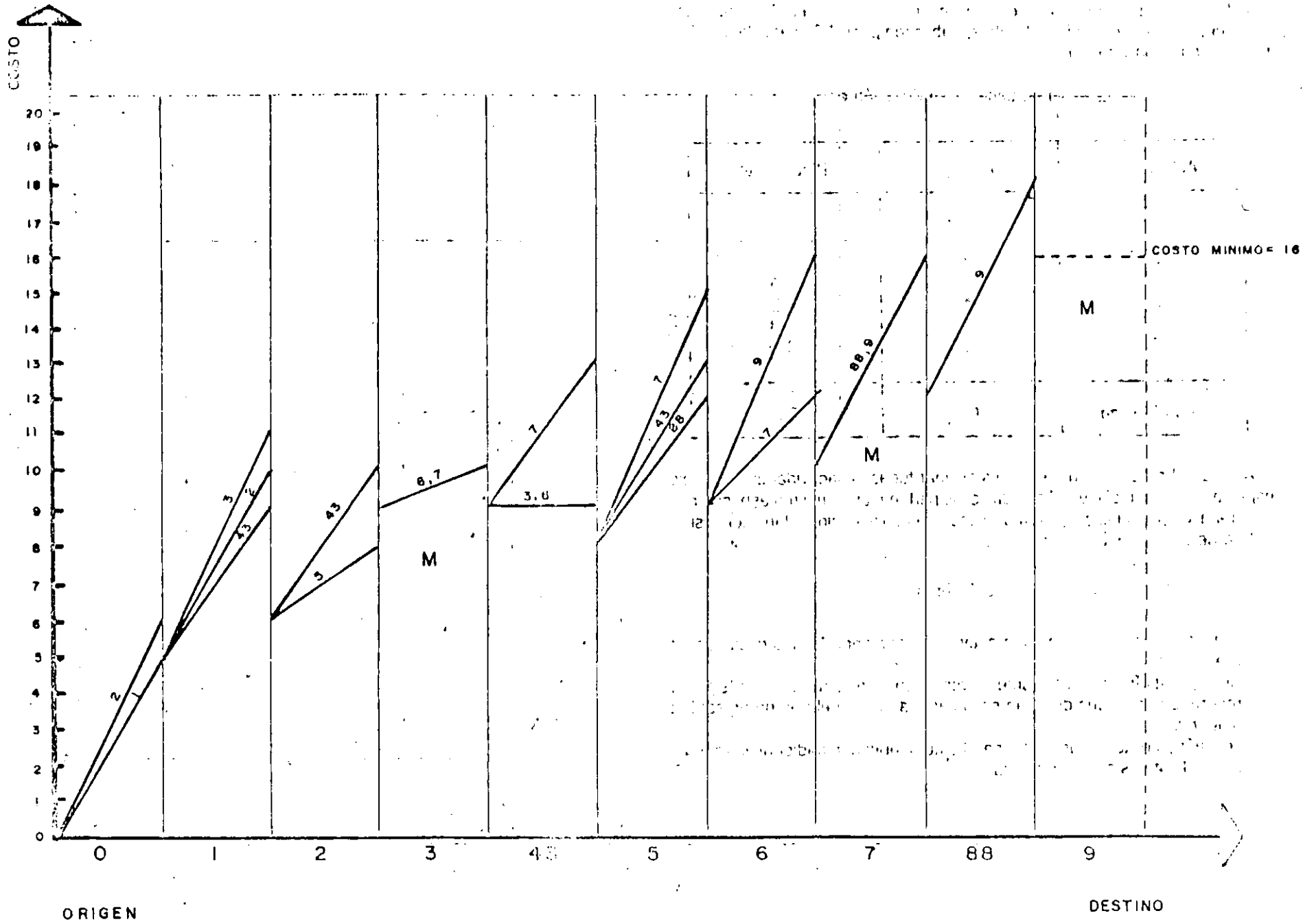


Si se deseara encontrar la máxima ruta el criterio cambiaría a:
Encadenar la ruta en turno con la máxima de sus precedentes.

RUTAS MINIMAS :

0 - 1 - 43 - 3 - 7 - 9

0 - 1 - 43 - 6 - 9



La Ruta Crítica es: B - D - F (la ruta sin holguras con mayor tiempo de duración) y el tiempo de terminación del proyecto es 14 días.

Holguras (Por simple observación de la gráfica)

	Total	Libre	Independiente
A	4	0	0
C	4	4	0
E	8	8	0

Es conveniente recordar que la inversa de la pendiente del vector es una medida de la velocidad media de la actividad y que al asignar recursos **todas** las actividades se vuelven críticas.

PROBLEMA DE ASIGNACION

Los conceptos del P.P.P. facilitan la comprensión de la resolución de este problema. Se presenta un ejemplo y su solución por el método convencional, y a continuación la resolución por el método gráfico usando los conceptos de P.P.P. y cómo se llega al mismo resultado.

Procedimiento

- 1.- Asigne a cada hombre un espacio sobre el eje "X" e identifíquelo como $H_1, H_2 \dots H_n$.
- 2.- Sobre el eje "Y" grafique costos. Así, para cada hombre dibuje el vector de posición del costo para cada trabajo y denomínelo como $T_1, T_2, \dots T_n$.
- 3.- Proceda a hacer la primera asignación en base a asignar el trabajo de menor costo o a rechazar la asignación del trabajo que tenga el mayor costo global y asignarlo donde tenga menor costo.
- 4.- Identifique al trabajador asignado con una "X" y descártelo de consideraciones posteriores. Al trabajo asignado enciérrelo en un círculo y descártelo de considerarlo en las alternativas posteriores.
- 5.- Continúe hasta haber asignado todos los hombres y trabajos.

Revisar las asignaciones en busca de una mejora posible. Descarte todas las asignaciones que impliquen un menor costo —este paso implica en cierto modo la técnica de "ramificar y acotar"

En el ejemplo la matriz de costos es:

Hombres \ Trabajos	Trabajos				
	1	2	3	4	5
1	2	9	2	7	1
2	6	8	7	6	1
3	4	6	5	3	1
4	4	2	7	3	1
5	5	3	9	5	1

El criterio seguido fue:

¿Cuál es la asignación de menor costo?
 T_5 empata con costo 1 para todo hombre

entonces:

¿Cuál es la asignación que debo evitar para tener altos costos?

T_2 en H_1 y T_3 en H_5 . Al continuar revisando se observa que T_2 representa costos muy altos excepto en H_4 y H_5 ; asigno en H_4 porque es la que me da el menor castigo.

Se tacha H_4 y T_2 se encierra en un círculo para todos los trabajadores no asignados.

Se vuelve a revisar la gráfica y se observa que el siguiente castigo mayor vendría por asignar T_3 en H_5 ó en H_2 ó en H_3 . Por lo tanto asignamos T_3 en H_1 , la tachamos y encerramos en un círculo T_3 para que queden descartados de las siguientes consideraciones.

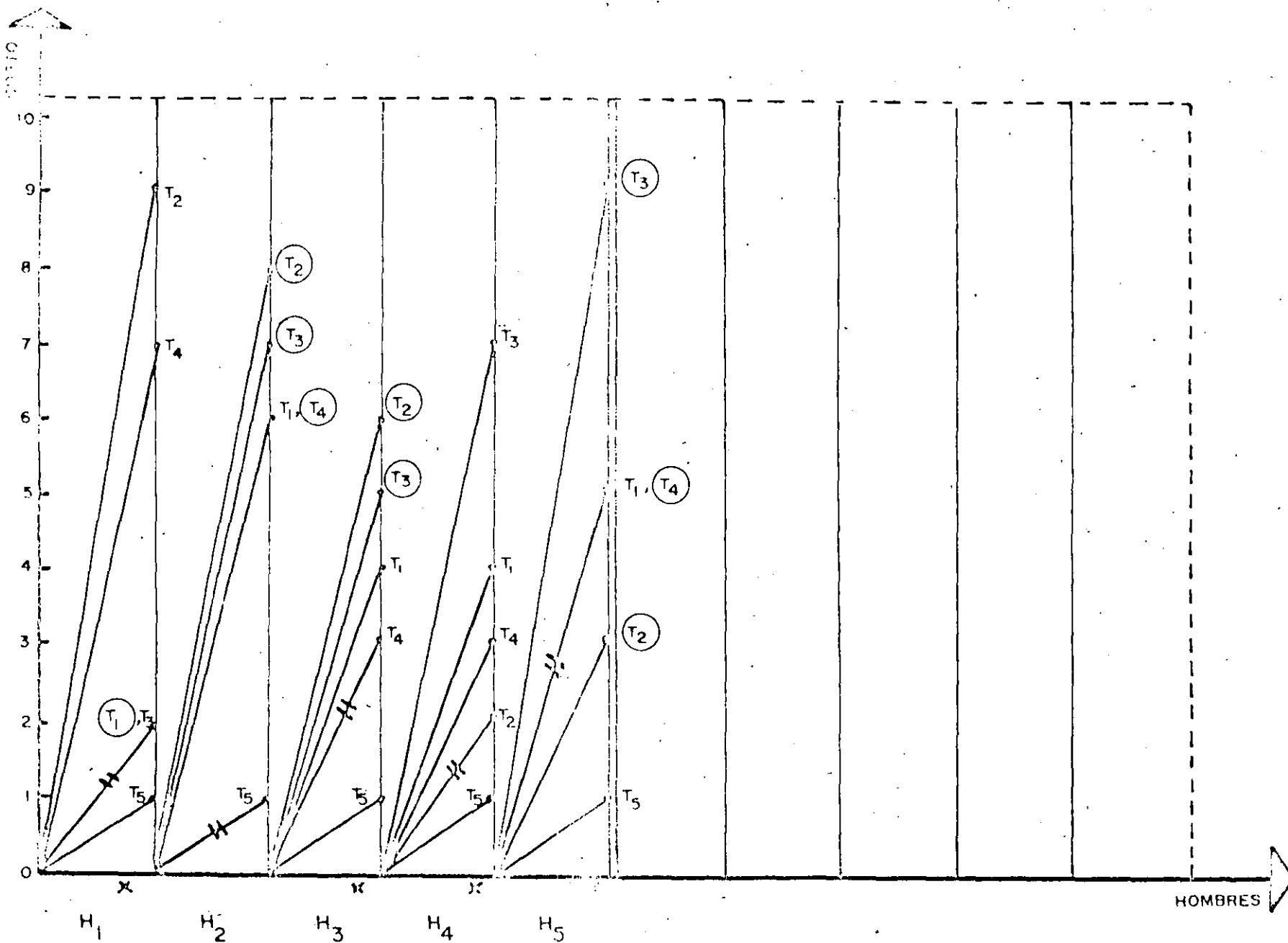
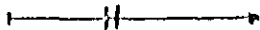
Se vuelve a observar la gráfica para ver su estado y se procede de igual manera hasta llegar a la última asignación.

El ejemplo fue tomado de libro "Fundamentos de Investigaciones de Operaciones" de Casieni.

Asignación final:

H \ T	1	2	3	4	5
1			X		
2					X
3				X	
4		X			
5	X				

ASIGNADO



Esta obra terminó de imprimirse el día 17 de
octubre de 1989, en los talleres de Litográfica
Cárdenas, 5 de Febrero 147-A, México, D.F.
Se tiraron 1 000 ejemplares

Factor de perforabilidad:

Velocidad de perforación:

De los datos Ingersoll-Rand

Para una roca: Granito Barre

con Trackdrill CM-350 y perforadora VL-140

con Compresor DXL-750; $v = 44$ pies/hora

con Trackdrill ECM 350 y perforadora VL-140

con Compresor DXL-750; $v = 48$ pies/hora

Factor de perforabilidad de la brecha

Para matriz 50% y fragmentos 50% $(2 \times 0.5) = 1$

Para matriz 80% y fragmentos 20% $(2 \times 0.8) = 1.6$

Factor de perforabilidad promedio = 1.3

\therefore Velocidad de perforación = $44 \times 1.3 = 57.2$ pies/h

$\therefore \underline{v = 17 \text{ m/h}}$

Duración de brocas

Indice de abrasión = 0.6

Para el granito Barre la duración de brocas $\phi 3''$ varía entre 400 a 900 ft; promedio = 650

$\therefore \frac{650}{0.6} = 1083 \text{ pies} = 330 \text{ m} \approx 350 \text{ m}$

Duración de brocas = 350 m

3. PROPIEDADES DE LA ROCA

Resistencia en compresión simple; $R_C = 40$ a 80 kg/cm^2

Módulo elástico: $E = 20\,000 \text{ kg/cm}^2$; Toba

$E = 112,000 \text{ kg/cm}^2$; Andesita

Relación de Poisson: $\nu = 0.3$ supuesta; $\rho = 2.2 \text{ ton/m}^3$

Velocidad de transmisión de ondas de compresión V_L

$$V_L^2 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \times g$$

Para la Toba:

$$V_L^2 = \frac{200\,000 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} (1-0.3)}{2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} (1+0.3)(1-0.6)} \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2} = \frac{200\,000 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}} \times 1.3462 \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}$$

$$V_L^2 = 1\,200\,565 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2} \quad \therefore \underline{V_L = 1100 \text{ m/seg} = 3600 \text{ pies/seg}}$$

Para $E = 112\,000 \text{ kg/cm}^2 = 1\,120\,000 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

$$\text{resulta: } V_L^2 = \frac{1\,120\,000}{2.2} \times 1.3642 \times 9.81 = 6\,723\,167 \text{ m}^2/\text{seg}^2$$

$$\therefore V_L = 2600 \text{ m/seg} = 8500 \text{ pies/seg}$$

DISEÑO DE UN SOLO BARRENO

DATOS:

Roca masiva

Altura de banco = 10 m = 32.8 pies

Densidad de roca $SG_r = 2.2$ Velocidad ondas P: $V_p = 3600$ pies/seg; Rel. Poisson $\nu = 0.3$ Compresión simple = $80 \text{ kg/cm}^2 = 1140 \text{ lb/pulg}^2$ D_e = Diámetro del explosivo D_n = Diámetro del barrenoDensidad encartuchada del explosivo SC = 117Diámetro crítico $D_c = 1"$

Velocidad confinada del explosivo:

$$V_e = 12\,500 \text{ pies/seg para } D_e = 3"$$

$$V_e = 15\,000 \text{ pies/seg para } D_e = 5"$$

SOLUCION

La relación entre V_e y D_e en el intervalo 1" a 5" puede determinarse por la expresión:

$$y = \frac{C_x}{a + bx} \text{ en donde } y = V_e; x = D_e - D_c$$

De donde:

$$V_e = \frac{C(D_e - D_c)}{a + b(D_e - D_c)}$$

Sabemos que $D_c = 1"$ y que: $V_e = 15000$ pies/seg para $D_e = 5"$

$$V_e = 12500 \text{ pies/seg para } D_e = 3"$$

$$\text{Para } D_e = 3"; \quad 12 \cdot 500 = \frac{C(3 - 1)}{a + b(3 - 1)} = \frac{2C}{a + 2b}$$

Suponiendo $C = 5000$ como valor de constante

$$\text{Se tiene: } a + 2b = \frac{2 \times 5000}{12 \cdot 500} = \frac{4}{5} = 0.8 \quad (1)$$

$$\text{y para } D_e = 5" \quad 15 \cdot 000 = \frac{C(5 - 1)}{a + b(5 - 1)} = \frac{4C}{a + 4b}$$

$$a + 4b = \frac{4 \times 5000}{15 \cdot 000} = \frac{4}{3} = 1.33 \quad (2)$$

$$\text{Agrupando: } a + 2b = 0.8 \quad (1)$$

$$\underline{a + 4b = 1.33} \quad (2)$$

$$\text{Restando (1) de (2)} \quad 2b = 0.53 \quad \therefore b \cong 0.27$$

$$\text{Sustituyendo en I} \quad a + 2(0.27) = 0.8$$

$$\therefore a = 0.26$$

Por lo tanto: $a = 0.26$, $b = 0.27$ y $C = 5000$

$$\text{Empleando la expresión: } V_e = \frac{5000(D_c - 1)}{0.26 + 0.27(D_c - 1)}$$

con D_e variando desde 1" a 5"

Comprobación:

$$\text{Para } D_e = 3": \quad V_e = \frac{5000(3 - 1)}{0.26 + 0.27(3 - 1)} = \frac{10 \cdot 000}{0.26 + 0.54}$$

$$\therefore V_e = \underline{12 \cdot 500 \text{ pies/seg}} - \text{O.K.}$$

$$\text{y para } D_e = 5": \quad V_e = \frac{5000(5 - 1)}{0.26 + 0.27(5 - 1)} = \frac{20 \cdot 000}{0.26 + 1.08}$$

$$V_e = \underline{14 \cdot 900 \text{ pies/seg}} - \text{O.K.}$$

$$\text{Para } D_e = 2''; V_e = \frac{5000(2 - 1)}{0.26 + 0.27(2 - 1)} = \frac{5000}{0.26 + 0.27} = 9450 \text{ pies/seg}$$

$$\text{Para } D_e = 4''; V_e = \frac{5000(4 - 1)}{0.26 + 0.27(4 - 1)} = \frac{15\,000}{0.26 + 0.81} = 14\,000 \text{ pies/seg}$$

Presión de detonación:

$$P_d = \frac{6.06 \times 10^{-3} V_e^2 (SG_e)}{1 + 0.8(SG_e)}$$

$$\text{Densidad del explosivo: } SG_e = \frac{141}{SC} = \frac{141}{117} = \underline{1.2 \text{ g/cm}^3}$$

La densidad práctica del Tovex 700 es $SG_e = 1.1 \text{ g/cm}^3$

$$\text{De donde: } P_d = \frac{6.06 \times 10^{-3} \times 15\,000^2 \times 1.1}{1 + 0.8 \times 1.1} = \frac{6.06 \times 2.25 \times 10^5 \times 1.1}{1.88}$$

$$\therefore P_d \text{ máx} = 796\,790 \text{ lb/pulg} = 56\,182 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para } D_e = 2''; P_d = P_d \text{ máx} \left(\frac{9450}{15000} \right)^2 = 797\,790 \text{ (0.397)}$$

$$\therefore P_d = 316\,723 \text{ lb/pulg}^2 = 22\,304 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para } D_e = 4''; P_d = P_d \text{ máx} \left(\frac{14000}{15000} \right)^2 = 797\,790 \text{ (0.87)}$$

$$\therefore P_d = 694\,077 \text{ lb/pulg}^2 = 48\,878 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para } D_e = 3''; P_d = P_d \text{ máx} \left(\frac{12500}{15000} \right)^2 = 797\,790 \text{ (0.69)}$$

$$\therefore P_d = 554\,021 \text{ lb/pulg}^2 = 39\,016 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del bordo óptimo

Utilizando la expresión: $K_B = 30 \left(\frac{160}{d_r} \right)^{1/3} \left(\frac{SG_e}{1.3} \right)^{1/3} \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3}$

en donde:

$$d_r = 62.4 (SG_r) = 62.4 (2.2) = 137 \text{ lb/pie}^3$$

siendo:

d_r = peso volumétrico de la roca

SG_e = Densidad práctica del Tovex 700 = 1.1 g/cm³

V_e = Velocidad del explosivo Tovex 700 \approx 15 000 pies/seg

12 000 = Velocidad de un explosivo base

30 = Relación de bordo promedio = 30

1.3 = Densidad del explosivo base

$$\begin{aligned} \therefore K_B &= 30 \left(\frac{160}{137.3} \right)^{1/3} \left(\frac{1.1}{1.3} \right)^{1/3} \left(\frac{15000}{12000} \right)^{2/3} \\ &= 30(1.05)(0.95) \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3} = \underline{29.8} \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3} \end{aligned}$$

Para tener el bordo en pies:

$$B = \frac{K_B D_e}{12} = \frac{29.8}{12} \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3} D_e$$

$$\therefore \underline{B = 2.48 D_e \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3}}$$

Cálculo del bordo:

En forma general tenemos $B = 2.48 D_e \left(\frac{V_e}{12000} \right)^{2/3}$, pies

$$\text{Para } D_e = 2'' \quad B = 2.48 (2) \left(\frac{9450}{12000} \right)^{2/3} = 4.96 (0.85) = \underline{4.23 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{25.4 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 4'' \quad B = 2.48 (4) \left(\frac{14000}{12000} \right)^{2/3} = 0.92 (1.11) = \underline{11 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{33 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 5'' \quad B = 2.48 (5) \left(\frac{15000}{12000} \right)^{2/3} = 12.4 (1.16) = \underline{14.39 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{34.5 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 6'' \quad B = 2.48 (6) \left(\frac{15000}{12000} \right)^{2/3} = 14.88 (1.16) = \underline{17.27 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{34.5 \phi}$$

$$\text{Para } D_e = 3'' \quad B = 2.48 (3) \left(\frac{12500}{12000} \right)^{2/3} = 7.44 (1.03) = \underline{7.65 \text{ pies}}$$

$$\therefore B = \underline{30.6 \phi}$$

Velocidad de propagación de fracturas:

$$V_f = \frac{V_D}{3}; \quad V_f = \frac{3600}{3} = 1200 \text{ pies/seg}$$

Tiempo de arribo de fracturas al frente libre:

$$\text{Si } t = \frac{B}{V_f}; \quad \text{Para } D_e = 2''; \quad t_f = \frac{4.23}{1200} = 3.5 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 4''; \quad t_f = \frac{11}{1200} = 9.2 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 3''; \quad t_f = \frac{7.65}{1200} = 6.4 \text{ ms}$$

$$\text{Para } D_e = 5''; \quad t_f = \frac{14.39}{1200} = 12 \text{ ms}$$

Tiempo de arranque de la roca:

La velocidad de desprendimiento de la roca es $\doteq \frac{1}{6}$ de la velocidad de propagación de las fracturas.

$$t = \frac{B}{V_d} \qquad V_d = \frac{V_f}{6} = \frac{1200}{6} = \underline{200 \text{ pies/seg}}$$

Para: $D_e = 2''$; $t = \frac{4.23 \text{ pies}}{200 \frac{\text{pies}}{\text{seg}}} = 0.212' \text{ seg} \times 1000 = \underline{21.2 \text{ ms}}$

$D_e = 4''$; $t = \frac{11 \text{ pies}}{200} = 0.055 \text{ seg} \times 1000 = \underline{55 \text{ ms}}$

$D_e = 3''$; $t = \frac{7.65}{200} = 0.383 \text{ seg} \times 1000 = \underline{38.3 \text{ ms}}$

$D_e = 5''$; $t = \frac{14.39}{200} = 0.072 \text{ seg} \times 1000 = \underline{72 \text{ ms}}$

$D_e = 6''$; $t = \frac{17.27}{200} = 0.0864 \text{ seg} \times 1000 = \underline{86 \text{ ms}}$

Bordo Mínimo

Utilizando la relación de bordo en función de las velocidades de la roca y del explosivo se tiene:

$$K_v = \frac{V_e}{V_p}$$

donde: V_e = Velocidad explosivo

V_p = Velocidad roca

V_p = 3600 pies/seg

Tabulando valores:

D_e "	B, pies	V_e , pies/seg	K_v
1	0	0	0
2	4.23	9 450	2.63
3	7.65	12 500	3.47
4	11	14 000	3.89
5	14.39	14 900	4.14
6	17.27	15 000	4.17

Bordo mínimo para el primer o cebo a nivel del piso

$$B_1 = \frac{3L}{9K_v + 2} ; \quad L = 32.8 \text{ pies (altura banco)}$$

$$\text{Para } D_e = 5"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 4.14 + 2} = \frac{98.4}{39.26} = \underline{2.51 \text{ pies}}$$

De la tabla $B = 14.39 > 2.51$ Se puede reducir el diámetro

$$\text{Para } D_e = 6"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 4.17 + 2} = \frac{98.4}{39.53} = \underline{2.49 \text{ pies.}} \quad \text{Se puede reducir el diámetro}$$

$$\text{Para } D_e = 4"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 3.89 + 2} = \frac{98.4}{37.01} = 2.66 \text{ pies}$$

De la tabla B = 11 pies > 2.96 Se puede reducir el diámetro

$$\text{Para } D_e = 3"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 3.47 + 2} = \frac{98.4}{32.23} = 2.96 \text{ pies}$$

De la tabla B = 7.65 pies > 2.96 Se puede reducir el diámetro

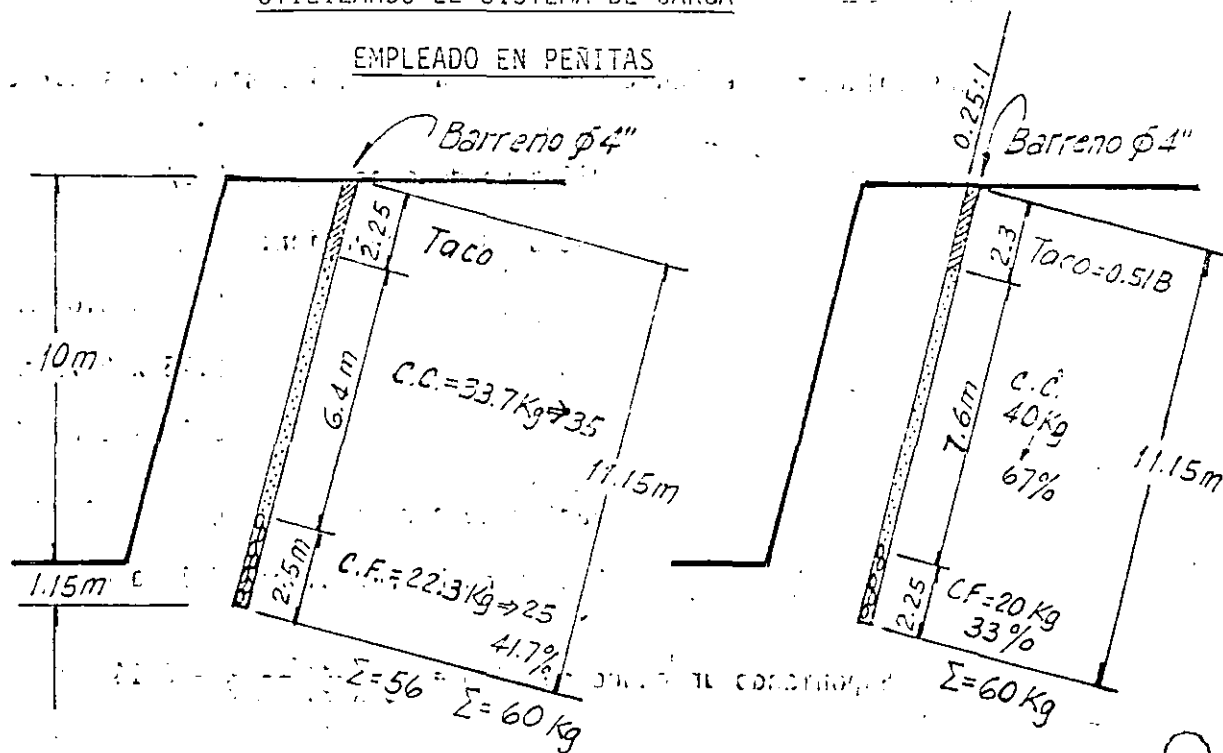
$$\text{Para } D_e = 2"; \quad B' = \frac{3 \times 32.8}{9 \times 2.63 + 2} = \frac{98.4}{25.67} = 3.83 \text{ pies}$$

De la tabla B = 4.23 > 3.83 pies

El valor de Bordo óptimo B de la tabla y el bordo mínimo son aproximadamente iguales para $D_e = 2"$. Por tanto, deberíamos utilizar $D_e = 2"$.

UTILIZANDO EL SISTEMA DE CARGA

EMPLEADO EN PENITAS



ALTERNATIVA 1

ALTERNATIVA 2

$$\text{Factor de carga} = \frac{60}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.242 \text{ kg/m}^3$$

$$= 242 \text{ g/m}^3$$

$$\text{Factor de barrenación} = \frac{11.15}{10 \times 4.5 \times 5.5} = 0.045 \text{ m/m}^3$$

$$= 4.5 \text{ cm/m}^3$$

NOTA: Esta carga es más económica que la indicada en la pág. 20 y debe dar buen resultado ya que no se requiere explosivo muy potente, pues la roca es blanda y por tanto se debe usar la mayor cantidad posible de ANFO, recordando que conviene utilizar velocidad de explosivo igual a velocidad de roca. Es mejor la Alternativa 2.

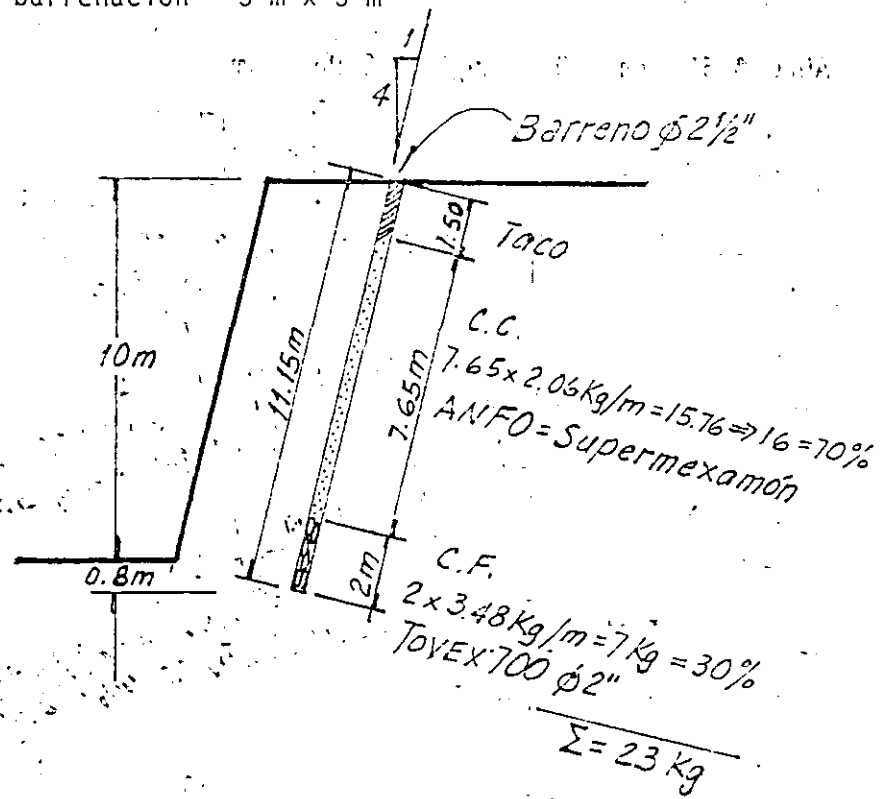
PROPUESTA:

VERTEDOR TROJES

Sept. 2, 1986

Diámetro de barreno ϕ 2 1/2" (6.35 cm) $A = 31.67 \text{ cm}^2$

Plantilla de barrenación 3 m x 3 m



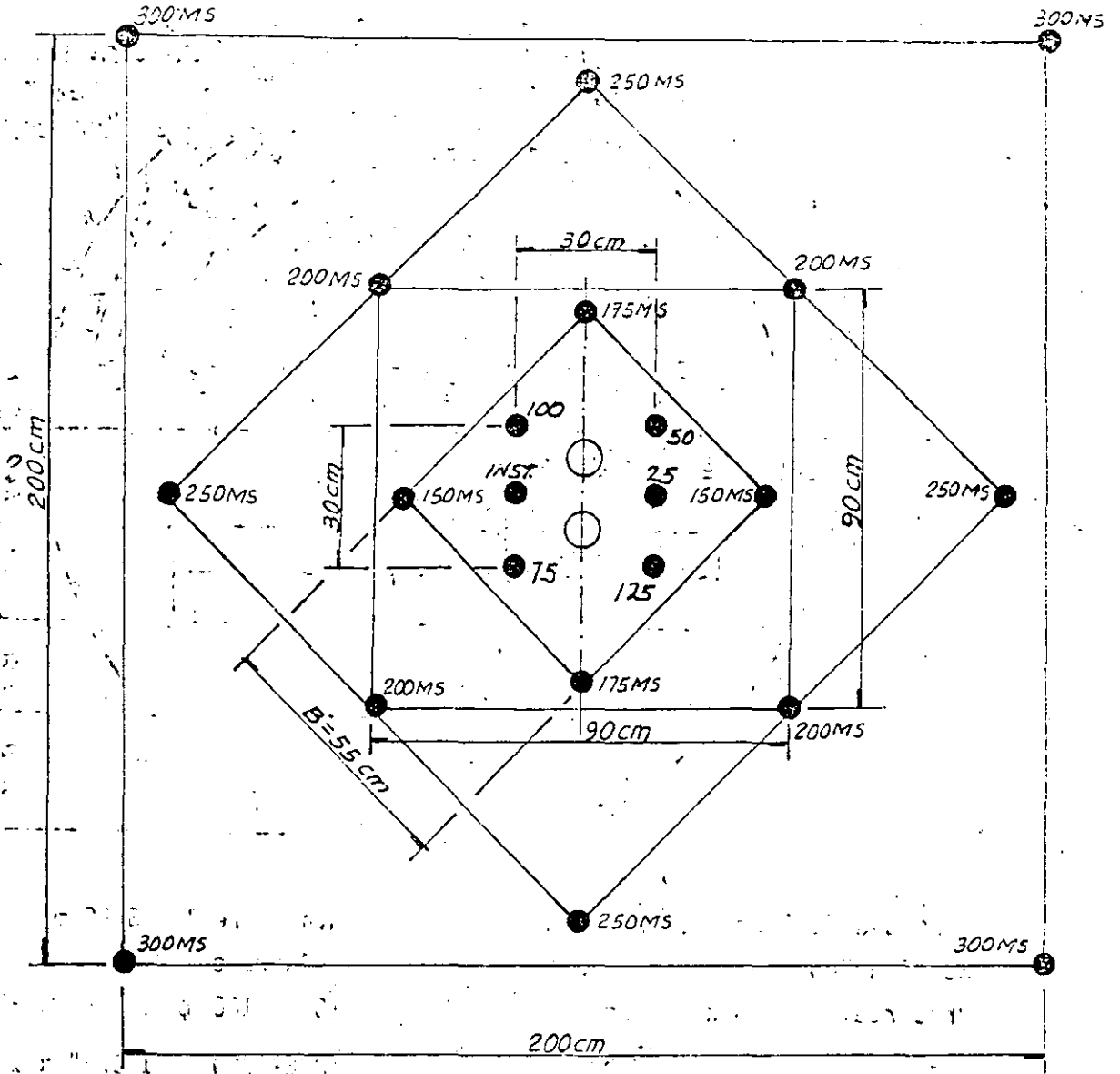
$$\text{Factor de carga} = \frac{23 \text{ kg}}{10 \times 3 \times 3} = 0.256 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Coeficiente de barrenación} = \frac{11.15}{10 \times 3 \times 3} = 0.0124 \text{ m/m}^3 = 12.4 \text{ cm/m}^3$$

Rendimiento de barrenación = 17 m/h

Utilizar 6 tiempos: 25 ms, 50, 75, 100, 125 y 150. ms.

CUÑA DE EXPANSION DE BARRENOS PARALELOS
 CON 2 BARRENOS HUECOS DE $\phi 3''$



- Barreno $\phi 1\frac{7}{8}''$ (22)
- Barreno $\phi 3''$ (2)

CANTIDAD DE EXPLOSIVO EN LA SECCION SUPERIOR

TOVEX 100	=	28.8 kg	→	10.4%
TOVEX 700	=	190.9 kg	→	68.6%
SUPERMEXAMON	=	<u>58.5 kg</u>	→	21.0%
Σ	=	278.2 kg		

No. DE BARRENOS

Barrenos con explosivo	=	78 ϕ 1 7/8"
Barrenos huecos	=	2 ϕ 3"
TOTAL	=	80 Barrenos

COEFICIENTE DE BARRENACION

$$C.B. = \frac{80 \times 4 \text{ m}}{\frac{\pi}{2} \times 5.8^2 \times 3.9} = \underline{\underline{1.55 \text{ m/m}^3}}$$

COEFICIENTE DE CARGA

$$C.C. = \frac{278.2}{\frac{\pi}{2} \times 5.8^2 \times 3.9} = \underline{\underline{1.35 \text{ kg/m}^3}}$$

CALCULO DE CARGAS DE EXPLOSIVO

ϕ barreno 1 7/8" = 4.8 cm Area = 18.1 cm²; Volumen = 1.81 l/m

ϕ explosivo, TOVEX 700; Densidad = 1.18 g/cm³

ϕ 1 3/4"; Long. = 16" = 40.6 cm; Area = 15.5 cm²

Peso de 1 cartucho = 630.02 x 1.18 g/cm³ = 743.4 g

TOVEX 100 Densidad = 1.10 g/cm³

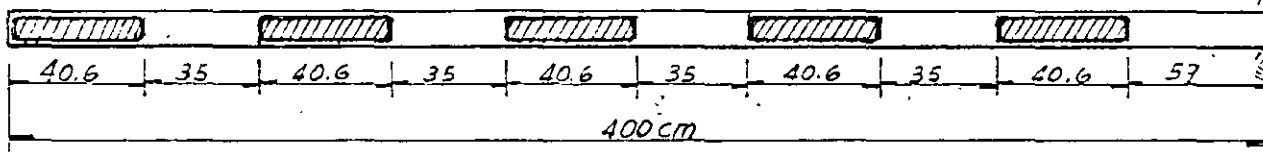
Peso de 1 cartucho = 120 g. ϕ 1" x 8"

Peso de explosivo por metro de barreno

TOVEX 700 = 1.81 l/m x 1.18 kg/l = 2.14 kg/m

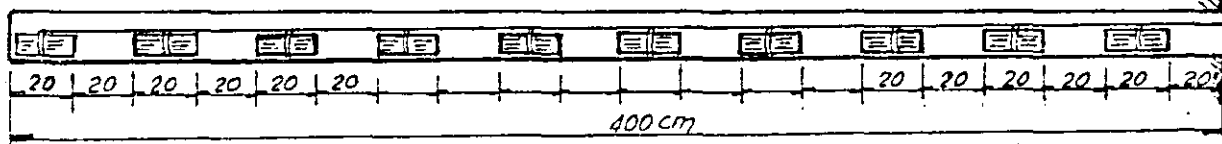
SUPERMEXAMON = 1.81 l/m x 0.65 kg/l = 1.18 kg/m

Peso de explosivo por metro de barreno en contra cuña (TOVEX 700)



Peso = 5 cartuchos x 0.743 kg = 3.72 kg; 3.72/4 = 0.93 kg/m

Peso de explosivo por metro de barreno en precorte (TOVEX 100)



Peso = 10 cartuchos x 120 = 1200 g → 1.2 kg/4 m = 0.30 kg/m

CARGA DE EXPLOSIVO A COLOCAR

- BARRENOS DE PISO Long. = 4 m

TACO DE 57 cm, BARRENOS LLENOS DE TOVEX 700

CARGA DE FONDO (TOVEX 700)

$$C.F. = 2.14 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times \frac{1}{3} \times 4 \text{ m} = 2.85 \text{ kg}$$

CARGA DE COLUMNA (TOVEX 700)

$$C.C. = 2.14 \text{ kg/m} (2/3 \times 4.00 - 0.57) = 4.5 \text{ kg}$$

$$\text{TOTAL} = 2.85 + 4.5 = 7.35 \text{ kg}$$

- BARRENACION ABIERTA Long. = 4 m

CARGA DE FONDO (TOVEX 700)

$$C.F. = 2.14 \text{ kg/m} \times 1/3 \times 4 = 2.85 \text{ kg}$$

CARGA DE COLUMNA (ANFO)

$$C.C. = 1.18 \text{ kg/m} \times (4 - 0.6 - 1/4 \times 4) = 2.44 \text{ kg}$$

- CONTRACUÑA

CONCENTRACION PARA B = 0.70, 1.15 kg/m

(TABLA I-22 CFE) B = 0.25, 0.75 kg/m

12 barrenos con 0.93 kg/m y 4 barrenos con 0.75 kg/m

$$12 \times 0.93 \times (4 - \frac{0.7}{2}) = 40.7 \text{ kg}$$

$$4 \times 0.75 \times (4 - 0.35) = 11.0 \text{ kg}$$

- CUÑA

CONCENTRACION = 0.65 kg/m (TABLA I-21 CFE)

NO. BARRENOS = 6 de ϕ 1 7/8"

6 x 0.55 kg/m (4 - 0.35) = 12 kg

- BARRENOS DE PRECORTE

TOVEX 100 ϕ 1" x 8" con 120 g c/u, de L = 20 cm

Densidad 1.10 g/cm³

10 cartuchos x 120 g = 1.2 kg

12 kg/4 m = 0.30 kg/m (TABLA I-24 CFE)

No. de barrenos = 24

24 x 0.3 kg/m x 4 m = 28.8 kg

BANQUEO SECCION INFERIOR

PRECORTE:

$$0.30 \text{ kg/m} \times 4 \text{ m} = 1.2 \text{ kg/barreno}$$

$$22 \text{ Barrenos} \times 1.2 = 26.4 \text{ kg} \quad \text{TOVEX 100}$$

BANQUEO (IGUAL QUE LA ABIERTA)

$$\text{Concentración } 21.4 \text{ kg/m} \quad \text{CARGA DE FONDO}$$

$$\text{C.F.} = 21.4 \text{ kg/m} \times 1/3 \times 4 = 2.83 \text{ kg/barreno}$$

$$16 \text{ barrenos} \times 2.85 = 45.60 \text{ kg} \quad \text{TOVEX 700}$$

CARGA DE COLUMNA. Concentración = 1.18 kg/m

$$\text{C.C.} = 1.18 \text{ kg/m} \times (2/3 \times 4 - 0.6) = 2.4 \text{ kg/barreno}$$

$$16 \text{ barrenos} \times 2.4 = 38.4 \quad \text{ANFO}$$

SUMA

$$\text{TOVEX 100 } \phi \text{ 1" } \times \text{ 8"} \quad = \quad 26.4 \text{ kg} \quad 23.9\%$$

$$\text{TOVEX 700 } \phi \text{ 1 3/4" } \times \text{ 16" } \quad = \quad 45.6 \text{ kg} \quad 41.3\%$$

$$\text{SUPERMEXAMON} \quad = \quad \underline{38.4 \text{ kg}} \quad 34.8\%$$

$$110.4 \text{ kg}$$

$$\text{FACTOR DE BARRENACION} = \frac{38 \text{ barr} \times 4 \text{ m}}{52.84 \times 3.90} = \underline{\underline{0.74 \text{ m/m}^3}}$$

$$\text{FACTOR DE CARGA} = \frac{110.4 \text{ kg}}{52.84 \times 3.90} = \underline{\underline{0.54 \text{ kg/m}^3}}$$

SECCION COMPLETA

VOLUMEN DE ROCA POR DE TUNEL

$$= \frac{\pi}{4} \times 11.6^2 \times 1 = 105.7 \text{ m}^3/\text{m}$$

No. TOTAL DE BARRENOS = 80 + 38 = 118 barrenos

TOTAL DE EXPLOSIVO = 278.2 + 110.4 = 388.6 kg.

$$\text{FACTOR DE BARRENACION} = \frac{118 \times 4}{105.7 \times 3.9 \text{ m}^3} = \underline{1.15 \text{ m/m}^3}$$

$$\text{FACTOR DE CARGA} = \frac{388.6 \text{ kg}}{105.7 \times 3.9 \text{ m}^3} = \underline{0.943 \text{ kg/m}^3}$$

CONSUMO DE EXPLOSIVO

	(kg)	%	(kg/m ² Tun.)*
TOVEX 100, φ 1" x 8"	28.8 + 26.4 = 55.2	14.2	14.15
TOVEX 700, φ 1 3/4" x 16"	190.9 + 45.6 = 236.5	60.9	60.64
SUPERMEXAMON	58.5 + 38.4 = <u>96.9</u>	24.9	<u>24.85</u>
	388.6		<u>99.64</u>

* kg/m² de TUNEL = EXPLOSIVO/AVANCE (3.90 m)

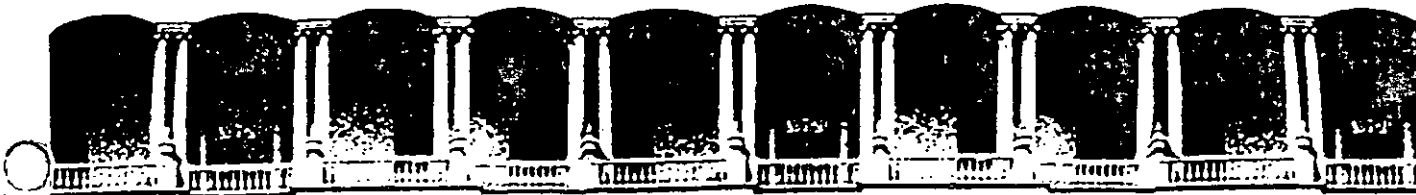
BARRENACION POR m² DE TUNEL

$$1.15 \text{ m/m}^3 \times 105.7 \text{ m}^3/\text{m} = 121.6$$

⇒ 121.6 m de barrenación/m² de túnel

REFERENCIAS

- THE MECHANICS OF ROCK BREAKAGE
By Richard L. Ash, P.E.
University of Missouri - Rolla
- MODEL ROCK BLASTING-EFFECTS OF EXPLOSIVES PROPERTIES AND OTHER
VARIABLES ON BLASTING RESULTS
By O.R. Bergmann, J.W. Riggle and F.C. Wu
Wilmington, Del., U.S.A. 1973
- THE LAWS OF ENERGY DIVERGENCE
By Richard L. Ash, P.E.
Junio, 1989
- THE VELOCITY OF DETONATION RECORDS A NEW BLAST AND SHOCK WAVE
DIAGNOSTIC TOOL FOR COMMERCIAL USE
By Gary Kahn
Albuquerque, NM 87106
- FACTORS IN SELECTING AND APPLYING COMMERCIAL EXPLOSIVES AND
BLASTING AGENTS
By Richard A. Ddick
Bureau of Mines, 1968
- NOTES ON DETONATION PHYSICS
By P.D. Katsabanis
Queen's University Kingston, Ontario Canada, 1989
- BLASTING THEORY
By R. Frank Chiappetta
- SIMPLIFIED EXPLANATION OF CRATER METHOD
By Charles H. Grant
E&JM Volume 165, No.11
- ALTERNATE VELOCITY LOADING TECHNIQUES AND DETONATIONS IN A
PRODUCTION ENVIRONMENT
By R. Frank Chiappetta
Tamaqua, Pennsylvania, U.S.A. January 1986
- INFORMACION DE LA VISITA A LAS MINAS TWIN BUTTES Y SIERRITA DUVAL
EN ENERO DE 1975
Por Raúl Cuellar Borja
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
- CONSIDERACIONES SOBRE EL PROCEDIMIENTO Y SELECCION DE EQUIPO
PARA LA EXPLOTACION DE PEDRERAS DE LA P.H. CHICOASEN, CHIS.
Por Raúl Cuellar Borja
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Febrero de 1975



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO:

TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992

APORTACIONES DE LA MECANICA DE SUELOS Y DE ROCAS

ING. JORGE E. CASTILLA CAMACHO

PALACIO DE MINERIA

- Obert, L. y Duvall, W.I.; Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock. John Wiley and Sons, Inc. 1967
- Goodman, R.E. Introduction to Rock Mechanics. John Wiley and Sons, 1980
- Hoek, E. and Brown, E.T. Underground Excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy. London, 1982

**Professional Users
Handbook for
Rock Bolting**

Acknowledgements

This handbook was initiated as a result of a visit to a tunnel work site beneath the harbour of Copenhagen. Mr. LORNE HERRON, from Atlas Copco Canada, who has extensive experience of practical aspects of rock reinforcement, expressed the need for a users handbook for rockbolting. The task of writing the handbook was later given to the undersigned, with the objective that the book should cover aspects of rockbolting from site investigation through design, selection, installation, tests, monitoring and costs of rock reinforcement.

The financial support provided by Atlas Copco MCT AB is greatly appreciated.

Special acknowledgements are directed to Mr. ROBERT ROBERTSON, Mr. BJORN KARBY and Mr. LORNE HERRON, all at Atlas Copco MCT, for their vital role in organizing the support received from Atlas Copco. Their assistance and encouragement is gratefully acknowledged. Special acknowledgements are also directed to Professor OVE STEPHANSSON for his keen reading and suggested improvements to the manuscript, and for valuable discussions. The author and sponsors of this handbook extend a special thanks to Dr. EVERT HOEK for his review and comment on the work. I would also like to thank Mr. ARNE NYSTROM for his preparation of the illustrations.

Luleå
March, 1986

BENGT STILLBORG

Contents

Foreword	V
Acknowledgements	VI
Contents	VII
Terminology	IX
Conversion Factors	X

PART I

1	Introduction	1
2	Why Rockbolts?	3
3	Review of Typical Rockbolt Systems	5
3.1	Mechanically Anchored Rockbolts	5
3.2	Grouted Rockbolts	7
3.3	Grouted Cable Bolts	10
3.4	Friction Anchored Rockbolts	12
3.5	Support Accessories to Rockbolt Systems	15
4	Rockbolt Installation	19
4.1	Installation of Mechanically Anchored Rockbolts	20
4.2	Installation of Grouted Rockbolts	22
4.3	Installation of Grouted Cable Bolts	24
4.4	Installation of Friction Anchored Rockbolts	26
5	Testing of Rockbolts	29
5.1	Load Bearing Capacity of Rockbolts	31
6	Design Considerations	35
6.1	Rock Mass Conditions	35
6.2	Rock Mass Classification	37
6.3	Special Conditions	47
6.4	Choice of Rockbolt System	52
7	Design of Rock Reinforcement	55
7.1	Rock Mass-Rockbolt Interaction	55
7.2	Design Principles	57
7.2.1	Analysis of Structural Stability	58
7.2.2	Empirical Assessments	68
7.2.3	Numerical Models	89

8	Mining	91
9	Cost of Rock Bolting	97
10	References	99
	Appendix	103

PART II*

11	Atlas Copco Auxiliary Equipment for Rock Bolting	107
11.1	Swellex in Mining and Civil Engineering	108
11.1.1	General Description of the Swellex System	108
11.1.2	Swellex — A Versatile System for Rock Reinforcement	110
11.1.3	Case Histories of Swellex in Mining and Civil Engineering Applications	115
11.2	Mechanical Equipment for Scaling	118
11.3	Mechanical Equipment for Rock Bolting	119
11.3.1	Capacity and Cost Comparison Between Different Types of Equipment for Rock Bolting	126
11.4	Development of Rockbolts and Rock Bolting Equipment	134
	List of Figures	139
	Subject Index	143

* authored by representatives of Atlas Copco MCT.



Terminology

Rock reinforcement	The installation of rockbolts, cables or any other type of element in a rock mass to reinforce and mobilize the inherent strength of the rock, so that the rock becomes "self supporting". The rock reinforcement element is installed inside the rock mass, that is, it forms part of the rock mass.
Rock support	The application of a concrete lining, steel sets or any other type of "engineering" structure which will restrict movements of the rock. Rock support is external to the rock mass.
Rock stabilization	Combined application of rock reinforcement and rock support to prevent failure of the rock mass.
Pre-reinforcement	Installation of reinforcement in a rock mass before excavation commences.
Rockbolts	A reinforcing element, normally made of solid or tube formed steel installed untensioned or tensioned in the rock mass.
Cable bolts	A reinforcing element, normally made of steel wires which are layed to a strand or a rope configuration and installed untensioned or tensioned with cement grouting in the rock mass.
Rock mass	In-situ rock, composed of small or large pieces of solid rock limited by discontinuities.
Failure of a rock mass	Loosening or fall-out of rock from the rock mass.

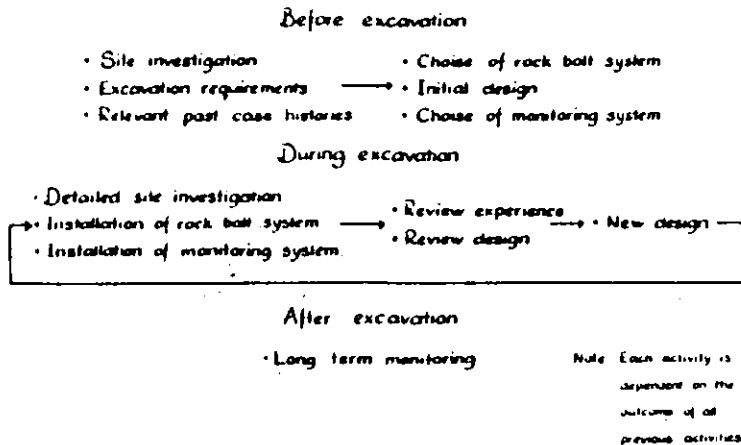


Fig. 1 Flow chart for rockbolting.

Chapter 3

Review of Typical Rockbolt Systems

A number of different types of rockbolts are now used worldwide. Many rockbolt types show only minor differences in their design and are basically varieties of the same concept. In a review of typical rockbolt systems, it is therefore possible to arrange the different types of rockbolts in groups and present a representative for each group. The groups are made with reference to the different anchoring techniques. Only the most widely used rockbolt type from each group will be considered.

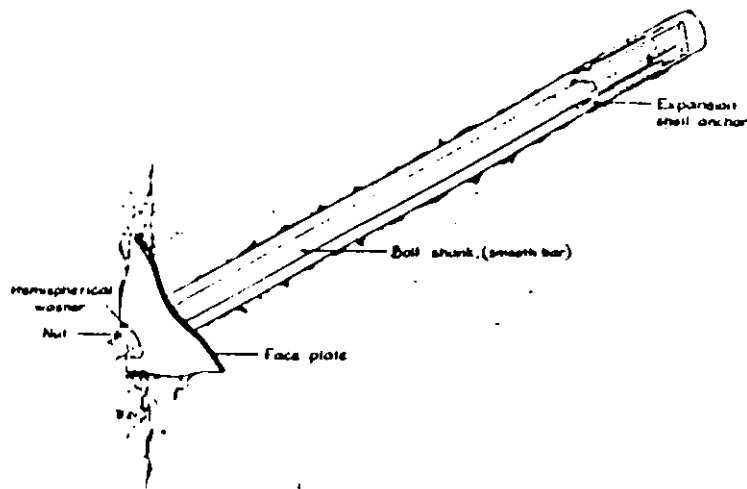
The following groups of bolts are considered:

- mechanically anchored rockbolts
- grouted rockbolts
- grouted cable bolts
- friction anchored rockbolts.

3.1 Mechanically Anchored Rockbolts

The expansion shell anchored rockbolt, of standard or bail type, is the most common form of mechanically anchored rockbolt. The expansion shell anchor operates basically in the same manner whether it is of standard or bail type. A wedge attached to the bolt shank is pulled into a conical expansion shell as the bolt is rotated. This forces the shell to expand against and into the wall of the borehole. Expansion shell anchored rockbolts have wide application in mining as well as in civil engineering. For application in permanent reinforcement systems, the void between the bolt and the borehole can be post grouted. With only one or two exceptions, mechanical anchors are designed for use in moderately hard to hard rock conditions. They are not recommended for use in very hard rock, since a very hard rock will prevent the expansion shell from "gripping" the rock, and the anchor will slip under load.

Mechanically Anchored Rockbolt — Expansion shell anchor



Typical technical data

Steel quality designation:	700 N/mm ²	70 kp/mm ²	102 kpsi
Steel diameter:	16 mm	16 mm	5/8 in
Yield load, steel:	140 kN	14 tons	15.5 tons(US)
Ultimate load, steel:	180 kN	18 tons	20 tons(US)
Ultimate axial strain, steel:	14 %	14 %	14 %
Weight of bolt without face plate and nut:	2 kg/m	2 kg/m	1.34 lb/ft
Bolt lengths:	any length required		
Recommended borehole diam.:	35—38 mm	35—38 mm (critical)	1 3/8 in

Advantages

Relatively inexpensive. The bolt gives immediate support action after installation. By rotating the bolt, a torque is applied to the bolt head and tension accumulates in the bolt. By post-grouting, the bolt can serve as permanent reinforcement. In hard rock, high bolt loads can be achieved. It is a versatile system for rock reinforcement, assuming hard rock conditions.

Disadvantages

Limited to use in moderately hard to hard rock. Difficult to install reliably, (see also section 4.1). Must be monitored and checked for proper tensioning. Loses bearing capacity as result of blast vibrations or when rock spalls off around borehole collar due to high rock stresses.

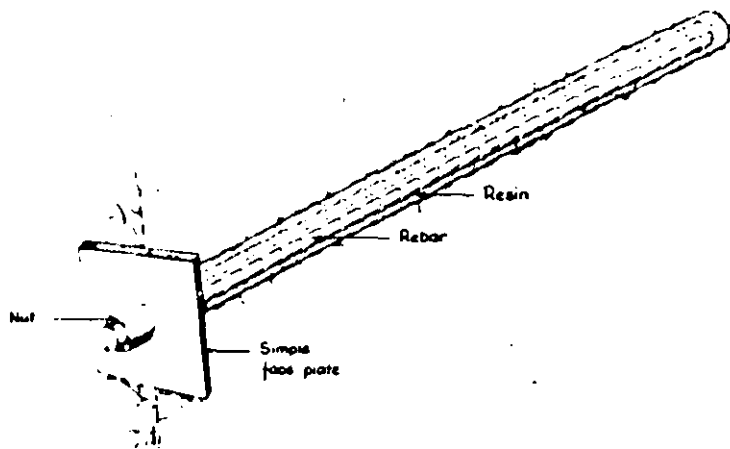
3.2 Grouted Rockbolts

Grouted rockbolts have been commonly used worldwide for the past forty years both in mining and civil engineering applications.

The most commonly used grouted rockbolt is the fully grouted rebar or threaded bar made of steel. Cement or resin are used as grouting agents. The rebar used with resin creates a system commonly used for tensioned rockbolts but the rebar or the threaded bar with cement grout can also be used for untensioned bolts. Both systems are used for temporary as well as permanent support under various rock conditions. The threadbar rockbolt is mainly used in civil engineering applications for permanent installation.

A few years ago it was predicted that the resin would, in general, replace the use of cement as grouting agent for fully grouted rockbolts. However, for a number of reasons, (mainly cost) this did not occur.

Grouted Rockbolt — Rebar



Typical technical data

Steel quality designation:	570 N/mm ²	58 kp/mm ²	83 kpsi
Steel diameter:	20 mm	20 mm	7/9 in
Yield load, steel:	120 kN	12 tons	13 tons(US)
Ultimate load, steel:	180 kN	18 tons	20 tons(US)
Ultimate axial strain, steel:	15 %	15 %	15 %
Weight of bolt without face plate and nut:	2.6 kg/m	2.6 kg/m	1.75 lb/ft
Bolt lengths:	any length required		
Recommended borehole diam.:	35±5 mm	35±5 mm	1 3/8 in

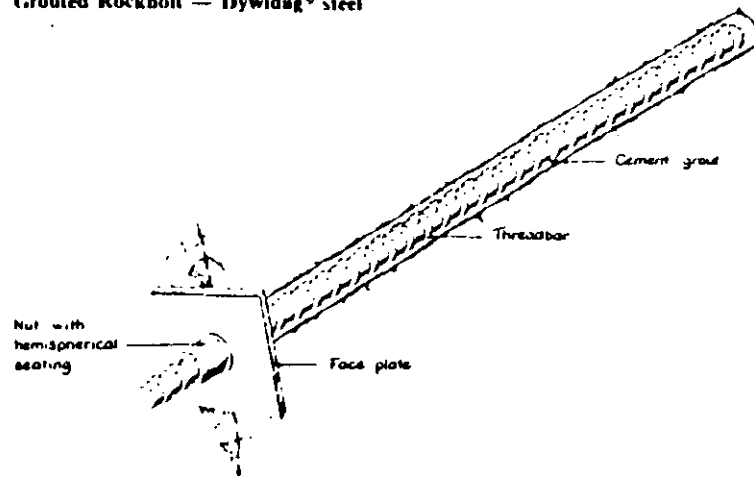
Advantages

The bolt gives rapid support action after installation. If a "fast-setting" resin is used for bottom anchoring of the bar, the fully grouted rockbolt can be tensioned, (see also section 4.2). High corrosion resistance in permanent installations.

Disadvantages

Difficulties with the resin cartridges in underground environment which can affect installation reliability, (see also section 4.2). Resin can be messy and hazardous to handle as well as wasteful. Resin has a limited shelf life.

Grouted Rockbolt — Dywidag® steel



Typical technical data

Steel quality designation:	1080 N/mm ²	110 kp/mm ²	157 kpsi
Steel diameter:	20 mm	20 mm	7/9 in
Yield load, steel:	283 kN	28 tons	31 tons(US)
Ultimate load, steel:	339 kN	34 tons	37.5 tons(US)
Ultimate axial strain, steel:	9.5 %	9.5 %	9.5 %
Weight of bolt without face plate and nut:	2.6 kg/m	2.6 kg/m	1.75 lb/ft
Bolt lengths:	any length required		
Recommended borehole diam.:	35±3 mm	35±3 mm	1 3/8 in

Dywidag® is a registered trademark of Dyckerhoff & Widmann AG, F.R. Germany.

Advantages

Properly installed, it is a competent and durable reinforcement system. Affect of corrosive environments is minimal. The system gives high bolt loads in various rock conditions.

Disadvantages

Expensive. Tensioning of the rockbolt is possible only if special installation procedures are followed. Use of standard cement in the grout requires several days curing before the bolt can take load. Quality of grout is difficult to check and maintain constant.

3.3 Grouted Cable Bolts

Grouted cables have been used for reinforcement of structures in rock for the past twenty or thirty years. Cables were introduced to the mining industry, for the same purpose, over the last fifteen to twenty years.

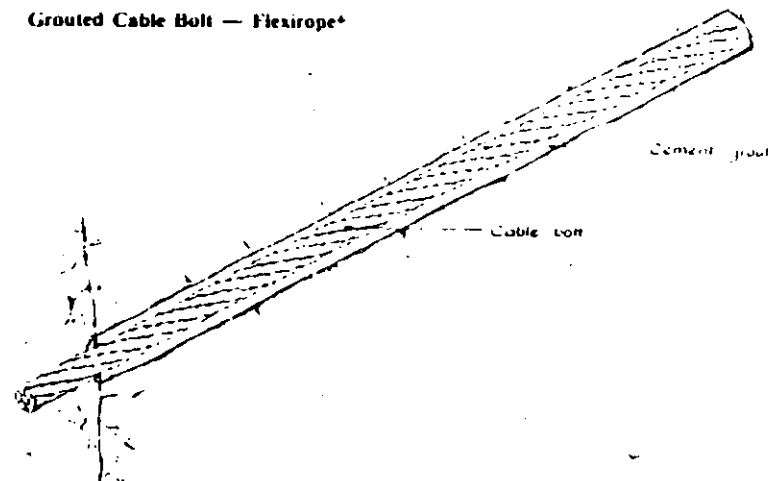
The use of untensioned fully grouted cables in the mining industry is growing rapidly. Cable reinforcement is predominantly used in temporary support systems, STILBORG (1983). Permanent reinforcement in mining has, to date, only been considered occasionally in relation to untensioned fully grouted cables. The use of cable reinforcement in a mining situation is, in general, quite different from applications in civil engineering where permanent, pre-stressed cables are considered. Pre-stressed cables for civil engineering applications is also the area where most development work has been conducted to date.

The most commonly used type of cable for cable reinforcement in the mining industry is a 15.2 mm 7-wire steel strand, normally installed in units of two. The cable is developed for pre-stressed concrete elements. The cable is often appropriately modified by the local supplier to improve its performance as a reinforcing element in rock.

The cable bolt described below is a new development. It is the first cable that has been designed for the purpose of rock reinforcement. As such, it displays some interesting properties for use both as a grouted rockbolt and as a traditional cable bolt for support of large volumes of rock. The cable has already gained considerable popularity within the Scandinavian mining industry.

There are a number of features in the use of a flexible cable instead of a rebar or a threadbar in a reinforcement system for grouted rockbolts. Some of these are: variation in bolt length is of no concern since the cable can be installed to any length from a reel even in narrow tunnels, and inexpensive, very high load bearing capacity, for mechanization variation in bolt length represents no problem.

Grouted Cable Bolt — Flexirope®



Typical technical data

Steel quality designation:	1770 N/mm ²	150 kp/mm ²	257 kpsi
Cable diameter:	28 mm	28 mm	1 1/10 in
Yield load, cable:	500 kN	50 tons	55 tons(US)
Ultimate load, cable:	500 kN	50 tons	55 tons(US)
Ultimate axial strain, cable:	3 %	3 %	3 %
Weight of cable:	3.1 kg/m	3.1 kg/m	2.08 lb/ft
Cable lengths:	any length required		
Recommended borehole diam.:	35 mm and above	35 mm and above	1 3/8 in and above

Flexirope® is a registered trademark of Scan Rope AB, Sweden.

Advantages

Inexpensive. Properly installed, it is a competent and durable reinforcement system. Can be installed to any length in narrow areas. The system gives very high bolt loads in various rock conditions, as well as high corrosion resistance in permanent installations.

Disadvantages

Tensioning of the cable bolt is possible only if a special installation procedure is adopted. The use of standard cement in the grout requires several days curing before the cable can be loaded.

3.4 Friction Anchored Rockbolts

Friction anchored rockbolts represent the most recent development in rock reinforcement techniques. Two friction anchored rockbolt types are available, the Split Set and the Swellex. For both types of rockbolt system, the frictional resistance to sliding of the rock on the steel (for the Swellex combined with mechanical interlock) is generated by a radial force against the borehole wall over the length of the bolt. Friction anchored rockbolts resemble mechanically anchored bolts in the sense that their installation and operation is unimpaired by wet rock conditions. For use in permanent installations, corrosion may, however, create a problem.

Although the two systems are described under a common heading, they display some major differences. These are related to the anchoring mechanism and their support action, as well as their installation procedure. Strictly speaking, only the Split Set is a true friction anchored rockbolt and as such it is sometimes called the "Split Set Friction Rock Stabilizer".

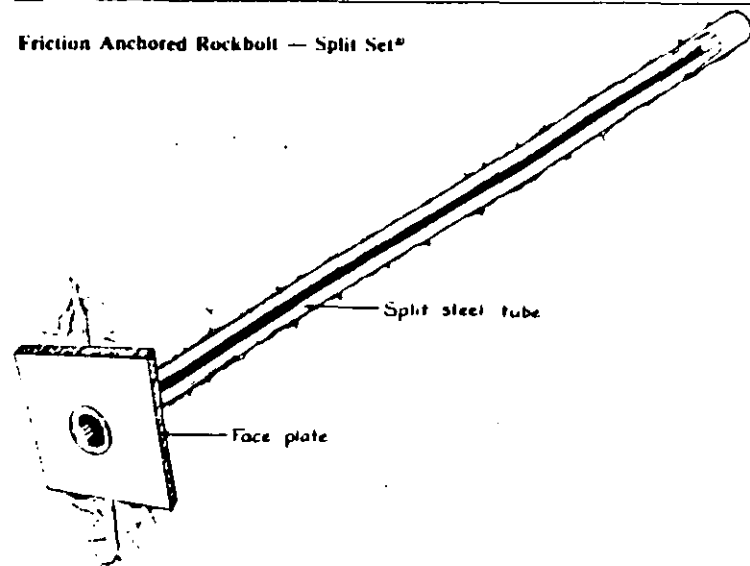
The anchoring mechanism of the Split Set rockbolt arises from frictional forces to a load which approaches the ultimate load bearing capacity of the bolt, when the bolt will slide. The bolt can then accommodate large displacements without failing.

The anchoring mechanism of the Swellex rockbolt depends on frictional forces combined with mechanical interlocking. The anchoring of the Swellex is provided by frictional forces to a load which approaches the ultimate load bearing capacity of the bolt. Mechanical interlock between the bolt and the rock then prevents the bolt from sliding. This property of the Swellex rockbolt implies that the full strength of the bolt is utilized. A higher pull-out resistance is then obtained.

The action of the Split Set rockbolt, to accommodate gross displacements by sliding is sometimes preferred, however. When required, this action can be obtained by a reduction in the inflation pressure of a standard Swellex. It has been shown that the Swellex can be adapted to a variety of ground conditions by changing the inflation pressure.

Both friction anchored bolt types are commonly used in the mining industry. However, their use in civil engineering applications is limited, but Swellex is increasingly used in tunnelling work.

Friction Anchored Rockbolt — Split Set®



Typical technical data

Tube diameter:	39 mm	39 mm	1 1/2 in
Yield load, steel tube:	90 kN	9 tons	10 tons(US)
Ultimate load, steel tube:	110 kN	11 tons	12 tons(US)
Ultimate axial strain, steel tube:	16 %	16 %	16 %
Weight of bolt without face plate:	1.8 kg/m	1.8 kg/m	1.2 lb/ft
Bolt lengths:	0.9—3 m	0.9—3 m	3—10 ft
Recommended borehole diam.:	35—38 mm	35—38 mm (critical)	1 3/8 in

Split Set® is a registered trademark of Ingersoll-Rand Company, USA.

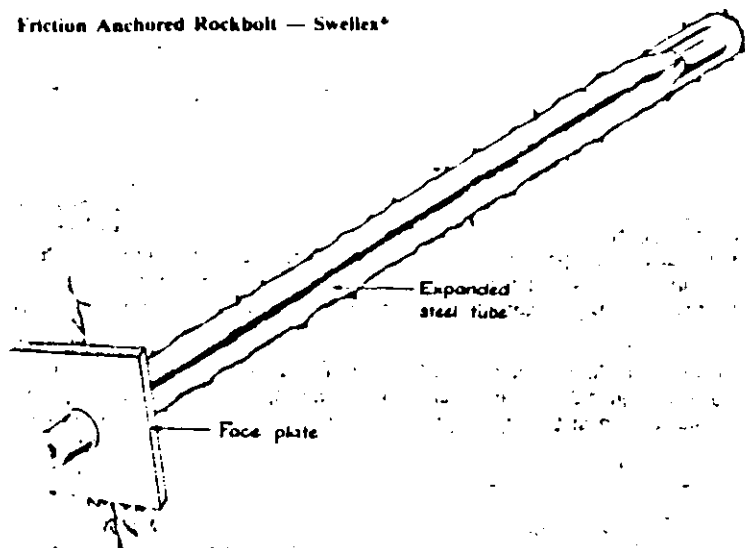
Advantages

Simple installation. Gives immediate support action after installation. No hardware other than a jackleg or jumbo boom for installation. Easy application of wire mesh.

Disadvantages

Relatively expensive. Borehole diameter is crucial in the prevention of failure during installation and in the provision of the intended holding force. Successful installation of longer bolts can be difficult. Cannot be used in long term installations unless protected against corrosion.

Friction Anchored Rockbolt — Swellex*



Typical technical data

Tube diameter:	26 mm	26 mm	1 in
Yield load, steel tube:	130 kN	13 tons	14 tons(US)
Ultimate load, steel tube:	130 kN	13 tons	14 tons(US)
Ultimate axial strain, steel tube:	10 %	10 %	10 %
Weight of bolt without face plate:	2 kg/m	2 kg/m	1.34 lb/ft
Bolt lengths:	any length required		
Recommended borehole diam.:	35±3 mm	35±3 mm	1 3/8 in

Swellex* is a registered trademark of Atlas Copco AB, Sweden.

Advantages

Rapid and simple installation. Gives immediate support action after installation. Can be used in a variety of ground conditions. The installation causes contraction in the bolt length. This effectively tensions the face plate against the rock surface.

Disadvantages

Relatively expensive. Corrosion protection required if used in long term installations. Requires a pump for installation.

3.5 Support Accessories to Rockbolt Systems

A number of support accessories are used together with rockbolts, apart from the face plate. Rockbolts are commonly used to attach different kinds of wire mesh and rock straps to the rock.

Face plates

A face plate is designed to distribute the load at the bolt head uniformly into the surrounding rock. To maintain the elasticity of the rockbolt system, the choice of face plate is crucial. Some commonly used face plates are shown in Fig. 2.

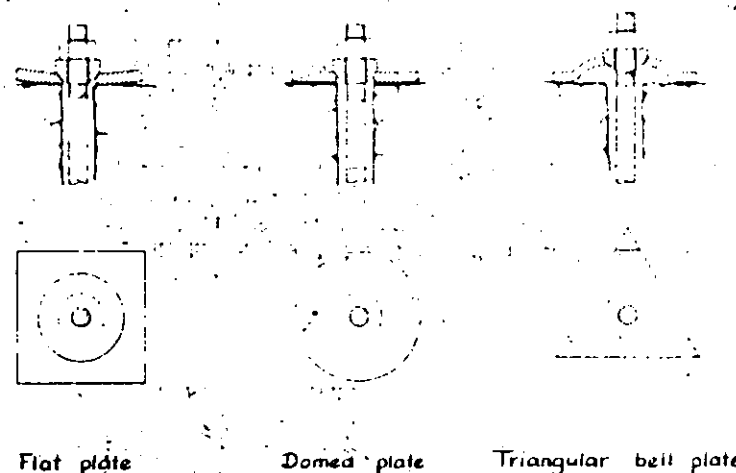


Fig. 2 Some commonly used face plates and their respective effective contact surface. Partly after SCHMIDT (1971).

The flat plate can be used when the rock surface is smooth and the bolt is installed perpendicular to the surface of the rock. If a hemispherical seating is added to the nut as in Fig. 2, the bolt can be installed obliquely to the rock surface without introducing unfavourable tensile stresses in the bolt. Another advantage with the hemispherical seating is that the nut will lie flat against its base. This permits more favourable tensioning of the bolt. The flat face plate, when loaded, is supported only at a few highly stressed points at the rock surface, (see Fig. 2).

4.1 Installation of Mechanically Anchored Rockbolts

Borehole diameter is critical for the installation of expansion shell anchored rockbolts. The bolt cannot be installed in an undersized or oversized hole. To install, the bolt is pushed into the hole until the face plate is in contact with the rock. The nut on the bolt is then rotated until a preset torque is reached. This can be accomplished by the use of a tool which automatically shuts off, at a pressure corresponding to the preset torque. The recommended applied torques range from 135 to 340 Nm (100-250 ft-lb) or 4.5 kN (1000 lb) load above or below the 50% limit of the bolt yield load or anchorage capacity whichever is lower, PENG (1978). As the torque is applied to the bolt, a tension develops in the bolt, provided the expansion shell firmly grips against the borehole wall. The torque — tension relationship can vary considerably for a specific applied torque. Nevertheless, a linear relationship between bolt tension and torque exists, and this can be written:

$$P = CT \quad (1)$$

where P is the bolt tension in N (pounds) and T is the applied torque in Nm (foot-pounds). C is the proportionality constant between the bolt tension and the applied torque. As a "rule of thumb", C is equal to 50 for a 16 mm (5/8 in) bolt and 40 for a 19 mm (3/4 in) bolt, PENG (1978). C should be given in the appropriate units. Factors that affect the value of the constant C are the applied upward thrust on the bolt during installation and the angle of installation.

The effectiveness of an expansion shell anchored rockbolt depends mainly on the grip of the shell against the borehole wall. Apart from the borehole size, the rocktype and the integrity of the rock at the zone of anchorage will affect the gripping force. In hard rock conditions high bolt loads can be achieved. However, if the bolt is placed within 10—20 m (30—60 ft) of a blast, the bolt can lose its tension and must be retensioned. In weaker rocks, the effectiveness of the bolt is reduced by local crushing of the rock by the ribbed sleeves of the shell. Clay-filled joints can, in otherwise good conditions, cause serious problems. In very weak rocks like fractured shale or mudstone, the use of mechanical rockbolts in general, is not recommended.

The installation and the effectiveness of the bolt is independent of the water conditions in the borehole when the bolt is used for temporary support. Post-grouting is performed when the bolt forms part of a permanent reinforcement system.

Installation time, for an expansion shell anchored rockbolt of 2 m (6.5 ft) length, (excluding the time for borehole drilling) is typically 75 sec.



Fig. 5 Tensioning of an expansion shell anchored rockbolt using a torque wrench.

4.2 Installation of Grouted Rockbolts

The installation procedures used for grouted rockbolts are very similar, whether cement or resin grout is used. The grout can be placed in the borehole either by pumping or by using cartridges. When the grout is pumped into the borehole, common practice is to push the grout tube into the bottom of the hole and fill the hole as the tube is retrieved. It is important to ensure that the tube is in full contact with the cement/resin, as it is retrieved, to prevent the formation of airpockets. When the hole is filled, the bolt is pushed into the hole through the grout, until it hits the bottom of the hole or full contact is made between the face plate and the rock surface.

To keep the grout in vertical upholes the grout must be sufficiently thick. A cement grout with a water/cement-ratio (by weight) of between 0.30 and 0.35 is commonly used. The cement grout can be used with an additive that will accelerate the setting of the grout like quick-setting resins are available. If cement mortar is to be used, ready-mixed mortar is recommended.

When the grout is pumped into the hole, there is a problem of sealing the collar of the borehole. Proper sealing is important, especially in vertical upholes. In upholes, the sealing prevents excessive grout from leaving the hole after bolt installation, and it also stops the bolt dropping out of the hole until the grout has set.

When the grout is pumped into the borehole, the borehole size is not critical for the final grouting result.

A more convenient and quicker method of grouted rockbolt installation is to use cartridges. Both cement and resin cartridges are available. The most commonly used cement cartridge contains cement and additives within a porous container which soaks in water, before it is placed in the borehole (like the Cembolt product).

Mixing is required for the resin cartridge. This is not the case with the cement cartridge. The mixing of the resin cartridge takes place when the bolt is rotated through the cartridge. Cement grout cartridges can also be used in combination with resin cartridges to reduce the cost of fully resin grouted rockbolts, see Fig. 6.

The problem of excessive grout leaving the borehole is not usually encountered when cartridges are used, since the cartridge normally produces a thicker mix. The problem of keeping the bolts in upholes until the grout has set remains. The use of a simple sealing at the hole collar provides the best solution to this problem.

When cartridges are used to place the grout in the borehole, the hole size becomes critical both for proper mixing and filling of the hole. Manufacturer specifications should be followed.

Bolt tensioning can be applied either by a tool which rotates the nut on the bolt until a preset torque is reached, or by direct pull. A torque wrench or a machine which is set to stall at a pressure corresponding to the preset torque is usually adequate. The problem with this method, applied to grouted bolts, is almost identical to that discussed in section 4.1 for mechanically anchored rockbolts. If the bolt is to be ten-



sioned at higher loads (exceeding approximately 100 kN (10 tons)), tensioning in direct pull with a hydraulic bolt tensioner is to be recommended, HOKK and BROWN (1980), Fig. 6. The tensioner should have an easily read calibrated gauge for the load. Provided the capacity is sufficiently large, the hydraulic bolt tensioner can also be used for pull-out testing of the bolts.

Using the technique described above, for pumping the grout into the hole, the bolt cannot be tensioned unless it is partly debonded. Debonding of the bolt top section can be performed by using PVC tape or a high density polyethylene sleeve. By using a quick-setting resin cartridge over the bond length and slow-setting resin cartridges over the free length, the bolt can be tensioned as soon as the former has gained sufficient strength. Typically, a resin grouted bolt can be tensioned within 1 to 5 minutes after installation, while a cement grouted bolt requires a couple of hours to set, depending on the additives used and rock temperature.

The fully grouted rockbolt is one of the most common of all rockbolt systems. It is perhaps also the most versatile system. When cement grout is used in combination with a standard rebar, this is often the cheapest type of rock reinforcement. It is, however, important to check the quality of both the resin and the cement before use, since both agents are products which are sensitive to storage underground for extended lengths of time. Some results from tested grouted rockbolts, which indicate the difficulty of obtaining a good grouting of the bolt, are given in Chapter 5.

Installation time, for a fully resin grouted rockbolt of 2 m (6.5 ft) length, (excluding the borehole drilling and the curing time) is typically 75 sec.

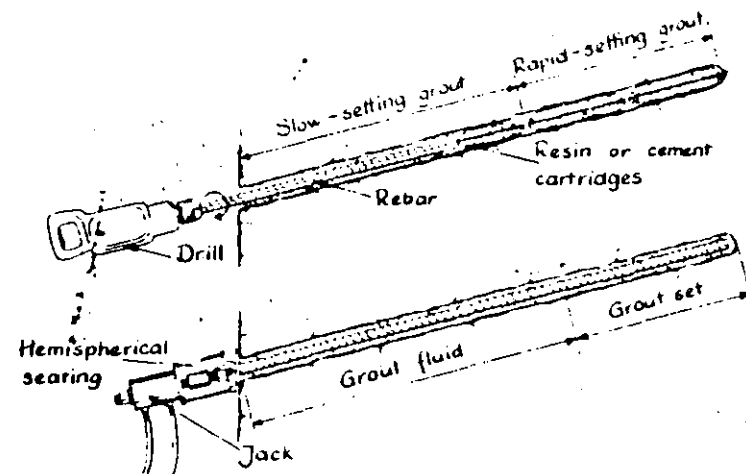


Fig. 6 Principle of installation and tensioning of a fully grouted rockbolt using an hydraulic bolt tensioner.

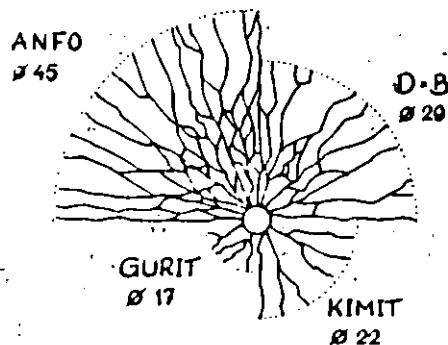
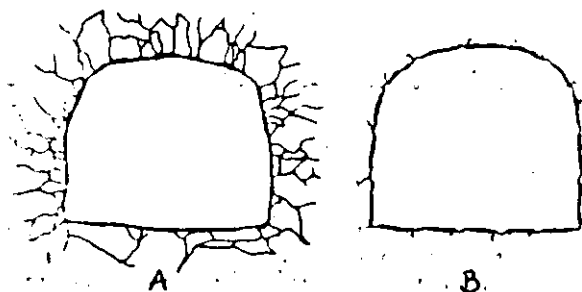


Fig. 16 Schematic illustration of the difference in damage intensity of the rock surrounding a tunnel in the case of conventional blasting (A) and smooth blasting (B). The extent of the blast damage for some common explosives is also shown. Blasthole diameter is given in mm. After HOUSSAOU et al. (1983).

ANFO — ANFO
 DxB — Plastic Dynamite 28% NG/EGDN
 Kimit — Watergel (cap sensitive)
 Gurit — Low strength powdered NG/EGDN sensitized explosive

6.4 Choice of Rockbolt System

It is beyond the scope of this handbook to present the type of rockbolt/cable bolt system to be used to meet every combination of conditions present in an underground excavation. However, the following guideline should prove useful, if the inappropriate rockbolt or cable bolt system for a given situation is to be avoided.

Mechanically anchored rockbolts are not recommended for use under the following conditions;

- in soft rock conditions where the rock type or the joint filling material may affect the gripping force of the anchor
- near blasting activities, where the tension in a bolt may be lost
- in permanent reinforcement systems, unless the bolt is grouted
- close to an advancing face where subsequent rock mass deformation is significant
- in areas of large rock stresses where rock burst or spalling problems may be encountered
- in applications where rockbolt tension cannot be checked
- to resist shear movements of the rock
- in very hard rock
- in very fractured rock.

Grouted rockbolts/cable bolts are not recommended for use under the following conditions;

- in applications where the quality of the grouting agent cannot be checked
- in boreholes with a continuous flow of groundwater
- when cement is the grouting agent and immediate support action is necessary
- in rocks having open joints and/or voids, unless the grouting can be checked.

Untensioned grouted rockbolts/cable bolts are not recommended for use under the following condition;

- in rock masses which have been subjected to extensive deformation.

Tensioned grouted rockbolts/cable bolts are not recommended for use under the following conditions;

- close to an advancing face where subsequent rock mass deformation is significant
- in areas of large rock stresses, where rock burst or spalling problems may be encountered.

Friction anchored rockbolts are not recommended for use under the following conditions;

- in permanent reinforcement systems unless special corrosion protection is applied
- to resist shear movements of the rock.

Split Set rockbolts are not recommended for use under the following conditions;

- in narrow or confined areas
- where borehole diameters are difficult to control
- in very fractured or soft rock conditions.

Swellflex standard rockbolts are not recommended for use under the following condition;

- in areas where large deformations can be anticipated.

Design of Rock Reinforcement

The mechanical behaviour of rock masses reinforced by rockbolts or cable bolts, (i.e. the "rock mass — rockbolt interaction"), is still, in general, incompletely understood. This is also true of the rockbolt/cable bolt itself as a constructional element, in spite of the widespread use of rockbolts and cables. This is reflected in the lack of appropriate design criteria for rockbolt and cable bolt reinforcement. For long cable bolts, (cables longer than 6 metres), the design of the reinforcement systems also, at present, relies heavily on the experience of the responsible engineer and/or empirical results from previous trials. Nevertheless, an attempt is made in this chapter to compile some of the more useful design concepts. These are commonly applied to practical rock reinforcement problems, where rockbolts or cable bolts are used as reinforcing elements.

7.1 Rock Mass — Rockbolt Interaction

It is important to appreciate the qualitative differences in interaction between mechanically anchored rockbolts, fully grouted bolts and friction anchored bolts and a rock mass.

- In mechanically anchored bolts, the strain is constant along the free length of the bolt. Any rock displacement between the two anchor points of the bolt, the face plate and the expansion shell, will be distributed over the complete length of the bolt shank. This makes the expansion shell anchored rockbolt a flexible rock reinforcement system.
- In fully grouted bolts the load is transferred from the grout to the rock, and the deformation of the rock mass and the reinforcement cannot be separated. The load is distributed over a limited distance from the rock joint (approximately 5—20 bolt diameters), which makes the fully grouted bolt a stiff rock reinforcement system. This applies to both the rockbolt and the cable bolt.

— Friction anchored rockbolts are similar to the fully grouted bolts in that the deformation of the rock mass and the bolt cannot be separated. This is only true for the Swellex rockbolt. The Split Set will slip before the ultimate load bearing capacity of the steel tube is reached. The Swellex will not slip. It will continue to behave like a fully grouted rockbolt until it finally breaks.

A commonly discussed problem in the design of rockbolt/cable bolt systems is whether tensioned bolts should be used in preference to untensioned bolts. No simple answer to this question exists. However, some general guidelines can be followed. Tensioned bolts together with the rock behave, in principle, like a pre-stressed concrete element. This behaviour may be compared with untensioned bolts, which together with the rock, act like a fractured reinforced concrete structure.

Whenever tensioned rockbolts are used in a randomly jointed rock mass the individual blocks of rock interact to create a reinforced rock arch. Excessive deformations do not occur. However, untensioned fully grouted rebars and cables installed close to an advancing face will be tensioned by the subsequent relaxation of the rock mass and tensioned bolts are not required.

In most rockbolting, except in the case of support of unstable blocks of rock when the bolts or cables are designed to hold the dead weight of the block, the load taken by the bolts is small compared with the loads acting in the rock. The rockbolts enable the rock mass to be "self supporting".

To assess the relevance of rock bolting, it is necessary to consider the rockbolt-rock mass interaction. The load-deformation characteristics of the rock mass must be determined with some degree of confidence before a ground support system can be considered. When the rock mass displays well defined structural patterns like the examples given in section 6.1, rockbolts or cables are recommended for reinforcement of the rock. Rockbolt or cable reinforcement systems are especially recommended in situations where unstable wedges or rock blocks, free to fall or slide under their own weight are present. Their design is simpler than that of steel sets, for example, whenever eccentric loading is present.

In a more complex, stressed structure of rock, the stiffness and the timing of installation of reinforcement becomes increasingly important. It should be compatible with the response of the rock mass on unloading, the so called "ground reaction curve". If rockbolts or cable bolts are installed before relaxation of the rock mass has occurred, they may attract excessive loading, if the type of bolts selected cannot accommodate the associated deformation. However, if the bolts are installed after most of the relaxation has occurred, and the bolts are not sufficiently stiff, plastic deformation of the rock may continue and as a result be too large for the bolts to be effective. The concept is illustrated in Fig. 17.

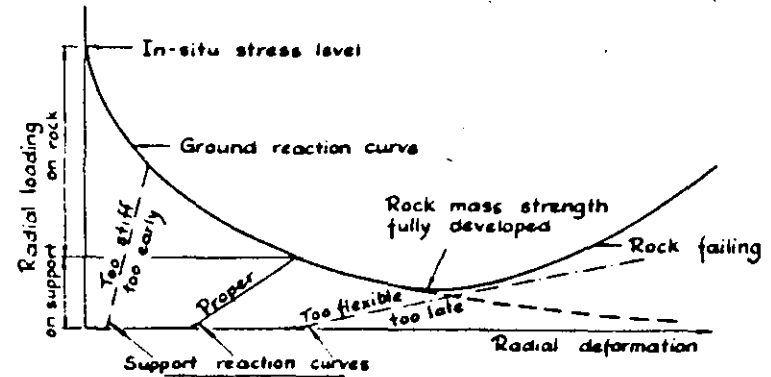


Fig. 17 Rock mass — rock reinforcement interaction concept. Partly after RABCEWICZ and GOLSER (1973).

7.2 Design Principles

The rockbolt/cable bolt reinforcement system should be designed to minimize deformations induced by the dead weight of loosened rock, as well as those induced by stress redistribution in the rock surrounding an excavation.

The basic approach to the design of rock reinforcement is to stabilize surface blocks and/or rock formations by restricting relative displacements of adjacent blocks of rock. For large openings which require long cables in particular, this will create confinement to the back.

Apart from their construction and load bearing capacity, there is no basic difference between the grouted rockbolt and the grouted cable. The general design principles for rockbolts and cable bolts should not therefore be separated. The design of rock reinforcement using grouted rockbolts considered in this chapter, is equally applicable to the design of rock reinforcement using grouted cable bolts.

In general, the stability of a near surface underground excavation, low stress environment, depends on the structural conditions in the rock mass. However, at depth, the relationship between the stress in the rock and the strength of the rock determines the stability of the excavation. For deep level mining, where rock stresses locally exceed the inherent strength of the rock, design methods for rockbolting are less developed than those used for near surface excavations in a low stress environment. For low stresses (relative to the rock mass strength), the structures in the rock effectively determine the stability of the excavation. The lower the rock stresses are,

To make important structures become for the stability of the excavation. In a low stress environment, no rock burst or spalling will occur. On the other hand, low rock stresses cannot generate effectively, either an increase in the strength of the structures or confinement to the rock mass. This implies that the size and orientation of structures intersecting the opening become important in the estimation of the size of the plastic zone and hence the analysis of structural stability for rockbolt reinforcement.

When the rockbolts are designed for temporary reinforcement of the rock, deformation measurements become essential for the selection and timing of suitable permanent reinforcement measures. This philosophy is adopted by e.g. RABCEWICZ and GULSER (1973) in the NATM, (the New Austrian Tunnelling Method).

The design of rockbolt systems has been divided into the following:

- Analysis of structural stability
- Empirical assessments
- Numerical models.

Whatever design method is selected, the following points should be considered:

- Design work should continue throughout the construction period, making use of monitoring results.
- A good balance between economy and safety should be maintained in the selection of the rock reinforcement method which will be applied.
- Theoretical procedures should be tempered by experience and engineering judgement.

7.2.1 Analysis of Structural Stability

Although the stability of a near surface underground excavation is in general controlled structurally, especially in hard rock conditions, stress analysis may still play an important part in the assessment of the stability of the opening. Zones around the excavation, subjected to potential destressing or tension slip along low-strength joint surfaces, and stress-induced instability of rock blocks are of major design importance and must be considered.

Considering the four examples of jointed rock masses given in section 6.1, for each type of rock mass, the structural stability of an excavation may be assessed by using one of the following three approaches:

1. Limited rock block stability analysis.
2. The beam or slab concept for bedded rock.
3. The rock arch concept.

Limited rock block stability analysis

Limited rock block stability analysis is applicable to unstable wedges or blocks of rock which are free to fall or slide under their own weight. This will probably occur independently of the remaining rock mass.

The determination of the volume of a loose wedge or block of rock presents a difficulty in the application of the analysis in practice. The volume must be estimated from location, size and orientation of structures that define the outline of the block.

For the determination of the shape and volume/weight, as well as the sliding direction, when applicable, of rock wedges or blocks in the roof or walls of a tunnel, the stereographic projection technique described by e.g. HOEK and BROWN (1980) is recommended. Once the appropriate information has been obtained, using a stereographic projection technique, the number of rockbolts required to hold the block can be calculated. One of the two methods described below can be used. In the first case, the support of rock wedges or blocks, free to fall are considered. In the second case the support of rock wedges or blocks, free to slide are considered.

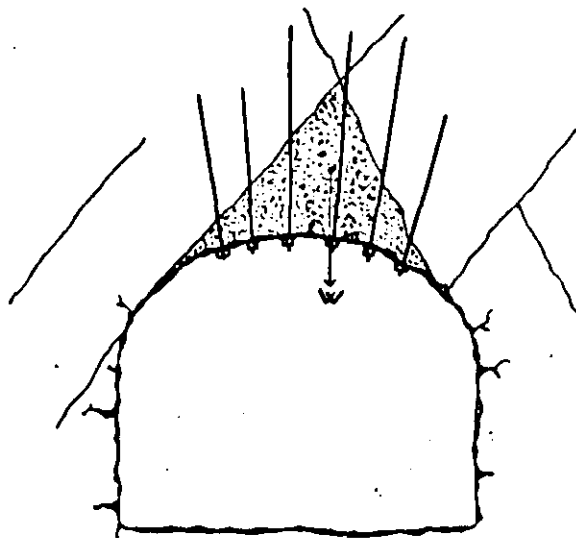
Support of wedges or blocks of rock which are free to fall:

Here, the frictional resistance of the joints is not considered in the design of the support system, since only the dead weight of the loose rock is to be supported, see Fig. 18.

The determination of the length of the rockbolts should be based on the dimensions of the loose block. Due consideration should be given to the degree of certainty within which the block size has been determined. The bolt length should be long enough to ensure that, within certain limits, the portions of the bolts anchored inside the solid rock will be capable of holding the weight of the block they are designed to support. This applies to the fully grouted and friction anchored rockbolts. A fully cement grouted rebar should extend approximately 1 m into solid rock. It is, however, important to check that sufficient anchoring length for the bolt type considered has been allocated, using pull-out tests, since local conditions may affect the necessary anchoring length, see also section 5.1.

The author is aware of a number of cases where rock blocks have failed, even though a safety factor of two or more was apparently used in the design of the reinforcement system. The explanation of these failures may be as follows. The block, as it fails, does not load the bolt system uniformly. Some of the bolts are overstressed, and break. The remaining bolts cannot support the weight of the block. The block falls. In some cases this explanation is supported by the fact that the block has fallen in a "cantilever action", rotating through 90° before hitting the floor.

These failures emphasize the importance of correct rock block shape and weight definition, as well as an appropriately defined potential mode of failure.



We have

$$N = \frac{W \times f}{B} \quad (5)$$

where

N = number of rockbolts

W = weight of wedge, (density of rock approximately 2.7 t/m³)

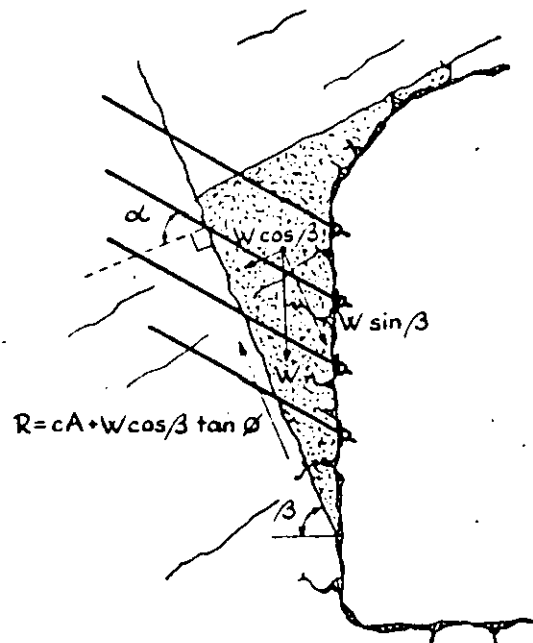
f = safety factor, usually $2 < f < 5$

B = load bearing capacity of the bolt, see also section 5.1

Fig. 18 Reinforcement of a wedge of rock free to fall under its own weight.

Support of wedges or blocks of rock which are free to slide:

In this case, the frictional resistance of the sliding surfaces must be considered in the design of the reinforcement system. Most rock mass structures, in hard as well as in soft rock conditions have rough and uneven joint surfaces. If the joint surfaces are properly matched, the joint can sustain large shear forces. The frictional resistance to shear will increase with the load normal to the joint surface. However, if the joint surfaces are not properly matched, relatively large shear displacements, of the order of several mm must occur before maximum frictional resistance to sliding is attained. If tensioned bolts are placed roughly perpendicular to the joint surface, the resulting normal load on the joint surface will effectively increase the shear strength of the rock mass.



We have

$$N = \frac{W' (f \sin \beta - \cos \beta \tan \phi) - cA}{B (\cos \alpha \tan \phi + f \sin \alpha)} \quad (6)$$

where

N = number of rockbolts

W' = weight of wedge including the weight of any rock that is supported by the wedge, (density of rock approximately 2.7 t/m³)

f = safety factor. It is often found that $1.5 < f < 3$. The value of f depends on the damage which would result from sliding of the wedge and also on whether permanent or temporary reinforcement is to be considered

β = dip of the sliding surface

ϕ = angle of friction of the sliding surface

c = cohesive strength of the sliding surface

A = base area of the sliding surface

B = load bearing capacity of the bolt, see also section 5.1

α = angle between the plunge of the bolt and the normal to the sliding surface

Fig. 19 Reinforcement of a wedge of rock free to slide under its own weight.

In the above analysis, the angle of friction and the cohesive strength of the sliding surface, as well as the load bearing capacity of the bolt at a particular inclination to the sliding surface, are all properties that may be difficult to measure. If test data from a particular site are not available, the data must be obtained by reference to the appropriate literature.

Typical values of the angle of friction, ϕ for some common rock types are listed in Table 1, section 6.1.

The value on the cohesive strength may vary considerably. Its value depends on the type of joint filling material and its water content. A typical value of c for a clay filled joint in a wide range of rocks is less than 1. The contribution from the cohesive strength is often neglected, that is, the value of c is set equal to zero. Zero cohesive strength effectively implies a larger safety factor in the final design of the reinforcement system.

General guidelines on the estimation of the load bearing capacity of the rockbolt at a particular angle to the sliding surface can be obtained from section 5.1.

Simpler forms of wedge analysis may be performed manually, or with a programmable calculator. For major projects, it is desirable to use an interactive computer program in which the effect of variations in joint orientation and properties, groundwater pressures, surcharge loading, etc. on the reinforcement required may be calculated quickly.

The beam or slab concept for bedded rock

In horizontally-bedded sedimentary rocks, the roof is controlled by the bedding plane weakness. Thus, excavations in sedimentary rocks are usually formed with flat or haunched roofs, a structural beam or slab, using rockbolts may then be formed, PANER (1964).

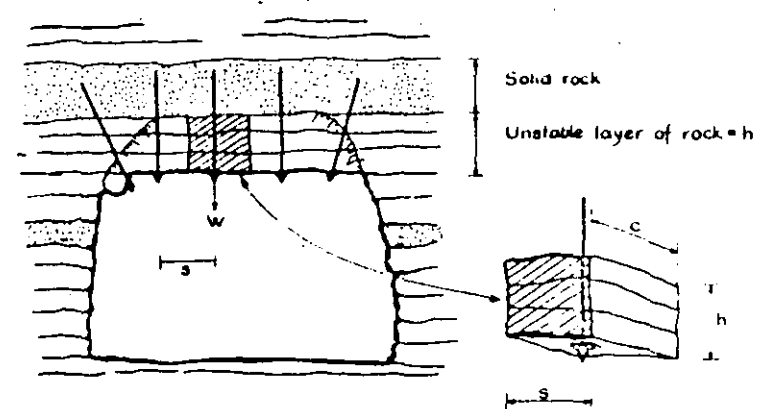
This concept may be extended to side walls, where high axial loading leads to potential buckling of intact vertical slabs or columns.

The beam or slab concept for bedded rock with an overlaying competent strata:

The beam or slab concept for bedded rock with overlaying competent strata is used in horizontally-bedded rocks, in which the structural behaviour is controlled by bedding plane weakness, but where these planes are overlayed by a competent strata.

The bolts required for the support of the bedding planes are anchored in the overlaying solid rock. The number of bolts required is calculated, using only the dead weight of the rock.

In this type of ground the competent overlaying strata is usually consistent with regard to its thickness and its location in the rock formation. This facilitates the design of the reinforcement.



We have

$$W = f \times s \times c \times h \times \rho \quad (7)$$

where

- W = weight of rock to be supported by a single bolt
- f = safety factor. It is often found that $1.5 < f < 3$. The value of f depends on the damage which would result from falling rock and also on whether permanent or temporary reinforcement is to be considered
- s = bolt spacing, perpendicular to the axis of excavation
- c = bolt spacing, along the axis of excavation
- h = thickness of unstable layer of rock
- ρ = rock density, approximately 2.5 t/m^3

Fig. 20 Reinforcement of an unstable layer of horizontal bedding planes overlayed by solid rock.

The rockbolts should be slightly inclined at the abutments so that their action in shear is stronger, because of the presence of shear stresses from the slab action of the unstable layer of rock.

The beam or slab concept for bedded rock:

In horizontally-bedded laminated rock, tensioned bolts can be used to make the bedding planes interact and thereby increase the stability of the roof. The support of horizontally-bedded roofs in weak rock has been described by e.g. PANEK (1964) who has also formulated a practical design procedure for tensioned rockbolts under these conditions. This design procedure, based on the use of a special nomogram, includes the following steps, see Figs. 21 and 22;

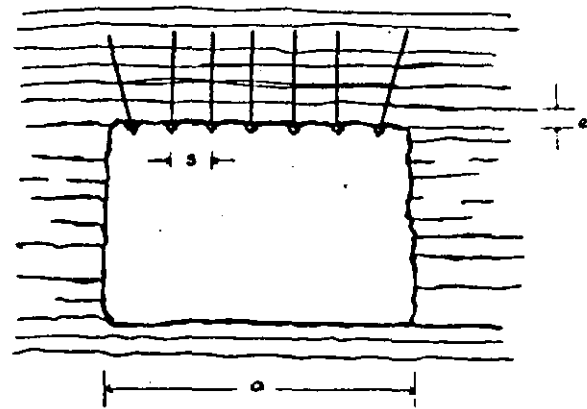


Fig. 21 Reinforcement of a horizontally-bedded roof in weak rock to form a beam or slab.

1. Estimate the mean thickness, e of the individual layers of rock. Choose a rockbolt length which permits the bolt to be anchored in a layer of sufficient thickness and strength for good anchoring of the bolt.
2. In pull-out tests, the correct level of tensioning is determined, (the tension applied to the bolts should be approximately 0.6 x the tensile strength of the bolt).
3. The number of bolts per set (in each row), perpendicular to the axis of the opening is estimated. If joints are present between the system of bolts, (joints that are likely to cause rock falls), the distance, s between the bolts should be adjusted accordingly, ($s \leq 3 e$).
4. The spacing c between sets of bolts along the axis of the opening is selected. Normally, the spacing c is of the same order of magnitude as the distance s between the bolts.
5. + 6. By using the above information together with the known span of the opening in the chart, it is possible to determine the Reinforcement Factor (which should not be less than 2). The Reinforcement Factor is a measure of the

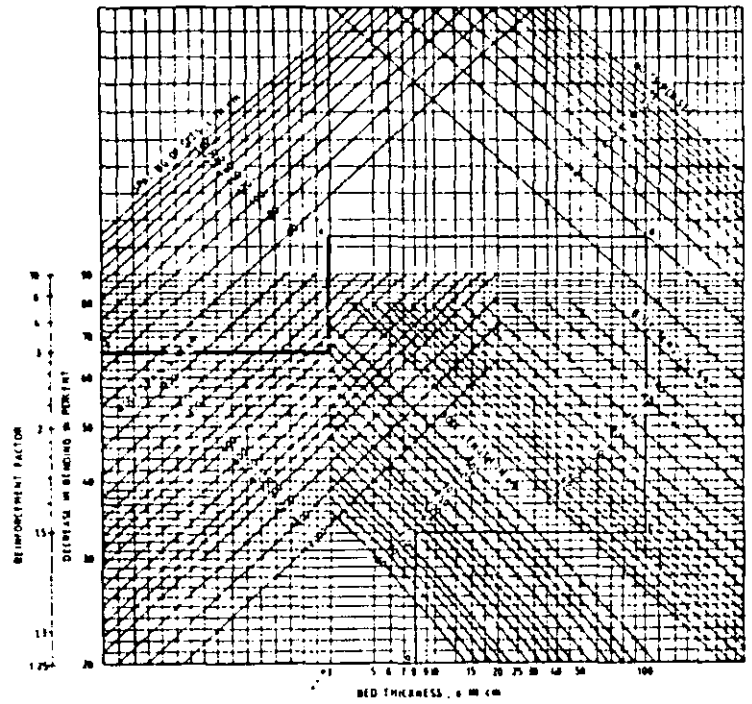


Fig. 22 Design chart for rockbolt reinforcement of horizontally-bedded weak rock. After PANEK (1964).

percentage decrease in the sag (bending) of the roof that is obtained from the rockbolting. A factor of 2 corresponds to a reduction in the sag by half, compared with an unsupported roof.

For example, assuming an opening with a span a of 5 metres (16 ft), a mean strata thickness e of 0.08 m (3 in), thickness of bolted strata, bolt length 1.2 m (4 ft), and bolt tension 4.5 tons (10000 lb), the construction a-b-c-d-e-f-g on the above chart shows that bolts spaced approximately ($s = 1.7$ m or 5.3 ft) across the opening (2 bolts per set, equally spaced) and 0.5 m (1.5 ft) apart along the opening (spacing of sets of bolts c) will result in a 67% decrease in the maximum bending stress, which corresponds to a Reinforcement Factor of 3.

The rock arch concept

If an opening with a curved roof is excavated in a jointed rock mass (mosaic rock), a natural arch is formed at some depth into the rock, above the ceiling of the opening, see Fig. 23. The formation of the arch is a result of stress redistribution in the rock as the opening is formed. The rock in the arch is subjected primarily to compressive stresses. The distance between the ceiling and the lower boundary of the natural arch depends on the type of ground in which the opening is excavated and on the span of the opening. This phenomenon is called, "the concept of natural arch development".

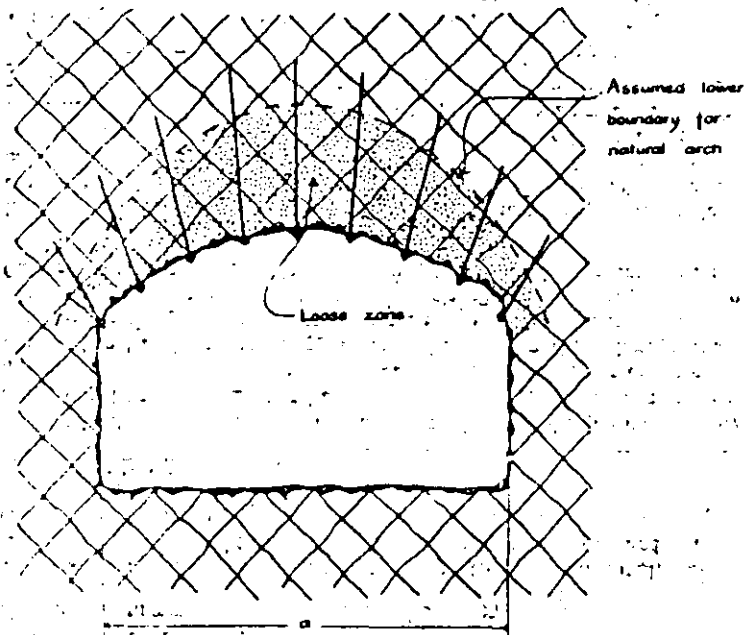


Fig. 23 The natural arch concept, which develops above the curved roof of an underground excavation in a moderately jointed rock. The "loose zone" of rock below the natural arch has been reinforced by untensioned rockbolts anchored in the natural arch.

To maintain the stability of the natural arch, the "loose zone" below the arch, as well as the walls of the opening must be stabilized. This can be achieved by reinforcing the rock with tensioned or untensioned rockbolts. Untensioned bolts, wherever they are used, must be anchored in the rock of the natural arch, see Fig. 23. The location of the lower boundary of the natural arch and hence the estimation of the length of the bolts is a problem. The Norwegian Institute for Rock Blasting Techni-

que (IFF) has proposed a formula to estimate the length of the bolts in the central section of the opening which can be written in the form:

$$L = 1.40 + 0.184a \quad (8)$$

where a is the span of the opening measured in metres.

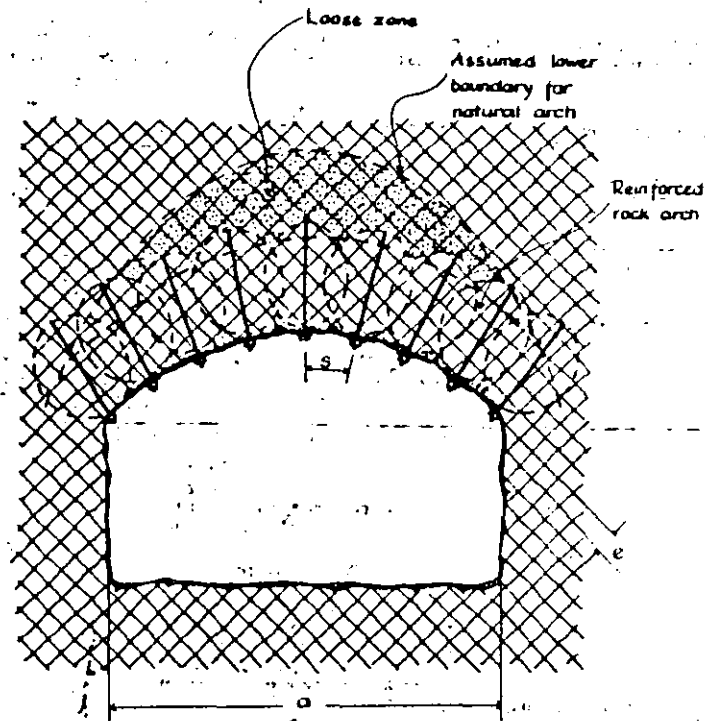


Fig. 24 The concept of a natural arch, developing above the curved roof of an underground excavation in heavily jointed rock. The "loose zone" of rock below the natural arch has been reinforced by tensioned rockbolts. This creates an artificial arch near the ceiling of the opening. Note the loose rock between the bolts near the ceiling of the opening. This rock must be supported by wire mesh or shotcrete.

The spacing between the bolts is determined by the joint density. Untensioned rockbolts are preferred in moderately jointed rocks, where the lower boundary of the natural arch is closer to the roof of the opening than is the case in heavily jointed rocks. Tensioned rockbolts, anchored in and used to reinforce the "loose zone"

Table 8
Suggested support measures for the 38 categories. After BAARTON et al. (1977).

Support Measures for Rock Masses of "Exceptional", "Extremely Good", "Very Good" and "Good" quality (Q range: 1000-10).

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	$\frac{RQD}{J_0}$	$\frac{J_1}{J_0}$	$\frac{\text{Span}}{\text{ESR}}$		
1*	—	—	—	sb (utg)	—
2*	—	—	—	sb (utg)	—
3*	—	—	—	sb (utg)	—
4*	—	—	—	sb (utg)	—
5*	—	—	—	sb (utg)	—
6*	—	—	—	sb (utg)	—
7*	—	—	—	sb (utg)	—
8*	—	—	—	sb (utg)	—
9	≥ 20	—	—	sb (utg)	—
	< 20	—	—	B (utg) 2.5-3 m	—
10	≥ 30	—	—	B (utg) 2-3 m	—
	< 30	—	—	B (utg) 1.5-2 m + ctm	—
11*	≥ 30	—	—	B (tg) 2-3 m	—
	< 30	—	—	B (tg) 1.5-2 m + ctm	—
12*	≥ 30	—	—	B (tg) 2-3 m	—
	< 30	—	—	B (tg) 1.5-2 m + ctm	—

Key to Support Tables:

- sb* = spot bolting
- bs = systematic bolting
- utg) = untensioned, grouted
- 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
- ctm = chain link mesh
- CA = cast concrete arch
- sr) = steel reinforced

Bolt spacings are given in metres (m). Shotcrete, or cast concrete arch thickness is given in centimetres (cm).

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	$\frac{RQD}{J_0}$	$\frac{J_1}{J_0}$	$\frac{\text{Span}}{\text{ESR}}$		
13	≥ 10	≥ 1.5	—	sb (utg)	I
	≥ 10	< 1.5	—	B (utg) 1.5-2 m	I
	< 10	≥ 1.5	—	B (utg) 1.5-2 m	I
	< 10	< 1.5	—	B (utg) 1.5-2 m + S 2-3 cm	I
14	≥ 10	—	≥ 15 m	B (tg) 1.5-2 m + ctm	I, II
	< 10	—	≥ 15 m	B (tg) 1.5-2 m + S (mr) 5-10 cm	I, II
	—	—	< 15 m	B (utg) 1.5-2 m + ctm	I, III
15	> 10	—	—	B (tg) 1.5-2 m + ctm	I, II, IV
	< 10	—	—	B (tg) 1.5-2 m + S (mr) 5-10 cm	I, II, IV
16* See note XII	> 15	—	—	B (tg) 1.5-2 m + ctm	I, V, VI
	< 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.

Note: The type of support to be used in categories I to III 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 I to III.

Support Measures for Rock Masses of "Fair" and "Poor" Quality (Q range: 10-1).

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_1}{J_n}$	$\frac{\text{Span}}{ESR}$		
17	>30	—	—	sb (utg)	I
	(≥ 10 , <30)	—	—	B (utg) 1—1.5 m	I
	<10	—	>6 m	B (utg) 1—1.5 m + S 2—3 cm	I
	<10	—	<6 m	S 2—3 cm	I
18	>5	—	>10 m	B (tg) 1—1.5 m + clm	I, III
	>5	—	<10 m	B (utg) 1—1.5 m + clm	I
	<5	—	>10 m	B (tg) 1—1.5 m + S 2—3 cm	I, III
	<5	—	<10 m	B (utg) 1—1.5 m + S 2—3 cm	I
19	—	—	>20 m	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

Key to Support Tables:

- sb = spot bolting
- B = systematic bolting
- (utg) = untensioned, grouted
- (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
- (st) = steel reinforced

Holt spacings are given in metres (m). Shotcrete, or cast concrete arch thickness is given in centimetres (cm).

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_1}{J_n}$	$\frac{\text{Span}}{ESR}$		
20*	—	—	>35 m	B (tg) 1—2 m + S (mr) 20—25 cm	I, V, VI
	—	—	<35 m	B (tg) 1—2 m + S (mr) 10—20 cm	I, II, IV
21	>12.5	<0.75	—	B (utg) 1 m + S 2—3 cm	I
	<12.5	<0.75	—	S 2.5—5 cm	I
	—	>0.75	—	B (utg) 1 m	I
22	(≥ 10 , <30)	>1.0	—	B (utg) 1 m + clm	I
	<10	>1.0	—	S 2.5—7.5 cm	I
	<30	<1.0	—	B (utg) 1 m + S (mr) 2.5—5 cm	I
	>30	—	—	B (utg) 1 m	I
23	—	—	>15 m	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 cm	I
24*	—	—	>30 m	B (tg) 1—1.5 m + S (mr) 15—30 cm	I, V, VI
	—	—	<30 m	B (tg) 1—1.5 m + S (mr) 10—15 cm	I, II, IV

* Author's estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

Support Measures for Rock Masses of "Very poor" Quality (Q range: 1.0-0.1)

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_n}$	$\frac{\text{Span}}{\text{ESR}}$		
25	>10	>0.5	—	B (ulg) 1 m + mr or clm	I
	<10	>0.5	—	B (ulg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
	—	<0.5	—	B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
26	—	—	—	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7.5 cm	VIII, X, XI
	—	—	—	B (ulg) 1 m + S 2.5-5 cm	I, IX
27	—	—	>12 m	B (tg) 1 m + S (mr) 7.5-10 cm	I, IX
	—	—	<12 m	B (ulg) 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

Key to Support Tables:

- sb = spot bolting
- ll = systematic bolting
- totg = untensioned, grouted
- (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

Note: spacings are given in metres (m). Shotcrete, or cast concrete arch thickness is given in centimetres (cm).

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_n}$	$\frac{\text{Span}}{\text{ESR}}$		
28*	—	—	>30 m	B (tg) 1 m + S (mr) 30-40 cm	I, IV, V, IX
See note XII	—	—	(≥20 m) <30 m	B (tg) 1 m + S (mr) 20-30 cm	I, II, IV, IX
	—	—	<20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 15-20 cm	I, II, IX
	—	—	—	CCA (sr) 30-100 cm + B (tg) 1 m	IV, VIII, X, XI
29*	>5	>0.25	—	B (ulg) 1 m + S 2-3 cm	—
	<5	>0.25	—	B (ulg) 1 m + S (mr) 5 cm	—
	—	<0.25	—	B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	—
30	>5	—	—	B (tg) 1 m + S 2.5-5 cm	IX
	<5	—	—	S (mr) 5-7.5 cm B (tg) 1 m + S (mr) 5-7.5 cm	IX VIII, X, XI
31	>4	—	—	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
	—	—	—	CCA (sr) 30-50 cm + B (tg) 1 m	VII, X, XI
32	—	—	>20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 40-60 cm	II, IV, IX
	—	—	<20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 20-40 cm	III, IV, IX
See note XII	—	—	—	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.

Support Measures for Rock Masses of "Extremely Poor" and "Exceptionally Poor" Quality (*Q* range: 0.1–0.001)

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_1}{J_n}$	$\frac{\text{Span}}{\text{ESR}}$		
33*	≥ 2	—	—	B (tg) 1 m + S (mr) 2.5–5 cm	IX
	< 2	—	—	S (mr) 5–10 cm	IX
	—	—	—	S (mr) 7.5–15 cm	VIII, X
34	≥ 2	≥ 0.25	—	B (tg) 1 m + S (mr) 5–7.5 cm	IX
	< 2	≥ 0.25	—	S (mr) 7.5–15 cm	IX
	—	< 0.25	—	S (mr) 15–25 cm CCA (sr) 20–60 cm + B (tg) 1 m	IX VIII, X XI
35 See note XII	—	—	≥ 15 m	B (tg) 1 m + S (mr) 30–100 cm	II, IX
	—	—	≥ 15 m	CCA (sr) 60–200 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI, II
	—	—	< 15 m	B (tg) 1 m + S (mr) 20–75 cm	IX, III
	—	—	< 15 m	CCA (sr) 40–150 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, XI, III
36*	—	—	—	S (mr) 10–20 cm	IX
	—	—	—	S (mr) 10–20 cm + B (tg) 0.5–1.0 m	VIII, X, XI
37	—	—	—	S (mr) 20–60 cm	IX
	—	—	—	S (mr) 20–60 cm + B (tg) 0.5–1.0 m	VIII, X, XI
38 See note XIII	—	—	≥ 10 m	CCA (sr) 100–300 cm	IX
	—	—	≥ 10 m	CCA (sr) 100–300 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, II, XI
	—	—	< 10 m	S (mr) 70–200 cm	IX
	—	—	< 10 m	S (mr) 70–200 cm + B (tg) 1 m	VIII, X, III, XI

* Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Supplementary notes by BARTON, LUNN and LUNDE

- I. For cases of heavy 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 same excavation, 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 *spax* 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, 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).

Supplementary notes by HOOK and BROWN (1980)

- A. Chainlink mesh is sometimes used to catch small pieces of rock which can become loose with time. It should be attached to the rock at intervals of between 1 and 1.5 m and short grouted pins can be used between bolts. Galvanised chainlink mesh should be used where it is intended to be permanent, e.g. in an underground powerhouse.
- B. Weldmesh, consisting of steel wires set on a square pattern and welded at each intersection, should be used for the reinforcement of shotcrete since it allows easy access of the shotcrete to the rock. Chainlink mesh should never be used for this purpose since the shotcrete cannot penetrate all the spaces between the wires and air pockets are formed with consequent rusting of the wire. When choosing weldmesh, it is important that the mesh can be handled by one or two men working from the top of a high-lift vehicle and hence the mesh should not be too heavy. Typically, 4.2 mm wires set at 100 mm intervals (designated 100 x 100 x 4.2 weldmesh) are used for reinforcing shotcrete.

- C. In poorer quality rock, the use of untensioned grouted dowels as recommended by BARTON, LIAW and LUNDH depends upon immediate installation of these reinforcing elements behind the face. This depends upon integrating the support drilling and installation into the drill-blast-muck cycle and many non-Scandinavian contractors are not prepared to consider this system. When it is impossible to ensure that untensioned grouted dowels are going to be installed immediately behind the face, consideration should be given to using tensioned rockbolts which can be grouted at a later stage. This ensures that support is available during the critical excavation stage.
- D. Many contractors would consider that a 200 mm thick cast concrete arch is too difficult to construct because there is not enough room between the shutter and the surrounding rock to permit easy access for pouring concrete and placing vibrators. The US Army Corps of Engineers (1978) suggests 10 inches (254 mm) as a normal minimum while some contractors prefer 40 mm.
- E. BARTON, LIAW and LUNDH suggest shotcrete thicknesses of up to 2 m. This would require many separate applications and many contractors would regard shotcrete thicknesses of this magnitude as both impractical and uneconomic, preferring to cast concrete arches instead. A strong argument in favour of shotcrete is that it can be placed very close to the face and hence can be used to provide early support in poor quality rock masses. Many contractors would argue that a 50 to 100 mm layer is generally sufficient for this purpose, particularly when used in conjunction with tensioned rockbolts as indicated by BARTON, LIAW and LUNDH, and that the placing of a cast concrete lining at a later stage would be a more effective way to tackle the problem. Obviously, the final choice will depend upon the unit rates for concreting and shotcreting offered by the contractor and, if shotcrete is cheaper, upon a practical demonstration by the contractor that he can actually place shotcrete to this thickness. In North America, the use of concrete or shotcrete linings of up to 2 m thick would be considered unusual and a combination of heavy steel sets and concrete would normally be used to achieve the high support pressures required in very poor ground.

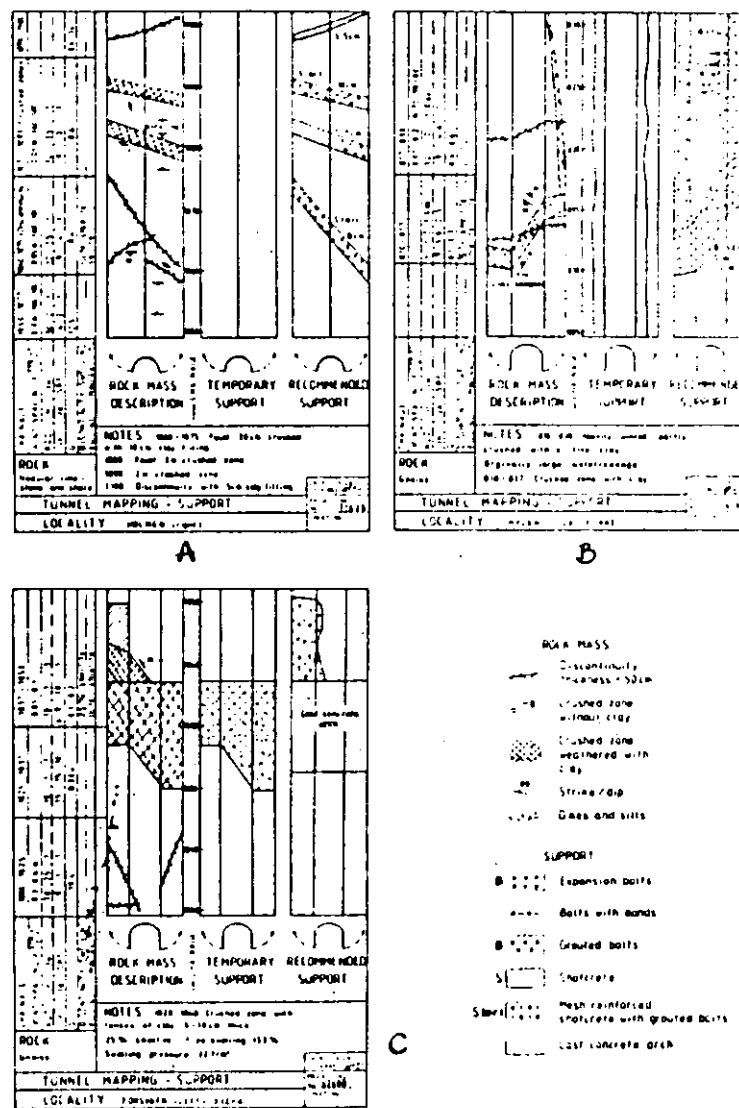
Supplementary note by STELLBORN

Untensioned, grouted rockbolts are recommended in several support categories. At the time when BARTON et al. proposed their guide for support measures the friction anchored rockbolts were not yet available. The note under Table 6 in connection with BIENIAWSKI's guide for excavation and support in rock tunnels is therefore equally applicable here.

Figures 28 A-C show some examples of *Q*-system mapping. The rock mass conditions are described by the six independent parameters RQD , J_n etc., (section 6.2). Both the existing temporary support (if any) and the recommended permanent support are recorded.

In Figs. 28 A-C the recommended support was selected with the help of Fig. 27 and Table 8. However, this selection may be modified in special circumstances.

One should bear in mind that neither the *Q*-system nor the Geomechanics Classification adequately covers the situation described in the previous section, when the stability of isolated blocks or wedges of rock were considered. Whenever an underground opening is excavated, and no systematic reinforcement is considered necessary, on the basis of Table 6 or Fig. 27, the need for rock bolting to stabilize blocks or wedges of rock must still be recognized.



A rock reinforcement drawing must be presented in such a way that all necessary information is included. Also, the drawing should be easily read and understood. A rock reinforcement design, however well suited to the conditions encountered, is of limited use unless it is applied to the intentions of the designer.

The following information should be included in a rock reinforcement drawing:

Example

Rockbolt reinforcement specifications

Type of rockbolt	Swellex
Bolt tension	—
Bolt length	2.4 metres
Borehole diameter	38 mm
Distance between bolts b	1.5 metres
Distance between rows r	2.0 metres
Direction and location of bolts	see reinforcement drawing

Rockbolt reinforcement drawing

Example

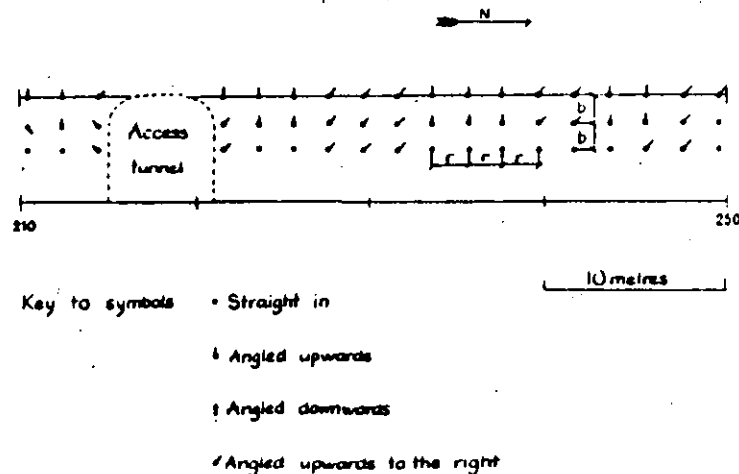


Fig. 29 Rockbolt reinforcement drawing, showing left hand side of tunnel looking northwards. (The same rockbolt location and direction symbols are painted at the tunnel wall).

7.2.3 Numerical Models

Numerical modelling, such as finite element techniques, (FEM), HAAS et al. (1979) and BEIR et al. (1985) or boundary element techniques, (BEM), COULTHARD et al. (1983) and PANDE (1985) can be used to study rock reinforcement. In these models, regions of rock containing joints and rockbolts are represented by special elements. The deformation of these elements, under specified boundary conditions, is analysed by a computer.

One advantage of a numerical model is the ease with which the deformation of a simulated engineering structure can be calculated. The engineer can then compare measured and calculated deformations and hence progressively improve the design of the rock reinforcement, for example. There are, however, a number of problems involved in the application of any numerical technique to the design of rock reinforcement. For example, uncertainty exists in the geotechnical input data and also in the correct modelling of the reinforcing elements, etc.

Undoubtedly, current numerical models are the forerunners of a vast number of future numerical techniques. These techniques will form a very valuable complement to other rock reinforcement design principles. Here, the author would like to quote HOEK and BROWN (1980):

"The authors have no objection to these developments provided that both the numerical analysts and the users of these methods bear in mind the real world in which elegant theoretical models can be rendered invalid by the presence of a clay filled fault, the careless design of a blast resulting in a poor excavation profile, or the failure of a grout pump during a concrete lining operation resulting in voids behind the lining. The essential ingredient of any successful rock support programme is the ability of the underground excavation engineer to adapt to the actual conditions encountered in the field. It is important that this engineer should start out with a clear understanding of what he or she is trying to achieve and a sound idea, based upon theoretical studies or on previous experience, of what support options are available. It is even more important that this engineer should be able to adapt these options to the constantly changing conditions encountered underground. The rigid adherence to a single support design, however elegant, does not produce an effective or economical underground excavation."

Numerous instruments are available for underground use. It is beyond the scope of this handbook to deal with all of these instruments. A few of the most important instruments and measuring techniques will be reviewed. However, the reader is left to follow up details in catalogues and manuals from instrument manufacturers.

Before excavation

Detailed description of instrumentation and equipment for the collection of structural geological data can be found in a number of books, for example, HOEK and BROWN (1980), and for rock strength and deformation characteristics, for example, LAMA and VUTUKURI (1978).

Rock stress measurements: — one of the most important design criteria for rock reinforcement is the in-situ rock stress conditions. With a few exceptions a detailed knowledge of the in-situ stress state is, however, unnecessary. In general, the most relevant information for the determination of underground excavation stability is, in order of importance, as follows: The principal stress directions. The relation between principal stress directions. The absolute magnitudes of stresses. With this in mind, any small differences between possible stress measurement methods, which may be thought to affect the choice of method in a particular situation, become less important. More important considerations concern the availability of instrumentation and experienced people. The ultimate success of a field exercise depends on practical details. This has been demonstrated by STALLBORG and LEUON (1982) for example.

The fully three-dimensional stress field can be determined from a single borehole, using an over-coring technique, for example, the CSIRO Hollow Inclusion stress gauge. This Cell is supplied with nine or twelve strain gauges fully encapsulated in epoxy resin. After the Cell has been glued in the borehole using epoxy resin, strain readings can be taken from the Cell while over-coring is performed. This technique has been used extensively and very reliable results have been obtained, STALLBORG and LEUON (1982).

Groundwater measurements: — this is an important practical problem in underground excavations. Rock mass stability can be severely affected by the presence of excessive groundwater. Many groundwater problems are difficult to quantify with any degree of precision. However, instruments and equipment are available to measure the flow rate of groundwater at different levels of a borehole. From measurements in several boreholes, it is possible to estimate rock mass permeability and groundwater pressure distribution in a rock mass. A comprehensive discussion on the permeability of jointed rocks can be found in RISSLER (1978).

During excavation

During excavation, measurements should be performed either to check the validity of the design of the rockbolt system, or to permit the completion of on-going design work. In addition, these measurements should provide information which will ensure

that appropriate measures are taken to prevent conditions from deteriorating to a point where they become very expensive or impossible to solve.

It is important that simple and rugged instruments are employed for measurements in the construction phase. They should be easily read, and should not interfere with on-going excavation activities. In the opinion of the author, deformation measurements provide the most effective means of monitoring the behaviour, not only of a rockbolt system but also of the rock mass behaviour in general. It is preferable that measurements on the rockbolts themselves, on the opening contour, as well as in the surrounding rock mass, are taken simultaneously.

Measurements on rockbolts: — with a torque wrench it is possible to obtain an approximate relationship between the torque and the tension in the bolt for mechanically anchored rockbolts. Despite the fact that a rusty bolthead will distort the measurements this technique is still very useful in the detection of inactive bolts. This type of feed-back can be used to determine the effectiveness of bolt design in various mine workings, and to establish new design specifications for bolting.

For the Split Set rockbolts, detachment of the bolt ring and consequent loss of the face plate contact at the hole collar can be used as an early warning that additional bolts are required, SCOTT (1984).

A slightly modified version of the Swellex bolt can be used to monitor the deformation of the rock. Referring to Figure 30, portions of the weld and lower bushing have been machined away. This provides surfaces on which measurements of the displacement of the lower bushing, relative to the main tube can be made. A thin steel tube fitted over the lower portion of the bolt prevents all but the last couple of feet, from expanding in the hole. The installation of these monitoring units at regular intervals within the rockbolt pattern provides a rapid and very useful system for the determination of rock mass stability.

Convergence measurements: — these are normally performed by means of a tape or a rod extensometer between measuring marks at the walls and roof of the opening. Figure 31 illustrates a typical convergence measuring array for a tunnel. The array includes two 8 metre long borehole rod extensometers. With the borehole extensometers, the directions of the deformations of the walls and roof of the tunnel can be determined. Even a piece of blasting wire which has been attached to a roof bolt and at the free end has a dead weight, can be used as a crude yet useful instrument to give warning of roof convergence. The change of distance between the dead weight and a block of rock can be measured by a folding rule, see Fig. 31.

Borehole extensometers: — are used to measure deformations in the rock mass surrounding an underground excavation. The rod extensometer is the most versatile of the different extensometers available. It consists of one or several rods each connected to an anchor and sheathed in a plastic tubing, see Fig. 32 for details.

The read-out system can be manual using a dial gauge or a depth micrometer, but remote read-out systems are also available. The accuracy of a rod extensometer is

Chapter 8

Monitoring

Performance monitoring of an underground excavation is essential to control stability and to provide feed-back for the design of the rock reinforcement system. The presence of an objective monitoring system is essential. Decisions related to the stability of the excavation would otherwise be of very little value since they would be based on consequences rather than continuous observations. Therefore monitoring is important for improved safety and economy.

The monitoring can be performed by visual inspection of rockbolts and the surrounding rock, simple checks on the rockbolts themselves, and by specially installed instruments. Visual checks and inspection on installed rockbolts can only be made during and after the construction of the excavation. Instrumentation before, during and after the excavation of underground openings can be used for the following purposes HOEK and BROWN (1980):

Before excavation: — to record information required for the design of the rockbolt system. This would include the modulus of deformation of the rock mass, the strength of the in-situ rock and the in-situ state of stress.

During excavation: — confirmation of the validity of the design and to provide a basis for changes to the design. In addition, displacement monitoring plays an important role in providing information which can be used to improve the safety and economy of the excavation.

After excavation: — to check the overall behaviour of the excavation during operation (in civil engineering applications) or to monitor the response of an excavation to the mining of adjacent openings, (in mining applications).

An underground instrumentation program should satisfy the above requirements as efficiently and as economically as possible. The importance of simplicity, ruggedness and reliability cannot be over-emphasised since underground instrumentation is required to operate under severe conditions (for example temperature, humidity and rough handling).

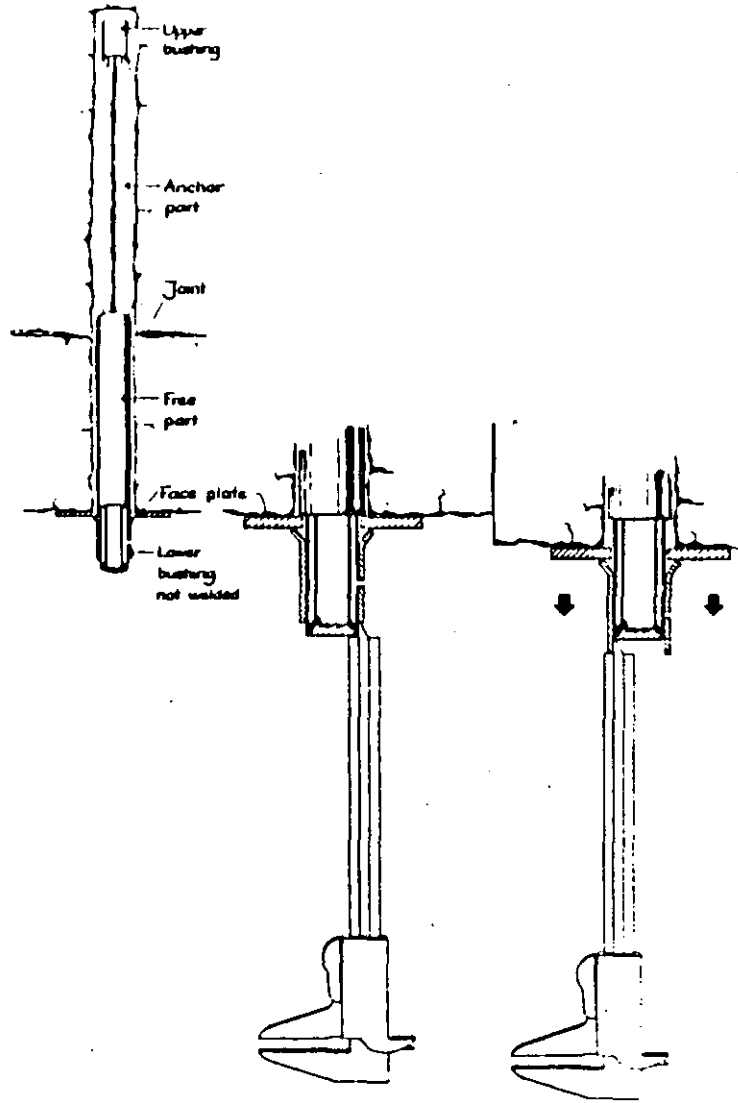


Fig. 30 The Swellex rock movement monitoring bolt. After MILLER (1984).

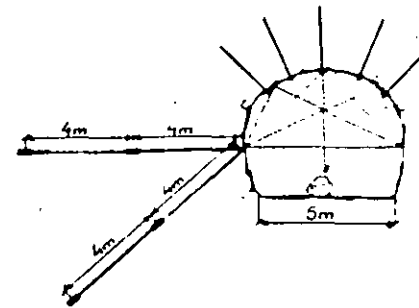


Fig. 31 Typical convergence measuring array including two borehole rod extensometers, for a bolted tunnel. A simple root convergence measuring arrangement is also shown.

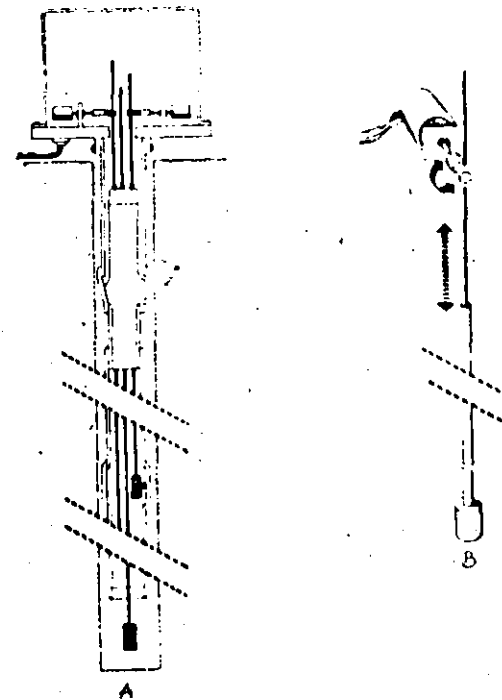


Fig. 32 Typical construction of a remote read multiple point borehole rod extensometer. A. Complete instrument. B. Detail of potentiometer read-out system. After STILLBORG (1983).

typically ± 0.1 mm. The readings from the extensometer should be presented graphically to facilitate interpretation of the results. Figure 33 gives four examples of the typical response from a one-anchor point extensometer. Comments are given on the respective graphs, with suggested changes in the reading intervals based on the shape of the graph.

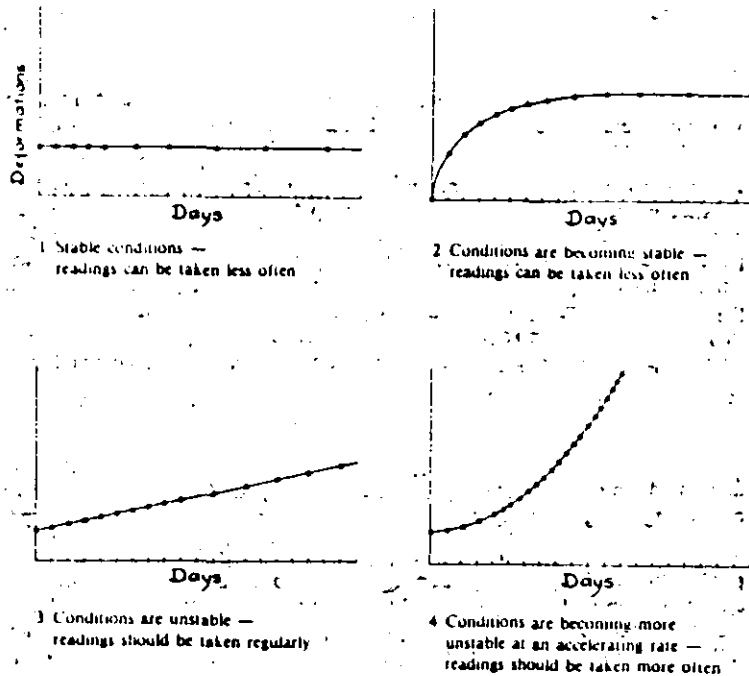


Fig. 33 Examples of typical readings from a one-anchor point extensometer. In 3 and 4 one should also look for other signs of instability in the rock mass, for the appropriate action.

After excavation

The monitoring techniques after completion of the excavation are identical to those used during the excavation. However, the time interval between readings can be extended. In underground mining, monitoring of rock mass behaviour after the completion of the excavation is of particular importance, because of continuous changes in the stress state as a result of advanced mining.

Chapter 9

Cost of Rock Bolting

In any rock excavation project, it is important to identify the costs of the rock reinforcement. The information can then be used as follows:

- Evaluate and compare different support systems in terms of cost.
- Optimize the total cost of the excavation, or, in a mine, the production costs.

The total cost of any rockbolt reinforcement system can be divided into direct and indirect costs as shown below.

Direct costs

Direct costs are all costs included in the rock bolting activity until bolt installation is completed. The direct costs include the following components:

- Material costs** — bolt, face plate, grouting agent costs.
- Material losses** — some of the rock bolting materials sent underground will not be installed due to loss or damage. Lack of ruggedness and system complexity will lead to higher costs.
- Material transportation** — rock bolting materials are normally sold from a factory or distribution centre. Transportation costs to the work site will therefore be added. Distance, as well as the weight of the materials must therefore be considered in the cost evaluation of different systems.
- Borehole costs** — a number of factors, for example borehole diameter and depth, rock drillability, and type of drilling equipment used will affect drilling costs.
- Installation costs** — include the cost of installation equipment, for example dollies, drivers, maintenance costs on rock drills (if this is used to install the bolts), impact wrenches, torque wrenches and grouting or water pumps.
- Labour costs** — must be viewed on bolts per shift basis, as a considerable portion of the shift time can be spent in non-bolting related activities such as travel to work place, lunch rest etc.

PART II*

Chapter 11

Atlas Copco Auxiliary Equipment for Rock Bolting

The Atlas Copco group of companies is one of the world's leading producers of equipment for compressed air, mining and construction equipment.

Atlas Copco is represented by subsidiary companies in more than 50 countries and by authorized dealers in another 85 countries. Each subsidiary company has its own local sales and service organization.

Further information on Atlas Copco products and applications may be obtained through your local representative.

The information presented in Part II of this handbook is a description of selected Atlas Copco equipment and its applications in rock reinforcement. A general description of the Swellex system is presented along with some case studies from mining and civil engineering. Part II of this handbook also deals with mechanized scaling, drilling and bolting. Basic principles, applications and economic considerations are covered.

Atlas Copco has implemented an intensive technical development program in the area of rock reinforcement. The direction these developments will take in the future is considered in the final section.

* by Mr. ROBERT ROBERTSON, Mr. BJÖRN KÄREBY, Mr. LARNE HERRON, Mr. KEN LUNDGREN and Mr. ANDERS SYLVAN all at Atlas Copco MCT AB.

11.1 Swellex in Mining and Civil Engineering

11.1.1 General Description of the Swellex System

The Swellex system was developed in the Atlas Copco Research Department between 1977 and 1980. Extensive field tests were conducted, and in 1982 the Swellex system was put on the market. In 1986, the Swellex system will be available to all major mining and underground construction markets, with production plants located in Sweden, Canada and Australia.

The Standard Swellex system for rock reinforcement consists of a steel tubular bolt, an installation rod and a pneumatic high pressure water pump. Details of the system are given in Fig. 34.

The 2 mm thick, 41 mm diameter steel tube is mechanically folded to an external diameter of 26 mm. A cross section of the tube is shown in Fig. 34. Bushings are pressed on to the ends, which are then sealed by welding. The lower bushing has a flange to hold the face plate in place. Water under high pressure is injected into the bolt through an injection hole in the lower bushing. This causes the steel tube to expand and to adapt its shape to the irregularities of the borehole. As the swelling proceeds, the lower part of the steel tube shortens, pulling the face plate firmly (approx. 1.5 tons) against the rock surface. The installation pump automatically stops at the preset inflation pressure. The water pressure is released after installation, and the water drains out of the expanded steel tube.

A standard inflation pressure of 30 MPa (300 bar) gives the Swellex a bond strength to the rock of 10–20 tons per metre depending on rock conditions. The ultimate tensile strength of the bolt is 13 tons. The inflation pressure can be lowered to reduce the bond strength and allow the Swellex to slide, so that large rock movements may be accommodated. The Swellex can therefore be adapted to a variety of ground conditions by changing the inflation pressure.

A recent development of the Swellex system includes a yieldable Swellex, with an ultimate axial strain of 16%, compared to the 10% of a Standard Swellex. A corrosion protected Swellex, resistant to even very acidic ground water for longer periods of time, was also released in 1986.

The principal features of the Swellex rock reinforcement system may be summarised as follows:

- Bolt anchorage is relatively insensitive to variations in the borehole diameter (32–38 mm). It is, however, best suited for a 38 mm diameter borehole, a very common borehole size, which can be drilled using either light or heavy rock drills.
- Correct installation of the bolt does not rely on operator judgement and skill.
- Very simple installation. Installation quality can be virtually guaranteed.
- One man easily sets 40 to 50 bolts per hour in pre-drilled holes.
- Consistently high installation rates, give low unit costs.

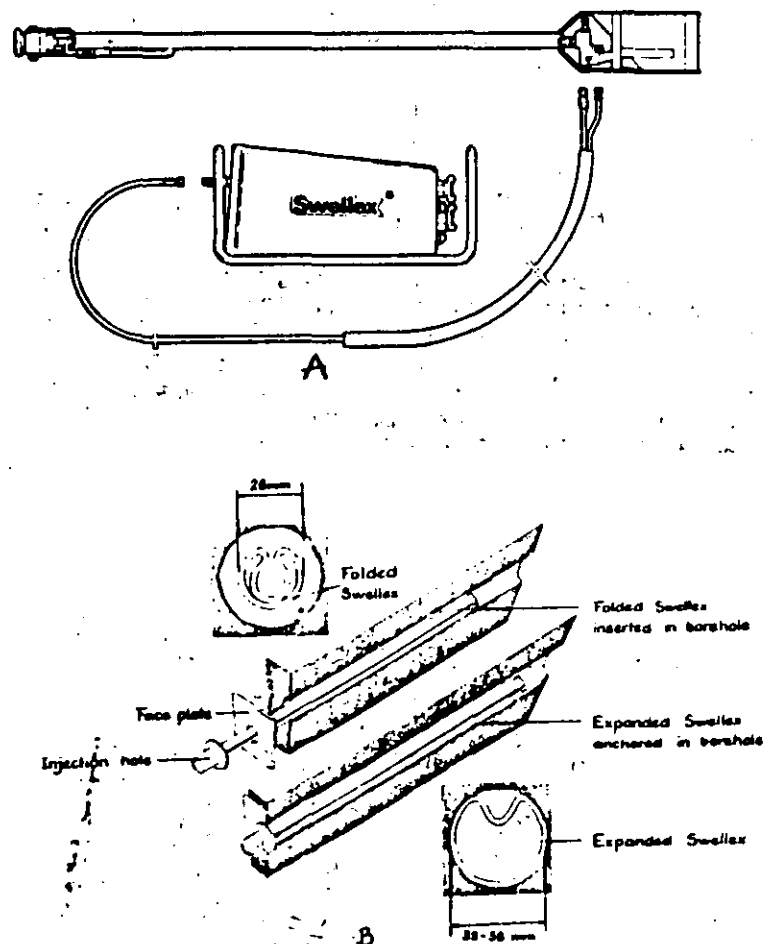


Fig. 34 Details of Swellex rock reinforcement system.
A. Pneumatic high pressure water pump with installation arm.
B. Installation
Partly after Hoax (1982).

Swiss contractors found that neither expansion anchored rockbolts nor grouted rockbolts could provide reliable ground support.

Since Swellex is unaffected by open cracks or voids, it was selected as the best choice.

Swellex in sandstone

Molasse is a soft sandstone with a compressive strength of 40–80 MPa (400–800 bars). In 1983 a Swiss contractor started a tunnel project under the town of Lausanne. A roadheader was used due to the soft molasse rock.

For the temporary reinforcement, Swellex rockbolts were used, together with wire mesh and shotcrete.

The installation of common rockbolt types is difficult since the borehole diameter varies considerably in the soft rock.

A test program was conducted and different bolt types were tested. The contractor decided to use Swellex. His decision was principally based on the following observations:

- An average pull-out resistance of 11 tons per metre of bolt length was obtained.
- Immediate support action. Simplicity of installation.

Swellex in a New York freshwater tunnel

A 6 km section of a fresh water tunnel was driven through a schisty granite-gneiss rock type in 1983–84 from upstate New York to lower Manhattan.

The consultants originally specified cement grouted rebar as part of the permanent reinforcement system. However, after extensive testing it was decided to change to Swellex because of its ease of installation and immediate support action. After the rock bolting, a 50 cm concrete lining was applied. The contractor reported significant time saving and cost reduction thanks to the revised method.

11.2 Mechanical Equipment for Scaling

Scaling and barring down are classic, traditional operations in mining and underground excavation where considerable emphasis is placed on the miners' skill, judgement, experience and "feel" for hanging loose rock. It also requires considerable physical effort. The trend to heavier mechanized drilling equipment and higher, wider faces and ends, pushed the possibility of hand scaling to its limits in many cases. It certainly made the work harder and more costly in terms of manhours expended in scaling.

Furthermore, the use of baskets on extendable booms so that scalers could reach high backs introduced its own additional safety hazards. It is hard to run away from a falling block of rock when you are standing in a basket several metres up in the

air. Also serious accidents have been caused when falling rocks overturn the scaling platform. Mechanized scaling has developed over the last decade to make this safer and more efficient than hand scaling. Mechanized scaling rigs, often developed as a result of close collaboration between mining companies, contractors and equipment manufacturers, have resulted in fewer accidents to men, reduced damage to equipment, and higher output from the stope or development end. Studies conducted at the Boliden Mineral AB in mines using different mining techniques, have shown that compared with hand scaling, mechanized scaling gives better quality results, is much faster, is 25 to 40 percent more efficient, and is a superior method from the point of view of safety, production and human ergonomics.

There are three different principles of mechanized scaling, breaking, scratching and impact hammer. Breaking uses the same principle as that used in hand scaling. However, since very good visibility is a necessity for this method, it is not frequently used. The principle of scratching has the disadvantage that the reactive forces of the scaling action are transmitted back through the arm and the machine body. This leads to high maintenance costs and low machine availability due to frequent breakdowns. The scratching type scalers are only favoured for horizontally stratified roofs in weak rock formations. Both breaking and scratching scalers require stable and heavy booms and carriers.

Impact type scalers have a light hydraulic hammer which is mounted on a flexible boom and light carrier. Because the hammer is light, it can be mounted on a long boom, which gives the scaler a wide coverage area. The impact force exerted by the hammer should be adjustable, so the hammer power can be matched with the rock. The scaler should not break rock out of the solid. These are also the basic features of the Atlas Copco equipment for mechanized scaling, illustrated schematically in Fig. 40.

11.3 Mechanical Equipment for Rockbolt Installation

Considering the equipment used, rockbolting can be divided into three main groups:

- A. **Manual equipment;** very light hand held drilling and installation equipment.
- B. **Semi-mechanized equipment;** mechanized drilling and manual equipment for rockbolt installation.
- C. **Fully mechanized equipment;** mechanized drilling and rockbolt installation controlled from an operator's panel placed under a safe roof.

A. Manual equipment:

In small drifts and tunnels, where drifting is performed with hand held equipment, the boltholes can be drilled using the same equipment. In larger area drifts and tunnels, stopers are commonly used for bolthole drilling, and the rockbolts are installed manually, for details see Fig. 41A. Service trucks, and trucks for blasthole charging are sometimes used both as a platform for hand held drilling of boltholes, as well as for rockbolt installation.

Some stoper models can also be used to spin the bolt into the cement or resin cartridges, and also to tension the nut at the bolt head. Special, so called nutrunners are also commonly used for this application. When the nut is to be tensioned to a pre-determined torque, a torque wrench is to be recommended. If the bolt is to be tensioned to a specified load, a hydraulic bolt tensioner with a calibrated gauge for load registration is preferred.

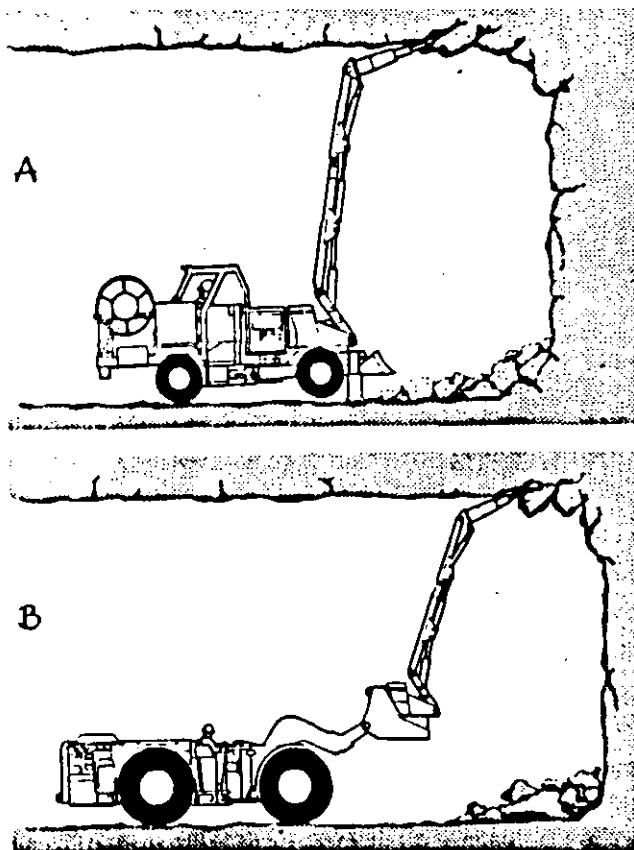


Fig. 40 Mechanical equipment for scaling.
A. Brokk PT 50 Scaler for roof heights between 3 and 6 metres.
B. Brokk scaling system mounted on an LHD for roof heights between 5 and 9 metres.

For coal mines, a special hand held rotary rock drill, a Pneumatic Roof Bolter (PRB), has been designed. The Roof Bolter is basically a rotary stoper which can also be used to install resin grouted bolts.

B. Semi-mechanized equipment:

In larger tunnels and in underground excavations in general, where the feed height of a stoper is not sufficient, a drill jumbo can be used for bolthole drilling, see Fig. 41 B1. A big jumbo is sometimes also equipped with an extendable boom or working platform/basket, from which rockbolt installation can be conducted, see Fig. 41 B2. On a TBM or a roadheader, a hydraulic rock drill can be pivoted to the machine frame, to facilitate mechanical bolthole drilling, see Fig. 41 B3. Mechanized drilling with manual bolt setting is called "semi-mechanized rock bolting".

In confined areas, where the feed of the drill jumbo might be too long, but must nevertheless be used for the bolthole drilling, telescopic feeds are sometimes used. A telescopic feed enables the blastholes at the face to be drilled to normal length, in the extended position, and also the boltholes with the feed in collapsed position.

C. Fully mechanized equipment:

Fully mechanized rockbolting rigs drill the boltholes and install the rockbolts. This is controlled from an operator's platform. Two different fully mechanized rockbolting rigs are shown in Figs. 41 C1 and C2. The rig in Fig. 41 C1, is a fully mechanized bolting rig for Swellex bolts. The rig shown in Fig. 41 C2 has a system of one feed with a three position centralizer on a single boom. This is designed to install mechanically- grouted- and friction- anchored rockbolts. The first position is for the drilling of the bolthole, the second for injection of the cement grout or resin cartridges, and the third for the rockbolt installation. The system ensures that both the injection pipe for the grout and the bolt index accurately, and hit the bolthole. The principle of operation is illustrated schematically in Fig. 42.

Recent developments by Atlas Copco, in the area of mechanized equipment for rock bolting, include a fully mechanized cable bolting rig. The rig, illustrated in Fig. 43 A, has a number of features necessary for cable installation in any borehole direction, in lengths up to 50 metres. The rig shown in Fig. 43 A is equipped with an airconditioned cabin on a diesel driven carrier. Besides the electrohydraulic automatic drilling components, with rodhandling, it also includes the following cable bolting equipment:

- a hydraulically driven cable drum for 500 m of 28 mm diameter cable.
- a hydraulically driven cable feeder mounted on a hydraulic cylinder feed.
- a scissor table for 1 ton of cement.
- a hydraulically driven hoses reel for 60 m cement grout hose/waterhose.
- a mixer for water-cement.
- a cement grout pump.

The cable bolting will therefore be a one-man operation.

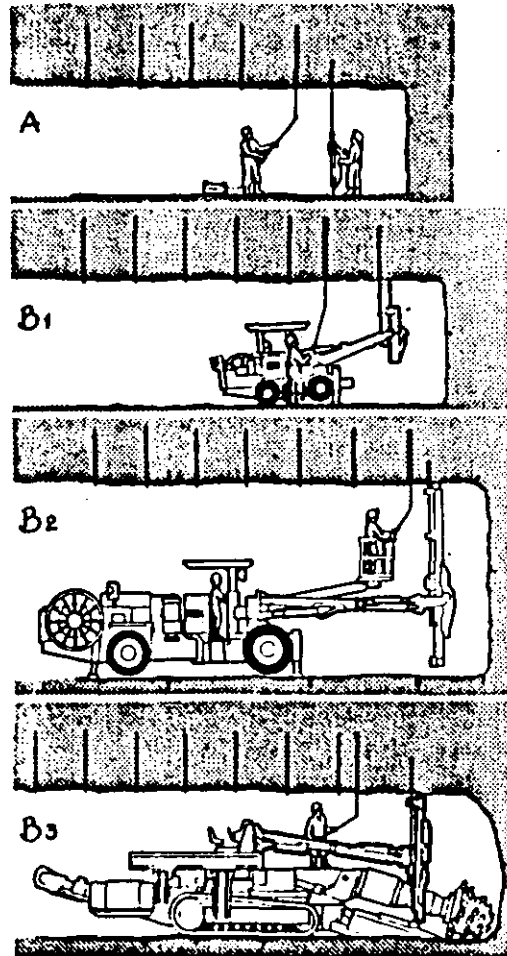


Fig. 41A-B Equipment for rockbolting.

- A. Manual rock bolting using a stoper rock drill and manual bolt setting.
- B1. Semi-mechanized rock bolting using a small drill jumbo and manual bolt setting.
- B2. Semi-mechanized rock bolting using a large drill jumbo with a basket for manual bolt setting.
- B3. Semi-mechanized rock bolting using a boom and feed mounted hydraulic rock drill on a roadheader for manual bolt setting.

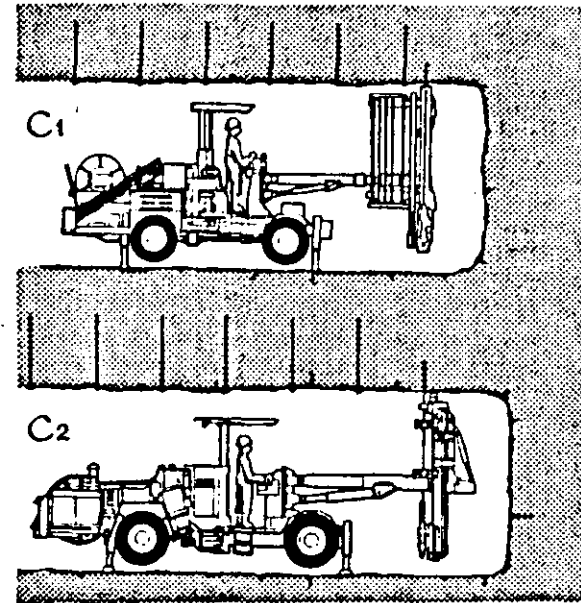


Fig. 41C Equipment for rockbolting.

- C1. Fully mechanized rock bolting using a rig for Swellex rockbolt installation — the Swellobolter.
- C2. Fully mechanized rock bolting using a rig that can be equipped for any rockbolt type — the Bottec.

It is, however, sometimes convenient to have two separate units for the cable bolting operation, e.g. a standard hydraulic production drillrig for drilling the boltholes, and all equipment necessary for cable bolt installation placed on a separate unit, see Fig. 43 B. The advantage of this is that the drilling can be used independently of the cable installation unit in other drilling jobs, and the cable installation unit can, if necessary, support more than one drillrig.

Today (1986), it is estimated that some 50% of all rockbolting is performed with light hand held drilling equipment. Semi-mechanized bolting is estimated to represent about 40% of all rockbolting activities. Less than 10% of all rockbolting activity is fully mechanized.

Even though it is sometimes difficult to justify the expense of a fully mechanized bolting rig, more completely mechanized rockbolting will be performed in the future, for the following reasons;

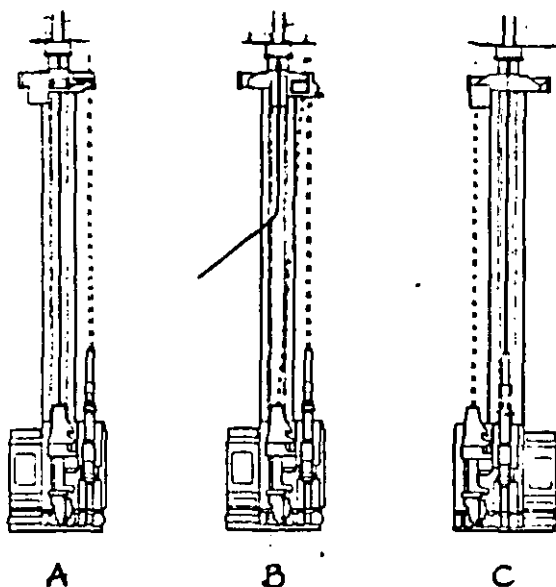


Fig. 42 Operation principle of the one feed system for grouted rockbolts. The three operation positions are as follows:
 A. Bolthole drilling.
 B. Injection of cement grout or resin cartridges.
 C. Rock bolt installation.

- Operator safety is significantly improved. During the entire operation, the operator is located at a safe distance from the bolting, under a roof that has already been bolted. He is therefore protected against the following:
 - falling rock
 - splash of grout, cement or resin in the eyes
 - hand held rock drill, pusher legs hazards
 - slipping
 - development of allergies from chemical spillage
 - fatigue.
- Damage to equipment is minimized. Since each bolt is installed immediately after the hole has been drilled, and before the stinger of the bolting turret has been removed, (feeding pressure 1.5 ton) the risk of rock fall is minimized.
- Installation quality of grouted rockbolts is improved.
 - with pneumatic charging of cement or resin cartridges, it is more likely that the bottom of the hole will be reached without cartridge damage "half way up" in the drilled hole.

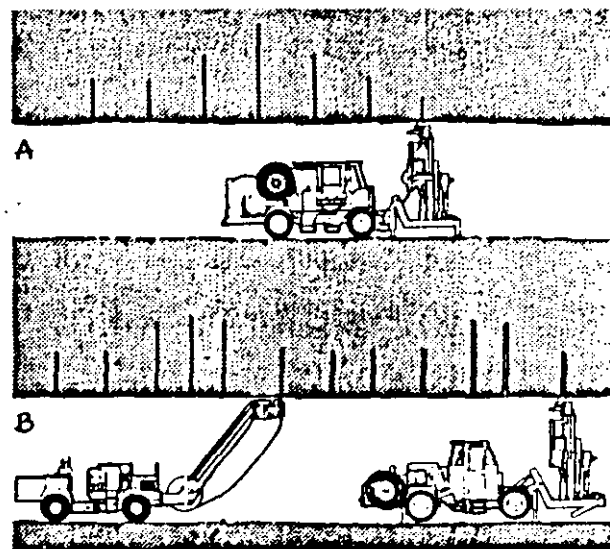


Fig. 43 Equipment for cable bolting in any borehole direction in lengths up to 50 metres.
 A. Fully mechanized cable bolting rig.
 B. A production drillrig combined with a cable installation unit.

- with the Atlas Copco's "Ceminject" system, bulk cement can be used. The high pressure injection of a thin (8 mm) string of cement will almost always reach the bottom of the bolthole despite irregularities in the hole.
- Better reach. At present (1986), equipment for roof heights exceeding 12 m is available. For a practical roof height of 7.6—8.6 m, several bolts can be installed from the same machine set-up.
 - Increased bolt lengths. Bolting heads for bolts whose lengths range from 1.5 to 6.0 m are available.
 - Increased precision. Thanks to the modern design of the hydraulic system, booms and joy-stick controls, the positioning time between holes is minimized. The boom and bolting turret can be readily positioned and the bolt set parallel to other bolts if desired.
 - Increased speed. High speed is often required in ramps and on flat ground when one bolting unit is to serve several headings/faces. Versatile articulated and narrow carriers can now be selected for optimum underground mobility.

8. One man operation. Atlas Copco fully mechanized bolting rigs are now designed for one man operation. The operator is protected by a roof or an ergonomically designed cabin. (In some countries one man operation is prohibited by law. In such cases the second man (the helper), can carry out a number of activities. This increases the availability and productivity of the rig.)

9. Optimum long term capacity. The following factors, most of which are site specific, will affect the long term bolting capacity:

- systematic bolting or spot bolting
- bolt type
- bolt length
- roof height
- rock type and rock mass conditions
- transport distance between worksites
- operator experience and service organisation
- equipment reliability
- equipment utilization
- work planning
- number of men in operation
- maintenance routines
- work continuity
- wages system
- ambient temperature
- altitude.

11.3.1 Capacity and Cost Comparison Between Different Types of Equipment for Rock Bolting

An attempt is made to quantify the capacity and costs of different types of equipment for rockbolting. Two rockbolt types are considered: bulked cement grouted rockbolts and Swellex. The figures quoted in the capacity and cost calculations represent averaged field data. *The results presented should therefore be considered only as an index for comparison.* Depending on local conditions, rather different results may be obtained.

Equipment considered in capacity comparison: Hand held, Semi-Mechanized and Fully Mechanized.

Equipment considered in cost comparison: Semi-Mechanized and Fully Mechanized.

Capacity comparison

Pre-set Conditions

Rock type : Granite
 Hole length : 2.5 m
 Hole diam. : 35 mm/38 mm
 Bolt type : Cement grouted rebar rockbolts and Swellex

Penetration rate:	Hole diam.	Average:
— Hand held BBD 90;	35 mm diam.	0.35—0.50 m/min 0.43 m/min
— Semi-Mech. COP 1032 HD;	38 mm diam.	0.85—1.40 m/min 1.10 m/min
— Fully Mech. COP 1032 HD;	38 mm diam.	0.85—1.40 m/min 1.10 m/min
— COP 1028 HD;	38 mm diam.	0.65—1.15 m/min 0.90 m/min

Rock bolting operation time (in minutes) for different equipment, one man operation.

Operation	Hand held	Semi-Mech.	Fully Mech.	Semi-Mech.	Fully Mech.
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Cement grouted rockbolts			Swellex	
Collaring	0.25	0.15	0.15	0.15	0.15
Drilling	5.80	2.30	2.30	2.80	2.80
Return rock drill	0.40	0.20	0.20	0.20	0.20
Indexing for grouting	0.50	0.50	0.05	—	—
Hose feeding	0.40	0.40	—	—	—
Grouting	0.45	0.45	0.05	—	—
Indexing for bolting/handling	0.50	0.50	0.05	0.50	0.05
Bolting	0.50	0.50	0.35	0.50	0.35
Positioning for new hole	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00

Net bolting time min/bolt	10.30	6.00	4.15	5.15	4.55
Net bolting capacity bolts/hour	5.8	10.0	14.5	11.7	13.2
Set-up time					
Moving rig/set up	—	0.10	0.10	0.10	0.10
Moving platform	0.20	0.20	—	0.20	—
Connect air, water electricity etc.	1.50	1.25	1.00	0.75	0.75
Walking/row	0.70	—	—	—	—
Change drillsteel	0.25	0.15	0.10	0.15	0.05
Preparations					
—mixing cement	0.45	0.45	0.40	—	—
—cleaning	0.90	0.90	0.60	—	—
Bolts in magazine	—	—	0.20	—	0.20
Service					
—daily/weekly	0.40	0.80	0.60	0.50	0.50
Stop caused by					
—the rig	0.30	0.75	0.50	0.45	0.45
—rock conditions	1.50	0.80	0.50	0.50	0.50

(Continued)

Set-up time	Hand-held	Semi-Mech.	Fully Mech.	Semi-Mech.	Fully Mech.
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Cement grouted rockbolts			Swellex	Swellex
Personnel time	0.70	0.50	0.40	0.70	0.30
Planning	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Set-up time min/bolt	7.00	6.00	4.50	3.45	2.95
Total bolting time min/bolt	17.30	12.00	8.65	8.60	7.50
1 man operation					
Capacity bolts/hour	3.5	5.0	6.9	7.0	8.0
Shift capacity bolts/shift (6hrs.)*	21	30	41	42	48
Capacity relations in %	50%	71%	98%	100%	114%
2 man operation**					
Capacity bolts/hour	5.8	7.4	8.5	11.8	8.8
Shift capacity bolts/shift (6hrs.)*	35	44	51	71	53
Capacity relations in %	49%	62%	72%	100%	75%

* Calculated effective working time for an 8 hour shift.

** Calculated figures based on the data tabulated above.

Additional notes to the above table.

- (1) Hand held equipment — cement grouted rockbolts.
Bolting capacity is primarily limited by the following constraints: rock type (penetration rate), hole length, height above ground, bolt type, operator fitness and skill.
- (2) Semi-mechanized equipment — cement grouted rockbolts.
Bolting capacity is primarily limited by the constraints mentioned in (1) above, as well as type and size of rockdrill, availability of automatic drill automation and speed of boom movement, availability of service platform on rig or on separate unit. Fastest bolting was obtained when two rockdrills were combined with one service platform operated by two men. In the calculation a l-boom rig is assumed. It is also assumed that each bolt is installed before next hole is drilled.
- (3) Fully mechanized equipment — cement grouted rockbolts.
Bolting capacity is primarily limited by the constraints mentioned in (1) above, as well as type and size of rockdrill, availability of automatic drill steel automation and speed of boom movement. Cement grouting system is assumed. The results indicate that one man with a fully

mechanized equipment can always set more bolts/shift than he can with semi-mechanized bolting equipment (cement grouted rockbolts). With 2 men on the rig, the bolting capacity will improve by approximately 20%, but at the expense of an extra man. A 2 man operation will simultaneously reduce the capital cost per bolt.

(4) Semi-mechanized equipment — Swellex.

The most rapid bolt installation is obtained by using a standard drill jumbo with a single boom and one operator, plus a separate bolting platform with one man for manual bolt installation. An average installation rate of 71 bolts/shift can be expected.

(5) Fully mechanized equipment — Swellex.

Automation of installation of friction anchored bolts, and particularly Swellex bolts is easier than is the case with grouted rockbolts, since cement or resin handling will no longer be required. The equipment can be made smaller, since only two indexing functions, drilling and bolting, are required. This makes both the design and operation of the machine easier. An extra man will only improve the capacity by approximately 10%, at the expense of one extra man.

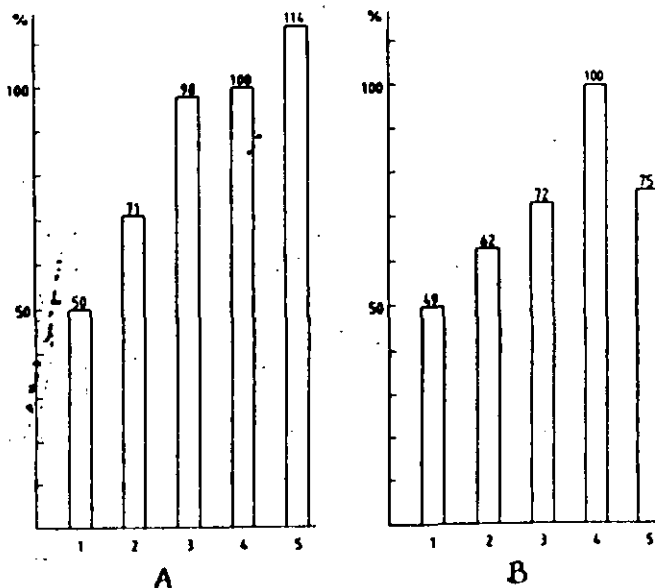


Fig. 44 Bolting capacity relations between different rockbolting equipment.

- A. One man operation
- B. Two man operation
1. Hand held — cement grouted bolts
2. Semi-mechanized — cement grouted bolts
3. Fully mechanized — cement grouted bolts
4. Semi-mechanized — Swellex
5. Fully mechanized — Swellex

Cost comparison

In a cost analysis the interest rate and the labour cost will affect the result of the analysis significantly. Additional factors of interest are reliability, availability and utilization of the equipment, which may also affect the costs involved significantly.

Pre-set Conditions

New equipment for both alternatives	Bolt length: 2.4 m
Semi-mechanized hydraulic equipment	Bolt diam.: 25 mm
— 1 x 1-boom rig	Labour cost US\$ 11.06/hour
— 1 x service platform with mortar mixer and pump	Tot. labour cost US\$ 20,800/year
Fully mechanized hydraulic equipment	Working time: 390 shift/year
— 1 x Bolting rig with the Ceminject-system	8 hrs/shift
	Depreciation time: 5 years
	Interest rate: 16 %

Rock bolting costs in US\$ (Feb. 1986 average \$ value) for different equipment.

Capital cost	Semi-Mech.	Fully Mech.	Semi-Mech.	Fully Mech.
	Cement grouted rockbolts		Swellex	
Drilling/bolting equipment	240.000	300.000	190.000	220.000
Working platform	60.000		60.000	
Investment cost	300.000	300.000	250.000	220.000
Annuity factor	0.30541	0.30541	0.30541	0.30541
Capital cost/year	91.600	91.600	76.400	67.200
1 man operation				
Bolting capacity				
— per shift pcs*	30	41	42	48
— per year pcs	11.700	15.990	16.380	18.720
Cost/bolt US\$	7.83	5.73	4.66	3.59
2 man operation				
Bolting capacity				
— per shift pcs*	44	51	71	53
— per year pcs	17.160	19.890	27.690	20.670
Cost/bolt US\$	5.34	4.61	2.75	3.25

(Continued)

	Semi-Mech.	Fully Mech.	Semi-Mech.	Fully Mech.
	Cement grouted rockbolts		Swellex	
Overhauling cost	US \$/bolt	US \$/bolt	US \$/bolt	US \$/bolt
Rock drill	0.30	0.30	0.30	0.30
Drill-/bolting rig	1.30	1.67	1.30	1.30
Extra costs incurred by rock fall	0.50	0.25	0.35	0.17
Working platform	0.83	—	0.70	—
Spares stock	0.20	0.23	0.20	0.17
Cost/bolt US\$	3.13	2.45	2.85	1.94
Other costs	US \$/bolt	US \$/bolt	US \$/bolt	US \$/bolt
Energy costs				
—drill-/bolting rig				
—diesel	0.07	0.07	0.07	0.07
—electricity	0.13	0.10	0.13	0.10
—working platform				
—diesel	0.07	—	0.07	—
Labour cost				
—drill-/bolting				
—1 man/2 man operation	3.55/2.42	2.60/4.18	2.53/1.52	2.23/4.03
—working platform				
—1 man/2 man operation	—/2.42	—	—/1.52	—
Drillsteel cost	1.33	1.33	1.33	1.33
Material cost				
—bolt	4.00	4.00	7.33	7.33
—face plate	1.00	1.00	1.00	1.00
—cement	0.40	0.40	—	—
Cost/bolt US\$	10.55/11.84	9.50/11.08	12.46/12.97	12.06/13.86

(Continued)

	Semi-Mech.	Fully Mech.	Semi-Mech.	Fully Mech.
	Cement grouted rockbolts		Swellex	
Total bolting cost	US\$/bolt	US\$/bolt	US\$/bolt	US\$/bolt
1 man operation				
Capital cost	7.83	5.73	4.66	3.59
Overhauling cost	3.13	2.45	2.85	1.94
Other costs	10.55	9.50	12.46	12.06
Total cost	21.51	17.68	19.97	17.59
Cost relations in %	122.3%	100.5%	113.5%	100%
Total bolting cost	US\$/bolt	US\$/bolt	US\$/bolt	US\$/bolt
2 man operation				
Capital cost	5.34	4.61	2.75	3.25
Overhauling cost	3.13	2.45	2.85	1.94
Other costs	11.84	11.08	12.97	13.86
Total cost	20.31	18.14	18.57	19.05
Cost relations in %	106.6%	95.2%	97.5%	100%

* Figures taken from table in Capacity comparison

Summary cost comparison**One man operation:**

Fully mechanized bolting of cement grouted rebar bolts as well as Swellex bolts will cost approximately US\$ 3.80 and US\$ 2.30, respectively, less per bolt than semi-mechanized rock bolting. The primary reason for this is the higher bolting capacity that can be obtained using fully mechanized equipment in a one man operation. The cost for using Swellex bolts or cement grouted rebar bolts is the same for fully mechanized bolting equipment. Using semi-mechanized equipment, the cost of Swellex is US\$ 1.50 lower than that for cement grouted rebars.

Two man operation:

The calculation indicates that the lowest cost per bolt will be obtained using cement grouted bolts in a fully mechanized bolting rig. The most expensive method,

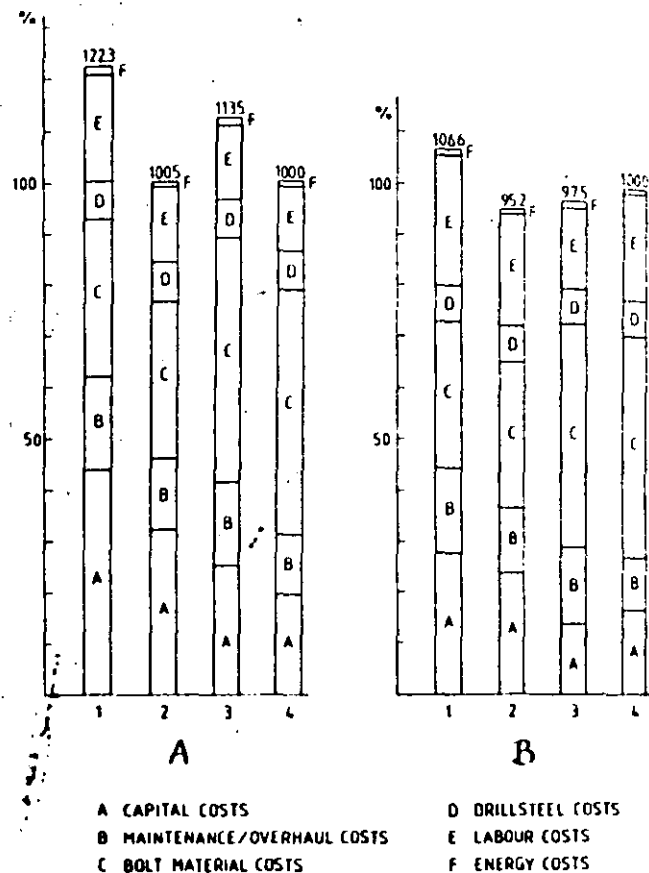


Fig. 45 Bolting cost relations between different rockbolting equipment.

- A. One man operation
 B. Two man operation
 1. Semi-mechanized — cement grouted rockbolts
 2. Fully mechanized — cement grouted rockbolts
 3. Semi-mechanized — Swellex
 4. Fully mechanized — Swellex

however, is the cement grouted rockbolt installed by semi-mechanized bolting equipment. If the same rig is also used for drifting as well as for semi-mechanized bolting, the capital cost is shared and the cost of the bolting will be reduced significantly. The use of Swellex in fully mechanized rock bolting equipment means US\$ 0.5—1.0 higher costs per bolt installed. On the other hand, semi-mechanized equipment gives, in a two man operation, a bolting capacity which is superior to any other of the methods compared.

11.4 Development of Rockbolts and Rock Bolting Equipment

Rock reinforcement is a necessary operation in most underground rock excavations. An improved understanding of the mechanism of rock reinforcement will lead to the further development of equipment and methods used. Rockbolting is currently (1986) the most widely used method of rock reinforcement.

Rockbolts and rockbolting methods

When we consider the future of rockbolting, one must not forget that rockbolting is a necessary but disturbing activity in the actual productive work underground. All development will aim principally at minimizing the time and cost of this disturbance. A further development motive is of course the improvement of underground safety and working conditions. Another is the possibility of more advanced excavation geometry.

Cost and time optimization for rockbolting compels the product developers to apply a total system approach to their work. The cost of the rockbolt itself, or its tensile strength is not of so much interest. The total cost and the time needed to reinforce a given rock mass and the safety of the reinforcement system installed is more important. Most of the new types of rockbolts introduced in recent years have been presented, together with a method for rapid and easy installation. Examples of such developments are the Split Set that is installed with the same hand held rock drill that drills the bolthole and the Swellex that is installed by water pumping, without the need of application of any external force to the bolt.

Today's improved understanding of rockbolt action in the rock mass will certainly result in both a need for, and development of more flexible rockbolt systems. These rockbolts will have different properties and behaviour in different reinforcement situations. For example they could be installed to work as a full length supporting anchor in a typical beam forming situation, a sliding bolt in a rock mass where gross deformations are anticipated or a tensioned bolt in a rock mass that has already been subjected to extensive deformation. Such a bolting operation, where every bolt is optimized for its job, will require fewer bolts to be installed to reach the required safety, or provide increased safety for the same bolting effort.

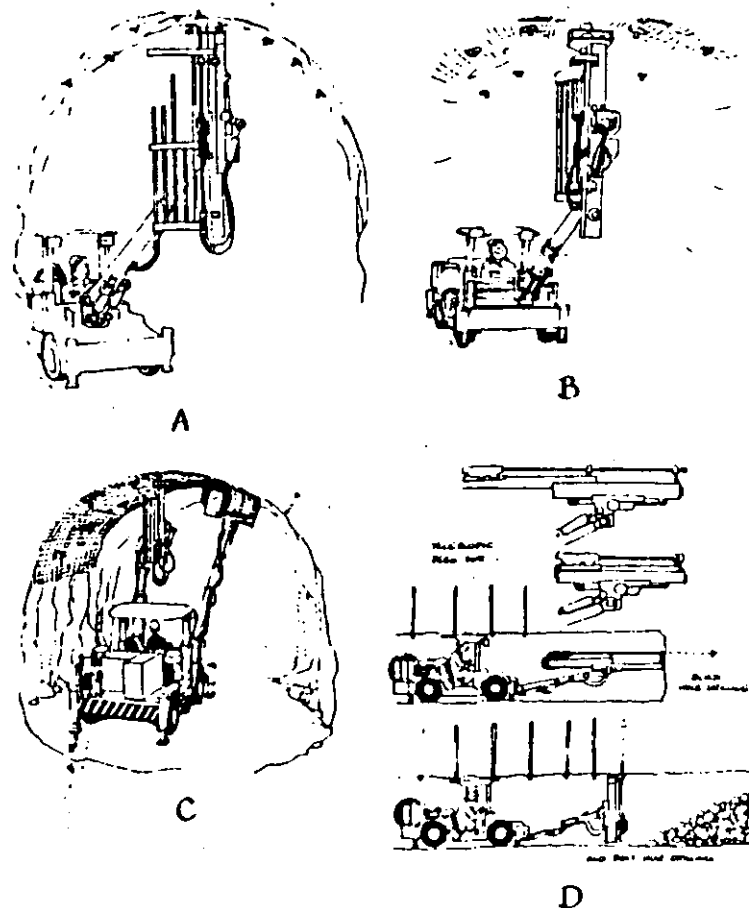


Fig. 46A—D Schematic illustration of some recent and future trends in mechanization of rock bolting.

- A. One bolting rig, different bolt lengths.
- B. Fully mechanized bolting rigs for safety.
- C. Remote control bolting and wire mesh installation.
- D. General purpose rig with telescopic feed for blasthole and bolthole drilling in narrow tunnels.

Increased flexibility could also mean that equipment used for installing bolts could handle different bolt types simultaneously. In the application of the New Austrian Tunnelling Method, different bolt lengths may be required on different positions of the tunnel contour. Today's fully mechanized bolting rigs can handle only one bolt length at a time and require rebuilding to handle another bolt length. Bolting in NATM is often, therefore, a mixture of mechanized and manual bolt installation, since otherwise unnecessarily long bolts must be installed in some positions. More flexible bolting rigs can be expected in the future, see Fig. 46A.

Rockbolting mechanization

From an operator safety point of view, fully mechanized bolting rigs are superior to any other type of rockbolt installation equipment see Fig. 46 B. However, only a very small percentage of the bolts installed annually are installed in this manner. Limited flexibility of fully mechanized bolting rigs is one important reason for this. Different bolt lengths must be handled as well as wire mesh, face plates, various attachments for fixation of electric cables, ventilation tubes etc. etc. Complete mechanization will require hand in hand development of the installation machines and the equipment to be installed by them, see Fig. 46C.

A semi-mechanized bolting rig is a cheaper and often also a more versatile solution to the problem of rockbolting mechanization. A drill rig with booms for multi-directional drilling, drills the boltholes. The operator is under a safe protective roof during the drilling phase of the bolting cycle, when the risk of rock fall is highest. Booms can be used for lifting and stretching wire mesh, but the bolt installation is manual. The same rig is used for blast hole drilling. This method is made possible by the development of multi-directional drill booms and telescopic feeds. The telescopic feeds can be operated vertically under limited roof heights, and deep blast hole drilling is also still possible, see Fig. 46D.

Long rockbolts installation

A special problem arises when the bolt needed is longer than the available space from which bolt installation is to be performed. The most common situation is in low seam room and pillar coal mining. Several development projects, sponsored by the US Bureau of Mines, have lead to technical solutions for full mechanization and the remote control of such a bolting operation, but the projects have never been successful commercially. The safety for the miner has instead been solved by the use of hydraulic temporary roof supports. However, the bolt installation procedure remains the same, with manual bending and restraightening of the bolt. Only a method that is faster and/or cheaper has any chance of replacing the existing technique.

The situation in cable bolting is similar, but here the need for mechanization is urgent because of weight, special cable handling methods and the cement grouting equipment. Cable bolting is one area of bolting where substantial development can

be expected. Increased hole drilling precision for the cable will lead to more accurate installation of the reinforcement system. A larger variety of underground excavations may then be developed. Further improvement of the installation equipment will also make cable bolting more competitive with conventional bolting methods in cut and fill mining. Reinforcement of several slices of ore simultaneously gives both a more rational and safer mining operation.

Bolthole drilling

Most rockbolts are installed in 25 to 45 mm diameter holes. In a very few cases, solid steel bolts with diameters of 20 mm or more are used. Most holes are therefore oversized. The reason for this is that small diameter holes are difficult and expensive to drill. Hand held percussive rock drills are best suited to drill 32 to 38 mm diameter holes. We therefore find that many bolts, like expansion shell anchored rockbolts, rebars, Split Set, Swellex etc. are designed to fit this hole size. Rotary drills can effectively drill holes down to about 27 mm in diameter. Bolting machines in coal mines often drill holes of this diameter, which are to be used for 16 to 20mm rebar rockbolts. Whenever resin grouted bolts are used, methods for drilling even smaller holes (diameter less than 27 mm) are required to minimize the cost of resin. Drilling with high pressure water jets has been tested for such purposes. The water jet, however, is not suitable for all rock types. Sandstone and many hard crystalline rocks can be penetrated by water jet, whereas more "compliant" rocks like limestone can be very difficult to drill using a water jet. Power consumption in water jet drilling is also very high relative to other drilling methods, since, for example, it consumes three to ten times the energy required in hydraulic rotary or percussive drilling. Despite the advantages in very small diameter hole drilling, and its very moderate thrust force and rotation torque requirements, the water jet method will probably be of only limited use in rock bolting. The fastest drilling, mechanized percussive drills, drill holes of roughly 45 mm diameter. In cases where the same drill rig is used for blast hole and bolthole drilling, the hole diameters are often far larger than those required for the bolt. Since the use of this combination of blast hole and bolthole drill rig is increasing, it can be expected that a greater variety of bolts and installation methods for larger size holes will be developed.

Drilling bolts

The ultimate and most efficient bolting method has often been conceived as a method where the bolt drills its own hole and then remains in the rock once the hole is drilled. This development would have to include low cost drill bits for one hole only, the bolt itself as well as methods and equipment for installation. The task might appear to be challenging, but it is of course far from impossible.

List of Figures

- Fig. 1 Flow chart for rockbolting.
- Fig. 2 Some commonly used face plates and their respective effective contact surface. Partly after SCHACH (1971).
- Fig. 3 Chainlink mesh anchored by rockbolts and used as protection from loose rock between bolts.
- Fig. 4 Details of reinforced shotcrete application in combination with rockbolt reinforcement.
- Fig. 5 Tensioning of an expansion shell anchored rockbolt using a torque wrench.
- Fig. 6 Principle of installation and tensioning of a fully grouted rockbolt using an hydraulic bolt tensioner.
- Fig. 7 Principle of installation of a long fully grouted cable bolt in an inclined uphole.
- Fig. 8 Installation of a Split Set rockbolt.
- Fig. 9 Installation of a Swellex rockbolt.
- Fig. 10A Mechanically anchored rockbolt.
- Fig. 10B Cement grouted rebar.
- Fig. 10C Resin grouted rebar.
- Fig. 10D Cement grouted Flexirope.
- Fig. 10E Split Set.
- Fig. 10F Swellex.
- Fig. 11A A potentially unstable wedge or block.
- Fig. 11B Horizontally-bedded rock overlaid by intact rock and loaded by gravity.
- Fig. 11C Horizontally-bedded weak rock.
- Fig. 11D Individual blocks of rock which may loosen or fall as a result of gravity and/or in-situ stress induced loading.
- Fig. 12 Relationship between the *RMR*-value and stand-up time of an unsupported underground excavation span. After BIENIAWSKI (1979).

- Fig. 13 Relationship between the maximum equivalent dimension (D_e) of an unsupported underground excavation and the rock mass quality (Q). After BARTON, LIEN and LUNDE (1977).
- Fig. 14 Examples of geological conditions that can result in rock burst.
- Fig. 15 Examples of geological conditions that promote ground squeezing in tunnels. After WAHLSTRÖM (1973).
- Fig. 16 Schematic illustration of the difference in damage intensity of the rock surrounding a tunnel. After HOLMBERG et al. (1983).
- Fig. 17 Rock mass — rock reinforcement interaction concept. Partly after RABCEWICZ and GOLSER (1973).
- Fig. 18 Reinforcement of a wedge of rock free to fall under its own weight.
- Fig. 19 Reinforcement of a wedge of rock free to slide under its own weight.
- Fig. 20 Reinforcement of an unstable layer of horizontal bedding planes overlaid by solid rock.
- Fig. 21 Reinforcement of a horizontally-bedded roof in weak rock to form a beam or slab.
- Fig. 22 Design chart for rockbolt reinforcement of horizontally-bedded weak rock. After PANEK (1964).
- Fig. 23 The natural arch concept, which develops above the curved roof of an underground excavation in a moderately jointed rock.
- Fig. 24 The concept of a natural arch, developing above the curved roof of an underground excavation in heavily jointed rock.
- Fig. 25 Man-made and natural, unsupported excavations in different quality rock masses. After BARTON (1976).
- Fig. 26 Recommended maximum unsupported excavation spans for different rock mass quality (Q) and *ESR*-values. After BARTON (1976).
- Fig. 27 Recommended support guide for different rock mass quality (Q) and *ESR*-values. After BARTON et al. (1977).
- Fig. 28 Examples of tunnel mapping according to the Q -system. After BARTON et al. (1980).
- Fig. 29 Rockbolt reinforcement drawing, showing left hand side of tunnel looking northwards.
- Fig. 30 The Swellex rock movement monitoring bolt. After MILLER (1984).
- Fig. 31 Typical convergence measuring array including two borehole rod extensometers, for a bolted tunnel.
- Fig. 32 Typical construction of a remote read multiple point borehole rod extensometer. After STILLBORN (1983).

- Fig. 33 Examples of typical readings from a one-anchor point extensometer.
- Fig. 34 Details of Swellex rock reinforcement system. Partly after HOEK (1982).
- Fig. 35 Illustration of some basic features of the Swellex system for rock mass stabilization of pit walls and slopes.
- Fig. 36 Installation procedure for a longer-than-drift-height Swellex rockbolt.
- Fig. 37 Rock stabilization using Swellex rockbolts and rope lacing.
- Fig. 38 Rock stabilization using cable truss.
- Fig. 39 A Swellex rockbolt converted to a grouting collar for rock grouting.
- Fig. 40 Mechanical equipment for scaling.
- Fig. 41 Equipment for rockbolting.
- Fig. 42 Operation principle of the one feed system for grouted rockbolts.
- Fig. 43 Equipment for cable bolting in any borehole direction in lengths up to 50 metres.
- Fig. 44 Bolting capacity relations between different rockbolting equipment.
- Fig. 45 Bolting cost relations between different rockbolting equipment.
- Fig. 46 Schematic illustration of some recent and future trends in mechanization of rock bolting.

Subject Index

- Angle of friction 36, 62
- Application of shotcrete 18
- Axial strain, ultimate 8, 9, 11, 13, 14

- Beam or slab concept for bedded rock 58, 62, 64
 - beam or slab concept for 58, 62, 64
- Blasting, cautious 31
- Bolt length 6, 8, 9, 13, 14
- Bolt hole drilling 137
- Bond strength 25
- Borehole
 - diameter 8, 9, 11, 13, 14,
 - extensometers 93

- Cable bolts IX, 53
- Cable length 11
- Capacity comparison 126
- Cautious blasting 31
- Cement
 - cartridge 22
 - grouted Flexirope 32
 - grouted rebar 32
- Chainlink mesh 16
- Choice of rockbolt system 52
- Classification, geomechanics 37, 39, 68, 71
- Cohesive strength 62
- Convergence measurements 93
- Cost comparison 126, 130
- Cost of rock bolting 97

- Design considerations 35
- Design of rock reinforcement 55
- Design principles 57
- Development of rock bolting equipment 134
- Development of rockbolts 134
- Direct costs 97
- Domed plate 15
- Drilling bolts 137
- Dry-mix shotcrete 16
- Dynamic effects 50
- Dywidag
 - advantages 9
 - disadvantages 9
 - installation 22, 23
 - load bearing capacity 32
 - typical technical data 9

- Elasticity, modulus of 36
- Electronic non-destructive test 30

- Empirical assessments 68, 69, 71, 75
- Equivalent dimension 45
- Excavation support ratio 45
- Expansion shell anchor 5, 6
 - advantages 7
 - disadvantages 7
 - installation 20
 - load bearing capacity 32
 - typical technical data 6

- Face plates 15
- Failure of a rock mass IX
- Flat plate 15
- Flexirope
 - advantages 11
 - disadvantages 11
 - installation 24, 25
 - load bearing capacity 32
 - typical technical data 11
- Flow chart for rockbolting 4
- Friction anchored rockbolts 12, 53, 56
 - installation of 26
- Fully grouted bolts 55
- Fully grouted rebar 7
- Fully mechanized equipment 119, 121

- Geomechanics classification 37, 39, 68, 71
- Groundwater 50
 - measurements 92
- Grouted cable bolts 10
 - Flexirope 11
 - installation of 24
- Grouted rockbolt 7, 53
 - Dywidag steel 9
 - installation of 22
 - rebar 8
- Grouting agents 7

- High in-situ stresses 47

- Igneous rocks 35
- Impact hammer 119
- Indirect costs 98
- Indirect non-destructive test 31
- Input data form 104
- Installation

- Laminated rock 64
- Limited rock block stability analysis 58, 59
- Load bearing capacity of rockbolts 31

- Load cell 30
- Load-deformation 36
- Long cables 24
- Long rockbolts installation 136
- Long Swellex bolts 111
- Loose zone 66

- Manual equipment 119
- Measurements on rockbolts 93
- Mechanical equipment for rockbolt installation 119
- Mechanical equipment for scaling 118
- Mechanical properties of rock types 36
- Mechanically anchored rockbolts 3, 32, 52, 55
 - installation of 20
- Mechanized scaling 119
 - breaking 119
 - impact hammer 119
 - scratching 119
- Metamorphic rocks 35
- Method of testing 29
- Minimization of cost of rockbolting 98
- Modulus of elasticity 36
- Monitoring 91
 - after excavation 91, 96
 - before excavation 91, 92
 - during excavation 91, 92

- Natural arch, concept of 66

- Overcuring 30

- Pit wall stabilization 110
- Point load index 36
- Pre-reinforcement IX
- Pre-stressed cables 10
- Pull-out test 30, 31

- Q-system 37, 41, 68, 75

- Rebar
 - advantages 8
 - disadvantages 8
 - installation 22, 23
 - load bearing capacity 32
 - typical technical data 8
- Reinforcement drawing 88
- Resin 7
- Resin cartridge 22
- Resin grouted rebar 32
- Rock arch concept 58, 66
- Rock bolting equipment, development of 134
- Rock class 36
- Rock grouting 114
- Rock mass IX
 - rockbolt interaction 55
 - classification 37
 - conditions 35
 - failure of IX
- Rock reinforcement IX
 - failure, causes of 29
 - design of 53
- Rock stabilization IX
- Rock straps 18
- Rock stress measurements 92
- Rock stresses 57
- Rock support IX
- Rock type 36
- Rockbolt installation 19
 - fully mechanized 19
 - manual procedure 19
 - mechanical equipment for 119
- Rockbolt reinforcement 3
- Rockbolt system, choice of 52
- Rockbolting mechanization 136
- Rockbolting, flow chart for 4
- Rockbolts IX
- RQD 39
- Scaling, mechanical equipment for 118
- Scratching 119
- Sedimentary rocks 35
- Self supporting 56
- Semi-mechanized equipment 119, 121
- Short cables 24
- Shotcrete 16
- Slab concept for bedded rock 58, 62, 64
- Sliding Swellex 112
- Slope stabilization 110
- Slop Set
 - advantages 13
 - disadvantages 13
 - installation 26
 - load bearing capacity 33
 - rockbolts 12, 26, 33
 - typical technical data 13
- Stabilization, pit wall and slope 110
- Steel diameter 6, 8, 9, 11
- Steel fibres 17
- Steel quality 6, 8, 9, 11
- Steel Strand 10
- Structural stability, analysis of 58
- Support accessories 15

- Support of wedges or blocks of rock 59, 60
- Swellex 12, 26, 33, 53, 110
 - advantages 14
 - disadvantages 14
 - in karst 117
 - in rock grouting 114
 - in sandstone 118
 - in semic schist 115
 - in soft rock applications 117
 - in wall coal mining 116
 - installation 26, 27
 - load bearing capacity 33
 - rock bolting from TBMs 116
 - standard rockbolts 53
 - typical technical data 14
- Swelling and squeezing rock 48

- Tensile strength 36
- Tension 20
- Tensioned grouted cable bolts 53
- Tensioned grouted rockbolts 53
- Tensioned rockbolts 56, 67
- Tensioning 22
- Testing of rockbolts 29

- Threaded bar 7
- Torque 20
- Torque wrench 30
- Triangular bell plate 15
- Tube diameter 13

- Ultimate axial strain 8, 9, 11, 13, 14
- Ultimate load 6, 8, 9, 11, 13, 14
- Unconfined compressive strength 36
- Untensioned bolts 56, 66
- Untensioned fully grouted cables 10
- Untensioned grouted rockbolts/cable bolts 53
- US Corps of Engineers 68, 69

- Water/cement ratio 22, 25
- Wedges or blocks of rock, support of 59, 60
- Weight 6, 8, 9, 11, 13, 14
- Weldmesh 16
- Wet-mix shotcrete 16
- Wire mesh 16
- Wire rope lacing with Swellex 113

- Yield load 6, 8, 9, 11, 13, 14

FIELD CONTROL OF CEMENT-BENTONITE GROUTING FOR DAMS

1
by Don U. Deere, M. ASCE

ABSTRACT

Two simple field tests may be used to control the mix design of a cement-bentonite grout. One is the measurement of the slurry density which may be conveniently done using the mud balance, a device used in the drilling mud industry. The slurry density gives a check on the cement content. The second test is the measurement of the viscosity by means of the Marsh funnel, also a device of the oil drilling mud industry. This test is sensitive to the amount of bentonite for a given water-cement ratio. With these two rapid field tests it becomes possible to check routinely on the accuracy of the mix proportions, as was recently done on three major dam projects. Correlations are also given of laboratory values of sedimentation of cement grains which indicate that moderately thick mixes with a small percentage of bentonite may be preferred. Current design practices of grout-curtain layout and specifications are reviewed. The specifications form the link between the design as intended and the construction of the grout curtain.

INTRODUCTION

In current practice the rock foundations for all high dams receive some remedial treatment. Part of the treatment is shallow, including over-excavation and backfilling of weak zones with dental concrete, local shotcreting, and consolidation (blanket) grouting. Part of the treatment is deep, including the curtain grouting and the installation of drainage holes.

The grout curtain in reality is a zone of grouted rock located below some specified portion of the upstream half of the dam. The purpose for this grouted zone is to reduce the permeability locally so that the zone forms a partial barrier to seepage flow below the dam under reservoir conditions. Not only are seepage losses reduced but, more importantly, the uplift pressures and surface piping potential are more easily controlled by appropriate downstream drainage. A welcome by-product of the grout curtain drilling is the additional exploratory information obtained regarding the site geology. Existing adverse geologic features may be identified which might require further grouting or other remedial treatment.

The grouting process during construction involves three essential phases: drilling the grout holes, mixing the grout ingredients, and pumping the grout slurry into the jointed rock mass through the drill-holes. A variety of methods exists for performing each of these

¹Don U. Deere & Andrew H. Merritt, Inc. and Adjunct Professor, University of Florida, Gainesville, Florida.

phases as well as a variety of opinions as to which methods are preferable. The design engineers must study the site conditions and on the basis of that information, of their own experience, and of precedent decide on the appropriate methods to be used. Specifications are then prepared for these methods.

The design process also entails the layout of the grout curtain in terms of hole depth, size, and spacing; single-row vs. multiple-row; type of grout slurry; maximum grouting pressures to be employed; sequence of drilling and grouting; nipple grouting vs. packer grouting; and others. The specifications and design drawings will then form the link between the design as intended and the construction of the grout curtain. Field control verifies that the specified materials and methods are employed as well as noting problems that may require the attention of the designers and possible design modifications.

This paper treats field control of grouting but it also deals with some of the design aspects in order to form a background for applying certain recommended field control procedures.

DESIGN OF THE GROUT CURTAIN

The design of a grout curtain is not a rigorous procedure but rather an almost arbitrary selection of a geometric layout of extent of curtain, layout of hole depths, and spacings, and number of grout lines. These are selected, however, only after consideration has been given to the size of the river, the dam type, the hydraulic head, the details of the site geology, the potential for leakage and piping, and the consequences of such.

Extent of Curtain

The lateral extent of the grout curtain at the dam crest is usually a minimum of about 150 ft (46 m). Where critical topographic situations occur or where it is desired to increase the length of the seepage path because of leakage or piping potential, the grout curtain may be extended several hundred feet into the abutment. It may be desirable to use an upper grouting gallery for doing the work rather than drilling from the surface, particularly if the surface topography rises abruptly so that the drillholes would be very deep.

The depth of the grout curtain ideally should be a function both of the hydraulic head and the rock quality. This is often not the case in the river bottom where the head is the greatest, presumably requiring the deepest grouting, but where the rock quality may be the best. For this reason, recommended practice is to augment the geologic and permeability data obtained during the design exploration phase with the initial grout holes made during construction.

These initial holes are referred to as the exploratory grout holes. Commonly they would be located on about 130-ft (40-m) spacing along the line of the grout curtain. They would be taken to a depth of perhaps $2/3 H$, where H is the hydraulic head above the point in question, but with a minimum depth of 150 ft (46 m). The holes would be cored holes of NX size with Lugeon type water-pressure tests at 15-ft (4.6-m) intervals. Packer-grouting in 15-ft (4.6-m) ascending stages

would be done following drilling. On the basis of the results obtained both from these exploratory grout holes and from the previous design borings, appropriate depths for the primary holes would be selected for each reach of the grout curtain. The selected depth would normally be within the range of $1/3 H$ to $2/3 H$ with a minimum depth of 130 ft (40 m), all of which should be indicated in the specifications.

For some geologic and topographic situations it may be desired to carry the grout curtain much deeper into the abutments. In such cases, two or three grouting galleries may be excavated at each abutment to depths of 300 ft (91 m) or greater. Drainage holes may also be drilled in a downstream direction from these galleries if desired.

Progressive Grouting and Single-Line vs. Multiple-Line

Most grout programs are set up as a progressive type program where a basic pattern of grout holes is specified with certain minimum requirements. For instance, the exploratory grout holes on 130-ft (40-m) centers, as described above, and the primary holes on say 32.5-ft (10-m) centers would be required to the depth intervals specified. Secondary holes on split spacing would also be required, but perhaps of slightly less depth. Split-spaced tertiary holes might or might not be required, depending on the grout absorptions and the specified requirements.

In some cases the specifications state that tertiary holes will be executed depending on the grout "takes" in the various intervals of the secondary holes as directed by the resident engineer or grouting supervisor. An alternate method is to give guidance in the specifications so as to require tertiary holes on either side of a secondary hole that has one or more intervals of moderate take (33.5-67 lb cement/ft; 50-100 kg cement/m). The specifications may also allow greater limiting absorptions at depth but may be more restrictive at shallow depths. Table 1 gives as a function of depth some suggested upper limits of grout absorptions in intervals of the secondary holes above which tertiary grout holes would be required.

In applying the criteria one should consider whether only one grouting interval or several are involved, and also whether a fault or shear zone is suspected which might deserve especially close grouting.

Where the tertiary holes also fail to meet the criteria of Table 1, quarternary holes at split spacing would normally be specified. The depths would correspond to the zones showing larger than the limiting takes. An alternate method is recommended by Houslby (6) for defining closure in which a target value of Lugeon permeability, such as 3 or 5, is set for different depths and for various geologic conditions and dam types.

TABLE 1. Suggested Upper Limits of Grout Absorption as Function of Depth

Depth Interval in feet (meters)	Grout Absorption in lb cement/foot of hole (kg cement/meter of hole)
(1)	(2)
0-33	17
(0-10)	(25)
33-66	23
(10-20)	(35)
66-98	33.5
(20-30)	(50)
98+	67
(30+)	(100)

The previous considerations apply to a single-line curtain. Upon occasion the designers will specify a multiple-line curtain, particularly when it is desired to have a wide curtain to reduce hydraulic gradients and piping potential (6). Another condition meriting a 3-line curtain is that of permeable rock with open fractures where it is desired to have tight closure but to limit the grout absorption. This may be done by grouting first a downstream line, then an upstream line, and finally a central line. The downstream line is grouted first so that the grout of the second line is preferentially forced upstream.

Closure is not attempted on the two outer lines but the primary, secondary, and selected tertiary holes will be grouted. At any grout-hole interval having a grout absorption greater than 1 ton of cement, grouting will usually be temporarily halted and started again after 24 hours, possibly using fine sand or sodium silicate admixture to decrease the distance of travel. The central row will be grouted to refusal using tertiary holes and quarternary and quinary holes if needed.

A combination of a single-line and multiple-line curtain may be designed. The single-line curtain is initially grouted but in any zone where large absorptions are experienced in the secondary holes, or where the rock conditions are poor, a 3-line curtain may be established locally. This combined procedure has been used successfully on several occasions within the writer's experience.

DESIGN OF THE GROUT SLURRY MIX

An ideal mix should be a uniform, stable mix that has a viscosity sufficiently low to be easily pumped into rock cracks but not so low as to travel long distances without appreciable pressure drop. For most applications the slurry should set up in a number of hours to a strong, impermeable solid with permanent cohesive bonds. The cost should also be reasonable. Cement slurries with or without bentonite or other admixtures have been used to satisfy these requirements over

the years. A variety of proportions of the ingredients has been employed and there is no general agreement as to the best proportions. Burwell (2) has pointed out the influences that have retarded standardization.

Water-Cement Proportions and Slurry Density

It has been common practice to start the grouting with a thin mix such as 6:1, water:cement (W:C) by volume. The unit weight (density) of the mix would be only about 1.15 gm/cm^3 . It is a watery mix and is unstable as the cement grains settle out when agitation of the mix ceases. In practice after a certain amount of this very thin mix has been pumped in with little or no increase in pressure, the mix would progressively be thickened to 4:1, 3:1, 2:1, and 1:1. The density of the thickest mix commonly used, 1:1 by volume, is about 1.68 gm/cm^3 .

The Corps of Engineers' practice is to use the thicker mixes (2):

. . . Field experience and laboratory research have led the Corps to believe that grouts of high water-cement ratio are unnecessary and undesirable, primarily because of the poor quality of the end product but also for economic reasons. Therefore, the maximum water-cement ratio of neat cement grout permitted under the Corps' specifications is 3 or 4 and the bulk of the Corps' foundation grouting is done at ratios of 1 or less. . . It is the practice of the Corps to express the water-cement ratio in terms of cubic feet of water per bag of cement. . .

In the U.S. a bag of cement has a bulked volume of dry cement of 1 cu ft. Therefore, the above mentioned 3 or 4 water-cement ratio would be 3:1 and 4:1, W:C, by volume.

Some design organizations use weight rather than volume proportions. A sack of cement weighs 94 lbs and having a volume of 1 cu ft, the density of the dry, bulked cement is therefore around 94 lb/ft^3 , or 1.5 gm/cm^3 . The 6:1, W:C, ratio by volume becomes 4:1 by weight; the 1:1 by volume becomes 0.67 by weight, etc. Since both methods of expressing the proportions are in common use, it is necessary to clearly identify the method being specified.

Yet another procedure is followed in parts of Europe (F. Sabarly, personal communication). The weight ratio is used but as the inverse, C:W. This method has appeal in that the values when expressed as decimals normally range from about 0.25 to 1.25, with the higher values corresponding to higher cement contents and to higher densities. Some common mix proportions are shown in the three manners in Table 2.

TABLE 2.- Relationships of Different Mix Proportions of Cement and Water in Grout Slurries.

Water:Cement by volume (1)	Water:Cement by weight (2)	Cement:Water by weight (3)
6:1	4:1	1:4 (0.25)
4:1	2.67:1	1:2.67 (0.37)
3:1	2:1	1:2 (0.50)
2:1	1.33:1	1:1.33 (0.75)
1.5:1	1:1	1:1 (1.00)
1:1	0.67:1	1:0.67 (1.50)

In order to visualize better these relationships a plot is given in Figure 1. This figure shows the curved-line relation between W:C by volume and C:W by weight. The W:C by weight can be obtained by taking the inverse of the C:W values given along the abscissa.

Also of interest is the plot of slurry density or unit weight vs. the water-cement proportions (Fig. 2). The full line is for a neat cement slurry and the dashed line for a cement slurry with 8 percent bentonite (in terms of weight of the cement). It can be seen that the unit weight of the slurry increases markedly with an increase in cement content but only slightly with an increase in bentonite content from zero to 8 percent. The relationships shown in this figure suggest that the slurry density could be a good index property to use in the field to check and control the mix proportions, particularly, the cement content.

Sedimentation of Cement Grains

A grout slurry is essentially an unstable water-cement suspension. In a very thin mix such as 6:1, W:C by volume, there may be as much as 60 percent sedimentation of the cement grains in a 2-hr period. A sedimentation test commonly used is carried out as follows. A liter of grout slurry is placed in a standard 1000-ml graduated cylinder. At the end of 2 hours the volume of clear liquid that has formed at the top of the cylinder due to sedimentation of the cement grains is noted. This volume expressed as a percentage of the total volume gives the percent sedimentation.

The thicker the mix, the less is the sedimentation as shown in Figure 3. For example, using the bottom curve which is for a water-cement slurry without bentonite, it is noted that a 3:1 volume mix has a sedimentation of 53%, a 2:1 mix 26%, and a 1:1 mix only 5%.

From European practice (F. Sabarly, personal communication) comes the concept of "stable mixes" or "unstable mixes." An unstable mix is commonly taken as one with more than 5% sedimentation. Most cement-water slurries are therefore unstable mixes with the exception of the

moderately thick 1:1 volume mix as noted above. The low sedimentation value may also be achieved by adding to the thin mixes a small percentage of activated bentonite (liquid limit of 400%). As can be seen from Figure 3, a 3:1 volume mix requires 4% of bentonite and a 2:1 mix only 2% of bentonite to limit the sedimentation to 5% or less. The figure indicates that the 1:1 volume mix would require no bentonite; however, this would depend on the fineness of the cement.

Stable mixes, then, may be obtained by the addition of small percentages of bentonite. A more uniform, stable mix will result which will maintain its characteristics during pumping and crack penetration. The effect of the bentonite on the viscosity of the slurry and on the compressive strength of the hardened grout must also be considered.

Viscosity of Grout Slurries

Viscosity may be readily determined in the laboratory by a concentric cylinder-type viscometer in which various rotation speeds are used. Both viscosity in centipoises and the yield-point stress can be obtained. These instruments are not commonly used in the field and are not available in many laboratories. Therefore, some form of funnel viscosity is usually preferred for giving information about fluidity of the grout slurry.

Although funnels of a variety of shapes and sizes have been used, the author prefers to use the standardized Marsh funnel which was developed for testing drilling muds in the oil drilling industry (American Petroleum Institute, RP 13B, Section 2, Viscosity and Gel Strength). The funnel cone has a diameter of 6 in (152.4 mm) and a height of 12 in (304.8 mm). The bottom orifice outlet has an inside diameter of 3/16 in (4.76 mm) and a length of 2 in (50.8 mm). The top of the cone has a screen with 1/16 in (1.59 mm) opening for screening out lumps of poorly mixed slurry.

The slurry is poured into the funnel until it touches the screen, a volume of around 1.6 quarts (1500 ml). The time is recorded for 1 quart (946 ml) to pass through the funnel into a measuring container. The result to the nearest second is the Marsh funnel viscosity. For clear water at 21°C ($\pm 3^\circ\text{C}$) the Marsh funnel viscosity is 26 seconds (± 0.5 sec). For grout slurries the values range from 26-28 sec for the thin slurries to more than 60 sec for the thicker ones.

The test frequently is done incorrectly. A common error is to record the time for passing 1 liter (1000 ml) through instead of 1 quart (946 ml). This error is small, about 2 sec. A more serious error is to start with only 1 liter of slurry and to allow it to drain away completely. This procedure causes a significant increase in the time required and should not be used. Also, for consistent results the orifice length and diameter must be as specified.

In Figure 4 are shown the effects of the W:C ratio and the percent of bentonite on the Marsh funnel viscosity. It is noted that 1000 ml rather than 946 ml (1 quart) of slurry were used in this study, giving about 2-second greater Marsh funnel viscosity values than for the standard conditions. The bottom curve of Figure 4 is for a neat cement slurry, i.e., with no bentonite. It is noted that for 5:1, 4:1, and 3:1 volume

mixtures, the viscosity is essentially the same as for water. Even the 1.5:1 mix has a Marsh funnel viscosity of only 30 sec., and the 1:1, 39 sec. The next curve above shows the striking influence of an addition of only 2% bentonite. The 2:1 mix for example goes from 29 sec for zero bentonite to 39 sec for 2% bentonite. The upper curves indicate that higher percentages of bentonite, i.e., 4%-8%, would only be appropriate for the thin mixes.

It is thus apparent that bentonite does increase appreciably the funnel viscosity of a cement slurry. Small amounts of bentonite appear to be preferable, sufficient to reduce sedimentation and bleeding but not so great as to impare significantly the pumpability and penetrability.

The question is often raised if funnel viscosity values from funnels of different sizes, shapes, and capacities can be correlated with the Marsh funnel values. The Corps of Engineers, for instance, has used a larger funnel in some of its research at the U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi. The volume of the funnel was 1.82 quarts (1725 ml) and orifices of either 0.5 in (12.77 mm) internal diameter and 1.5 in (38.1 mm) length or of 0.375 in (9.52 mm) internal diameter and 6 in (152.4 mm) length were used (8). In Brazil this funnel was accepted but with a modified orifice of intermediate length (3.93 in; 100 mm) and with a slightly smaller diameter (0.315 in; 8.0 mm). The funnel cone and upper cylindrical portion have a diameter of 7 in (177.8 mm) and an overall height of 10.75 in (273 mm) as does the Corps of Engineers funnel; the funnel is filled with 1.82 quarts (1725 ml) and the time for 1.06 quarts (1 liter; 1000 ml) of fluid to flow out is recorded (15).

The relationships of the funnel viscosities determined by the two types of funnels are shown on Figure 5. Two of the curves were developed at the Tucuruí Project Concrete Laboratory, Eletronorte, Brazil, and one at the Itaipu Binational Project (Brazil-Paraguay) by the Division of Geology, Rock Mechanics, and Instrumentation. The relationships are essentially linear up to a Marsh viscosity value of 40 to 50 sec above which the curves steepen. These upper portions correspond to the thicker slurries with greater density and viscosity which apparently decrease the flow rate proportionately more in the Marsh funnel with the smaller diameter orifice than in the Brazil funnel. The difference in position of the Tucuruí curves and the Itaipu curve may be a result of the different cements used but more probably is due to slight difference in dimensions of the Brazil funnels which are shop-made as needed. The Marsh funnels were furnished by the writer and were identical.

Tests are currently in progress at both laboratories (Tucuruí and Itaipu Binational) for grout slurries with 2% bentonite. It is anticipated that the relationship will be similar to those given on Figure 5 for neat cement slurries and for a cement slurry with 15% pozzolan. Because of the increased viscosity of bentonite cement slurries, the break in the curve will probably be a little earlier, perhaps around 35 sec. However, on the basis of the available data it appears that reasonable correlation curves can be established for funnels of

different sizes. The Marsh funnel is to be preferred, however, not only because its uses have been standardized but because it has more sensitivity in the desired range of 35-50 sec.

Another question that has frequently been raised is whether the Marsh funnel, or any other funnel for that matter, gives apparent viscosity values that have any relationship with the true viscosity of the slurry. Figure 6 indicates that there is a good relationship, nearly straight-line in the range of interest of 35-50 sec, between the viscosity in centipoises determined from a co-axial cylinder viscosimeter and the Marsh funnel viscosity (after test results from the Itaipu Binational laboratory).

The results of the viscosimeter tests indicate that the grout slurries are Bingham viscous fluids with well-defined yield point stresses and plastic viscosities, i.e., viscosity of flow beyond the yield point. Figures 6a and 6b show the relationship of these values and the Marsh funnel viscosity for several grout slurries. The curves are drawn on the basis of the neat cement grout (filled circles). The grout slurries with 2% bentonite (open circles) also follow the same trend but with more scatter. These points were obtained from the field control records of the Itaipu Binational project grouting (all with 1:1, W:C by weight, and 2% bentonite). The funnel viscosities were obtained with the Brazilian funnel and were then transformed to Marsh funnel values by correlation. Part of the scatter is due to this and part to variations in the bentonite that was received on the project (personal communication, A. Barbi, Itaipu-Binational).

The foregoing discussion would appear to support the idea that the Marsh funnel viscosity is an important measure of the true viscous nature of grout slurries; as the Marsh funnel reading increases, so do the yield point stress and plastic viscosity of the grout (Figs. 5 and 6). Also, for a given W:C ratio the Marsh funnel viscosity increases rapidly with an increase in bentonite content (Fig. 4). Thus, the Marsh funnel viscosity could be an important index property for quality control of field mixes, particularly on the bentonite content.

Required Strength of Hardened Grouts

Two difficult problems are associated with the question of the required strength of hardened grouts. One concerns the strength that is needed to resist the forces exerted by a high dam and its reservoir. The second is the actual strength that is achieved when the grout hardens in the rock fractures.

With respect to the first question, the main reason for a grout curtain under a high dam is to reduce the underseepage below the dam so that uplift can be controlled. Without the grout curtain and drainage curtain there would be a flow from the upstream to the downstream limits of the dam with high uplift pressure and with some seepage loss. However, the hydraulic gradients would be small. With the construction of the grout curtain a partial barrier to flow is created as the rock fractures intersected by the grout curtain become injected, the small fractures only partly, and for a short distance but the larger, more important one being filled to a considerable degree for an extent of

many meters. The underflow is reduced but the change in seepage paths resulting from the grouting brings the reservoir head farther downstream under the dam as the grout barrier restricts the underflow. Thus, there is an increase in the uplift pressures upstream of the grout curtain as well as an increased hydraulic gradient across the zone of the grout curtain. With a downstream drainage curtain there becomes even a higher hydraulic gradient.

The grout in the fractures must be strong and well bonded to the walls of the rock fractures so that it can resist the high hydraulic gradients without eroding and piping. Certainly, a grout with the strength of a soil would not be sufficient; nor, would a grout that was porous and friable. In addition to being mechanically resistant, it must also resist long-term dissolution by the leaching of calcium from the grout mortar by the action of the percolating water. Thus, the hardened grout should be dense and of low permeability. The grout must be fairly strong to have these desirable properties. Certainly, a strength in the 700-1400 lbs/in² range (5-10 MPa; 50-100 kg/cm²) is the minimum desirable in the author's opinion.

The second problem is difficult as well. It is not easy to find hardened grout samples in an injected rock mass of sufficient size for samplings and testing. An alternative is to study strengths of grout samples prepared in the laboratory, although there are drawbacks to this approach as well.

In the laboratory one is confronted with the problem of sedimentation of the cement grains from thin to medium grouts which are unstable. For instance, a thin mix such as 6:1, W:C by volume without bentonite will sediment by about 50-60% so that the sample of hardened grout will correspond to a W:C ratio of 2:1 to 3:1. If the same mix were prepared with bentonite, much less sedimentation would occur and the grout would harden with a higher void ratio, higher water:cement ratio, and a lower density. The strength would be correspondingly lower.

Burgin (1) investigated the laboratory strength of hardened grout samples with different W:C ratios and different bentonite contents (Fig. 7). For the samples with 2:1, W:C by volume, it is interesting to note that the 28-day strength of all samples containing bentonite (from 2% to 8% in terms of dry weight of the cement) is from 40-60 kg/cm² (570-850 lb/in²; 4-6 MPa) while that without bentonite is about 90 kg/cm² (1,280 lb/in²; 9 MPa). It is clear that the bentonite lowers the compressive strength of cement grout but less than 50%. It makes little difference if the bentonite content is 2% or 8%. All the samples with 1.5:1, W:C by volume, regardless of bentonite content, show strengths approaching 90 kg/cm² (1,280 lb/in²; 9 MPa), which corresponds to the strength of a low-strength concrete. The author considers this strength a minimum strength to be achieved.

During the grouting process several actions take place which can not be directly observed but which can be visualized. One of these is sedimentation of the cement grains when the flow velocity decreases. Such decreases would occur in a dead-end passage, in the bottom of

drill holes where the hole is full of grout but the grout take is higher up in the hole², and in those cases where a rock fracture narrows and the velocity decreases and the flow eventually stops. An unstable grout would sediment leaving a large void space above. A stable cement-bentonite grout would sediment only slightly but there could still form a thin void over the grout. This latter grout with the thin void would be preferred even though the grout would be of somewhat lower strength.

Another phenomenon also is believed to occur quite commonly which is beneficial to all of the grouts. That is the squeezing of water out of the grout by seepage pressure as a filter cake forms in front of a narrow opening. The water-cement ratio will be decreased and the denser grout will have a correspondingly higher final strength. The extent to which this process actually happens can not be foretold as it is dependent on the pattern of cracks and crack intersections and their widths.

Selection of Design Mix for Grout Slurry

On the basis of the previous discussion it is possible to select the water-cement ratio and the bentonite content so as to obtain a stable pumpable mix of uniform character with a minimum of sedimentation and an acceptable minimum 28-day compressive strength. A neat cement grout is subject to excessive sedimentation unless it has a W:C ratio by volume of 1:1 or thicker. This is the range of mix preferred by the Corps of Engineers (2). Houlsby (6) also notes its considerable use in Australia.

It is also possible to obtain a stable mix by adding 4%-6% of bentonite to a thinner mix, such as 6:1 or 5:1, W:C by volume. These could be acceptable mixes but the final hardened grout would be of quite low strength unless seepage pressures densified the grout (which would not be uniformly done). A particularly unwanted mix is a thin mix such as above but with only 1% or 2% of added bentonite. There is not enough bentonite to reduce the sedimentation and any water squeezed out tends to take the bentonite with it, depositing it in surrounding rock fractures. The author has observed this in the field when test shafts and adits were excavated into a previously grouted area to observe the end product.

In consideration of these observations and in attempting to achieve the desired results, the author prefers a moderately thick grout with only a small percentage of bentonite (such as 1.5:1, W:C by volume, and 2% of bentonite). The exact proportions should be determined by laboratory testing, determining slurry density, Marsh funnel viscosity, sedimentation, time of setting, and compressive strength at 7, 14, and 28 days.

This series of tests should be made by the design engineers during the design period using locally available products and then repeated by the field control grout engineers at the field laboratory using the contractor's proposed cement and bentonite. A worthwhile by-product of

² Minear (11) reports such an experience where 15 ft (5 m) of sedimented cement accumulated in the bottom of the hole each hour.

this procedure is that both the design engineers and field control grout engineers become familiar with the effects of varying W:C ratios and bentonite contents as well as the use of the mud balance, the Marsh funnel, and the sedimentation test. The mixes to be tested could include the 3:1, 2:1, 1.5:1, and 1:1, W:C by volume with bentonite contents of 0%, 1%, 2%, and 3%. The author has been involved in such programs on a number of major hydroelectric projects over the past few years and can vouch for their effectiveness.

Additional Specifications

Extent of Grout Curtain. - The lateral and vertical extent of the grout curtain and whether single- or multiple-lines will be shown on the drawings. The results of the exploratory grout holes (depth and spacing would be specified) will allow field judgements to be made regarding depths of secondary and tertiary holes, etc. Minimum acceptable depths and maximum spacing should be specified, however.

Closure Criteria. - Normally, the specifications will require either a maximum grout take value for the secondary or tertiary holes, or a Lugeon permeability value as proposed by Houlsby (6).

Type of Drill. - Many of the former specifications in the U.S. required the holes to be drilled by rotary means. Now, drilling is usually permitted by rotary-percussion (including down-the-hole hammers) wherever the conditions so permit, i.e., slimes are not formed or where the bit does not plug. Rotary-percussion drilling is at least five times faster and cheaper than rotary drilling and is practiced in most countries where conditions allow.

Mixing Equipment. - High-speed, colloidal type mixers with 1200-1500 minimum r.p.m. are normally required with appropriate agitators. Where a central mixing plant is used and grout is furnished to a distant area for injection, an additional agitator would normally be required.

Grout Pumps. - In Europe and in much of South America, special positive-displacement grout pumps are used in which the pressure may be selected and maintained by means of an automatic by-pass of the hydraulic fluid at the pump. These pumps provide control of the grouting pressure without the necessity of recourse to grout by-pass at the head of the hole by means of a hand-controlled valve by a laborer.

In the U.S. and several other areas the Moyno slurry transport pump is preferred because of its ruggedness and its smooth and rapid delivery. For efficient control of pumping rate and pressure it is necessary to have a multi-speed transmission (personal communication, A. Sabarly). In addition, a grout by-pass valve is needed with hand control at the head of the hole.

Grout Circulation Line. - U.S. practice is to use a grout circulation line to return to the agitator the grout which is not absorbed by the hole. This practice has developed because of two aspects of traditional U.S. grouting: one, the use of an unstable grout which has excessive sedimentation and which requires constant circulation; and,

two, the use of the by-pass valve to control injection pressures.

The author favors European practice which controls sedimentation by specifying a stable mix and which controls pressure by means of a special grout pump (such as the Clivio of Italian make). No circulation line is required for returning the grout to the agitator although an emergency by-pass valve and pressure gage are still used at the top of the hole.

In addition to the inconvenience of providing and maintaining a return line, there is also the problem of the circulating grout heating up by friction and by sunshine as it recirculates various times. Measurements made at one project showed a 9°F (5°C) temperature rise for each circulation round-trip, with temperatures of the slurry reaching 113°F (45°C). There was fear, and some evidence, of flash setting during circulation with a lack of final setting. On another project in Brazil-Paraguay where a return line was used, a serpentine cooling coil was used to cool the return grout to 77°F (25°C) before allowing it to flow into the agitator (personal communication, A. Barbi).

Grouting Pressure. - There is much controversy about the magnitude of grouting pressures that should be specified (2,3,4,5,6,7,9,10,12,14) The U.S. engineers have often been accused of using pressures too low (such as a maximum of 1 lb/in² per ft of depth) and the Europeans of using pressures too high (such as 1 kg/cm² per meter of depth) which is about four times higher. In reality, many U.S. organizations used higher pressures (2,5,9,13) and many European ones use lower pressures than these quoted rules-of-thumb (personal communication, B. Gilg, G. Lombardi, A. Pautre, F. Sabarly). The author believes that the lower of these quoted pressures should be used in the upper part of the rock mass where rock jacking could occur (particularly where rock joints parallel the surface, such as horizontal bedding or joints below a horizontal surface, or inclined relief joints parallel to an inclined valley wall). With depth much higher pressures are justified, perhaps up to 700 lb/in² or so (50 kg/cm²), approaching the European rule-of-thumb.

One reason that European engineers are confident with higher pressures is that they require grout flow meters and pressure meters of the recording types so that any hydrofracturing can be immediately identified and permanently recorded. At any sudden drop in pressure or increase in flow, the pumping pressure is immediately lowered. This restricts the fracturing and lifting process (personal communication, A. Pautre). The high pressures attributed to European grouting practice are the final "refusal pressures". The main grouting is carried out at lower pressures. Like U.S. practice, the main objective is to provide a steady intake of grout slurry without choking off the permeable channels. As grout take declines, the pressure is slowly raised and held, ultimately arriving at the specified final refusal pressure.

On several recent major jobs totaling more than 300 miles (500 km) of grout holes the grouting has proceeded from beginning to end with only one grout mix, or at the most, two. These have been moderately thick, stable mixes with 2%-3% bentonite. The author agrees with the philosophy that it is the size of the cement particles that determines

whether a fine fissure will be grouted or not. As long as the hole is not choked off by rapid increases in flow or pressure, a thick mix will penetrate the crack but at a rate proportional to its viscosity. Therefore, in a given period of time a stable grout of 20 cP viscosity (such as 1.5:1, W:C by volume, with 2% bentonite) will penetrate only one fourth as far as a grout of 5 cP viscosity (such as a 3:1, W:C by volume with 0%-1% bentonite). To arrive at the same distance, the thicker grout would have to be grouted for 4 times as long a period of time or at 4 times the pressure, or with a suitable combination of both. Actually, the higher viscosity is of value in many cases: (1) in reducing the distance of travel in a wide, open fracture, and (2) in allowing a pressure drop to actualize as the grout moves away from the hole, thus reducing the chance of hydrofracturing and surface uplift.

Type of Cement. - Type 1 cement is often the only type available. For underground work, Type 2 is preferred as it is moderately sulphate resistant, a favorable property where acid waters from sulphide oxidation are often present. The finer the grind the better as less bentonite is required to achieve a stable mix. Also, the percent retained on the 200 and 325 meshes should be less than about 2% and 5%, respectively, to limit sedimentation and choking off of fine fissures. On some jobs, special grinds at the cement mill have been made every month or so to furnish the fine cement for grouting. At a project in Brazil several years ago, fine cement was obtained from the dust collector at the cement mill for use in the grouting (personal communication, M. Ruiz).

It can be seen that because of the many variables of the cement properties (and the bentonite properties as well) it is really a design necessity to have laboratory tests on the proposed materials and mixes. Even the time required before washing out a grout hole depends on the time of setting of the grout, a property that should be determined by the design laboratory tests and then checked during field operations.

FIELD CONTROL

The field control of a grouting program will vary in scope considerably because of the differences in the specifications that one finds from job to job. On one hand, the specifications may be vague with much of the field control left up to field decisions. This approach essentially leaves much of the design as well as the field control to the field grouting supervisor. The merit of this approach is that the field grouting supervisor may be more knowledgeable than the designers in some cases. The drawback to this approach is that the designers are turning over to the field some of their design responsibility. Often, it is not known what organization will ultimately be given the field supervision. It may not be the design firm, nor even the owner agency's staff. The grouting supervisor can not be identified in advance and his own particular philosophy about grouting mixes, pressures, and closure criteria are usually not subject to prior screening.

The second approach is to prepare very detailed specifications which gives clear guidance to the field about grout curtain layout, design of the grout slurry, mixing the ingredients, drilling the grout holes, and pumping the slurry down the holes. The design drawings and

the specifications should clearly show the grout curtain layout, the details of the progressive grouting system, and the acceptable closure criteria. This approach is to be preferred in the author's opinion and increasingly is being used.

Field Control of Design Slurry

Current practice is trending toward the use of only 2 or 3 different mixes for a job: a starting mix, a production mix, and a special mix for large absorptions. Perhaps, 99% of the grouting would be done with the production mix, such as 1.5:1, W:C by volume, with 2% bentonite. The starting mix might be a little thinner, and the special mix a little thicker, perhaps with fine sand or sodium silicate admixture.

Ideally, the mixes will have been previously tested in the laboratory during the design period and the specifications will provide for field laboratory tests using the cement and bentonite proposed by the contractor for use in the actual grouting. Tests should be conducted on each of the mixes for sedimentation, slurry density, Marsh funnel, viscosity, Vicat needle setting time, and unconfined compressive strength for 3, 7, and 28 days.

The values obtained will serve as guides during the grouting operations. It is recommended that grout samples be obtained hourly from the agitator or grout by-pass valve at the head of the hole and that three tests be done: temperature of slurry, density of the slurry using the mud balance, and Marsh funnel viscosity. These tests can be carried out on a table located at the grout plant and only take one or two minutes. They can be done by trained inspectors. The values serve as control of the ingredients (their quality as well as mix proportions) and on the mixing procedure. The bentonite should be pre-mixed with about 14%-15% of water at least 2 hours before adding to the grout slurry in the mixes. The routine sampling also checks on any inaccuracies in automatic or manual proportioning of the ingredients.

Additional Duties of the Grouting Supervisor

By the use of a small number of mixes and routine field sampling and field testing by his inspectors of the grout consistency, the grouting supervisor is free to concentrate on the other aspects of the specifications and field operations. The routine ones include checking on the equipment, drilling depths, hole layout, grouting pressures, etc. The more specialized items are the method of drilling, the method of grouting, and closure criteria.

Rotary-percussion drilling is often specified as it is faster and cheaper. However, in shales or other altered or clayey rocks there may be problems because of sliming of the fines into a clay slurry, which would flow into and block open cracks, or with balling up of the bit. The supervisor would then have to recommend alternative rotary drilling and should discuss the resulting cost and schedule problems with the design engineers.

The full-depth nipple grouting or descending-stage grouting (with or without packer) is not as common as formerly (9). Many projects

specify packer grouting in ascending stages because of its rapidity and the advantages of applying the higher pressures at depth where rock uplift and surface leakage are minimized. However, field conditions are met where the hole can not be drilled full-depth because of caving hole, water-loss, or water-gain conditions. The grouting supervisor again must decide on alternative procedures and discuss them with the designers regarding adequacy, cost, and schedule.

In the progressive grouting system certain field judgements must be made as to the need for additional holes or lines, even in those cases where fairly detailed specifications exist. Again, the grouting supervisor and design engineers will be jointly involved in interpreting the specifications and evaluating the results.

Summary Diagrams

Experience has indicated that various types of summary diagrams are helpful in evaluating the grouting results during the course of the grouting program. These allow comparisons to be made of one abutment vs. the other, one geologic area vs. another, secondary holes vs. primary, etc. The author (3) and various of his colleagues and clients have used for several years the following terminology (Table 3) in order to allow comparisons to be made and to facilitate communication.

TABLE 3. - Terminology of Grout Absorptions

Grout Absorption kg cement/m of hole (1)	Descriptive Terminology of Absorption (2)
0-25	Low
26-50	Moderately Low
51-100	Moderate
101-200	Moderately High
201-400	High
Greater than 400	Very High

Note: These categories have been used mostly in countries with metric units. Multiply by 0.67 to obtain lb cement/ft of hole.

Figure 8 illustrates another type of diagram that is helpful in illustrating the decrease in grout absorption with increasing number of holes or phases. Again, this type of diagram allows comparisons to be made for different areas and zones within a site as well as from one project site to another. For multiple-line grouting an average hole spacing is obtained by dividing a given length along the line by the total number of holes in all the lines within the given distance.

Frequency diagrams (Fig. 9) are also useful in showing how the

number of holes of very low absorption increase and the number of holes of high to very high absorptions decrease as the grouting progresses. The average grout absorption for each phase may also be indicated. A trend curve may be drawn for each phase; as can be noted from Figure 9 the shapes of the curves are quite characteristic.

While the summary diagrams are useful, each hole is an entity in itself and careful control of the drilling, washing, and grouting of every hole is important (6). Only when good design and explicit specifications are put together with careful field control by experienced field supervision will an optimum grout curtain be achieved, and only then if ample dialogue ensues among the designers, the grouting supervisor, and the contract management team.

APPENDIX.-REFERENCES

1. Burgin, C. R., "Investigation of the Physical Properties of Cement-Bentonite Grouts for Improvement of Dam Foundations", thesis presented to the University of Florida in 1979 in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science.
2. Burwell, E. B., "Cement and Clay Grouting of Foundations: Practice of the Corps of Engineers", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 84, No. SM 1, Proc. Paper 1551, Feb. 1958, pp. 1-21.
3. Deere, D. U., "Dams on Rock Foundations-Some Design Questions", Rock Engineering for Foundations and Slopes, Proceedings of Speciality Conference of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Boulder, Colorado, Vol. 2, 1976, pp. 55-86.
4. Elston, J. P., "Cement Grouting", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 88, No. SM 2, Proc. Paper 3098, Apr. 1962, pp. 49-98.
5. Hilf, J. W., and Deere, D. U., "Summary-Panel Discussion of Dam Foundations", Rock Engineering for Foundations and Slopes, Proceedings of Speciality Conference of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Boulder, Colorado, Vol. 2, 1976, pp. 147-156.
6. Houlsby, A. C., "Engineering of Grout Curtains to Standards", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT 9, Proc. Paper 13214, Sept. 1977, pp. 953-970.
7. Jones, J. C., "Rock Foundations and Abutments for Dams", Rock Engineering for Foundations and Slopes, Proceedings of Speciality Conference of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Boulder, Colorado, Vol. 2, 1976, pp. 91-100.
8. Kennedy, T. B., "Pressure Grouting Fine Fissures", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 84, No. SM 3, Proc. Paper 1731, Aug. 1958, pp. 1-36.

APPENDIX.-REFERENCES (continued)

9. Lippold, F. H., "Cement and Clay Grouting of Foundations: Pressure Grouting with Packers", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 84, No. SM 1, Proc. Paper 1549, Feb. 1958, pp. 1-10.
10. Mayer, A., "Modern Grouting Techniques", Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, Butterworths, London, 1963, pp. 7-9.
11. Minear, V. L., "General Aspects of Cement Grouting of Rock", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 83, No. SM 1, Proc. Paper 1145, Jan. 1957, pp. 1-11.
12. Morgenstern, N. R., and Vaughan, P. R., "Some Observations on Allowable Grouting Pressures", Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, Butterworths, London, 1963, pp. 36-42.
13. Simonds, A. W., Lippold, F. H., and Keim, R. E., "Treatment of Foundations for Large Dams by Grouting Methods", Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 116, Paper No. 2439, 1951, pp. 548-567.
14. Szalay, K., "Dams on Rock Foundations-Some Design Questions", Rock Engineering for Foundations and Slopes, Proceedings of Speciality Conference of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Boulder, Colorado, Vol. 2, 1976, pp. 114-124.
15. Tatamiya, C. T., et al, "Proposta de Adocao de uma Sistematica de Ensaaios de Caracterizacao de Cimento Usadas em Injecoes", Proceedings, 8th Seminario Nacional de Grandes Barragens, Sao Paulo, Brasil, 1972.

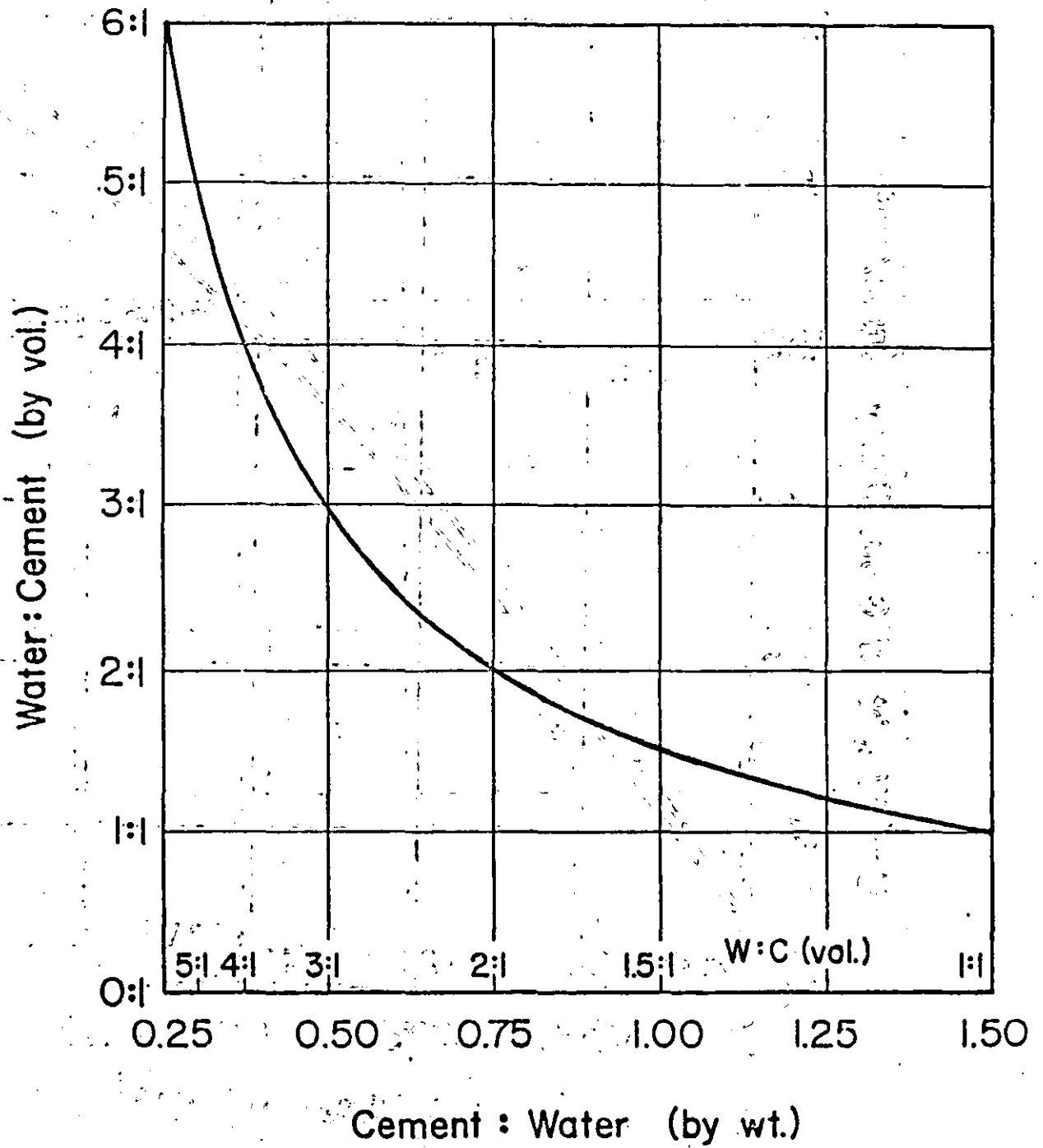
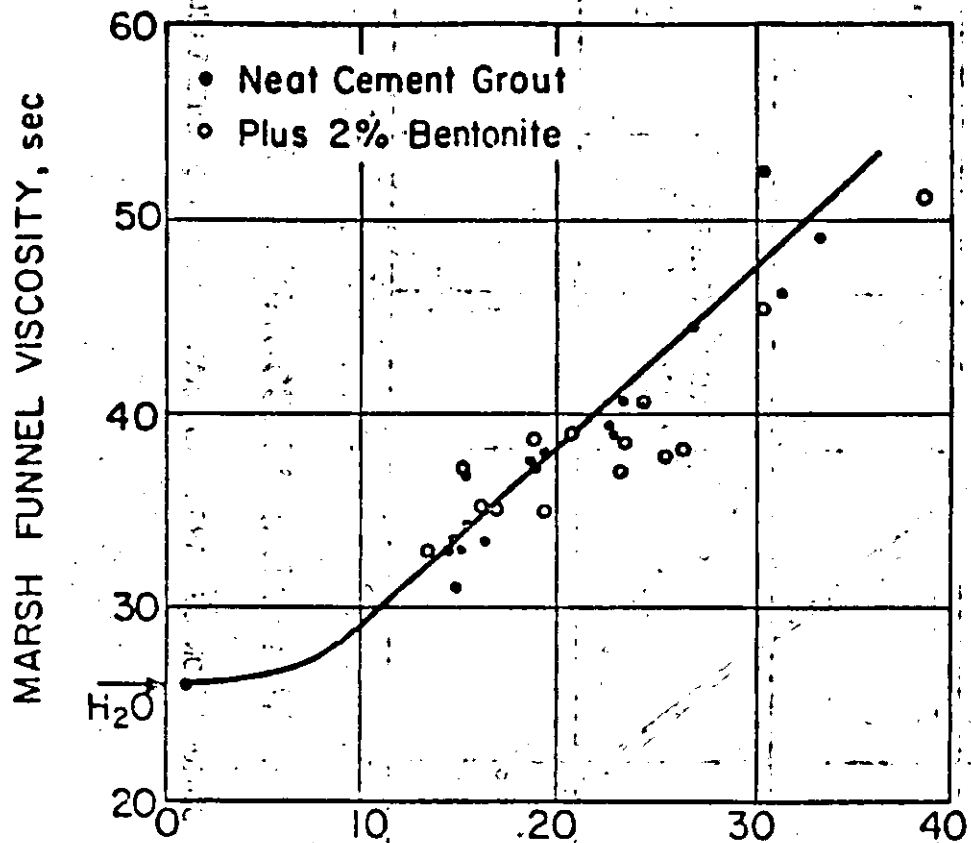
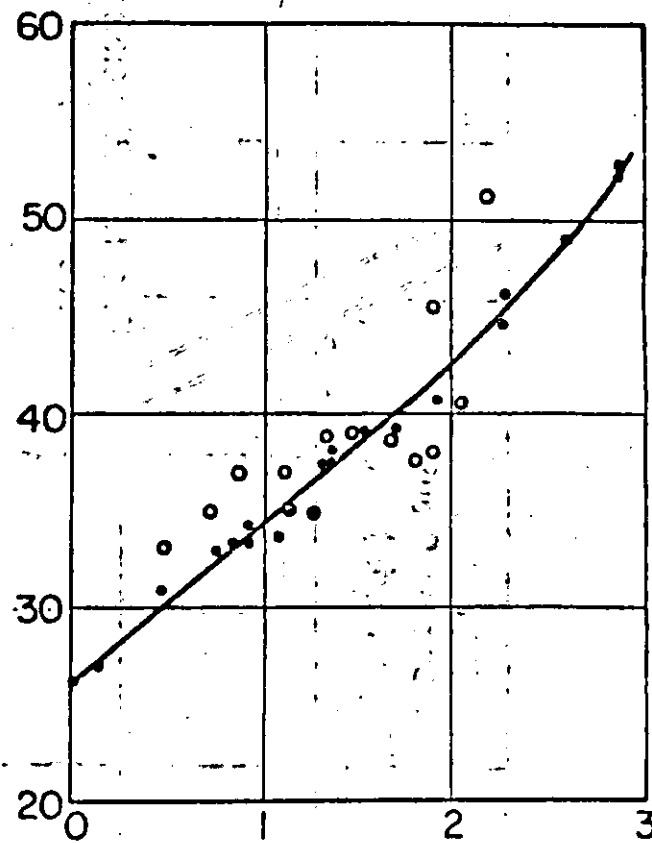


Fig. 1 - RELATION OF WATER-CEMENT RATIO BY VOLUME AND CEMENT-WATER RATIO BY WEIGHT (After Burgin, Ref. 1) //



(a) PLASTIC VISCOSITY, cP



(b) YIELD POINT lb/in² × 10⁻³

Fig. 6 - RELATION OF MARSH FUNNEL VISCOSITY AND (a) PLASTIC VISCOSITY AND (b) YIELD POINT FOR NEAT CEMENT AND CEMENT-BENTONITE GROUTS

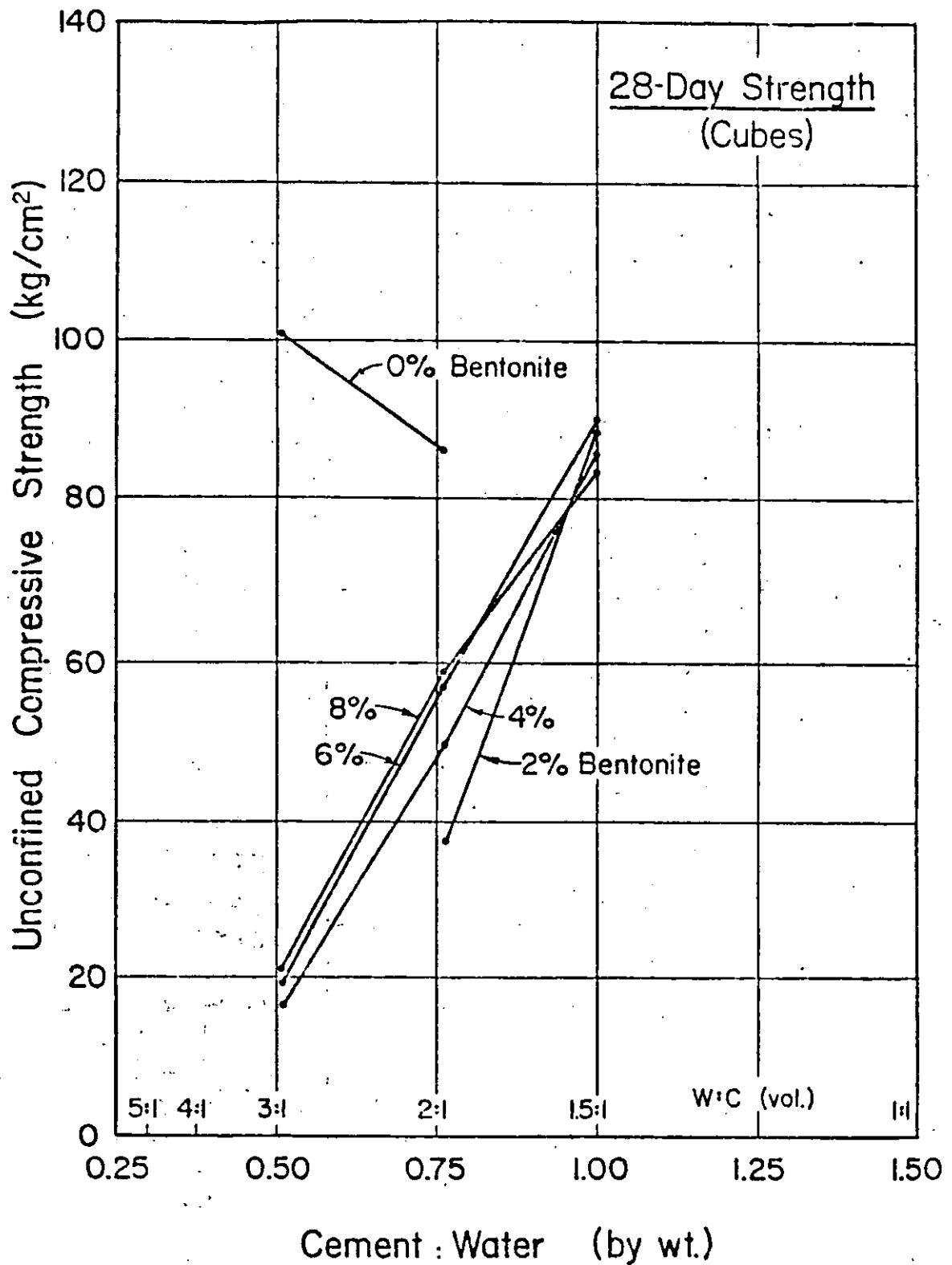


Fig. 7 - EXPERIMENTAL RELATION OF UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH (28 DAYS) AND CEMENT-WATER RATIO BY WEIGHT (After Burgin, Ref. 1) (1 kg/cm² = 14.2 lb/in² = 0.10 MPa)

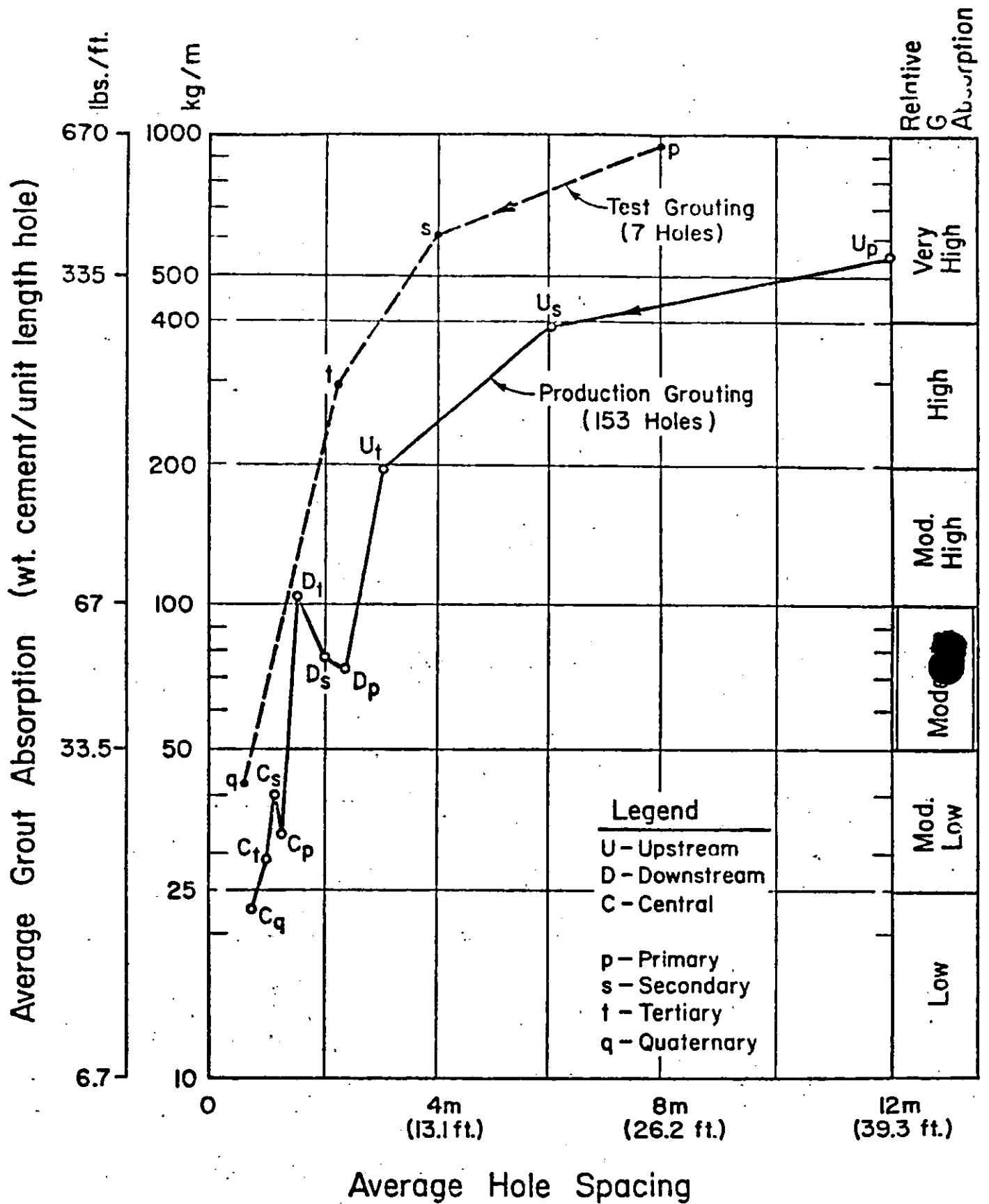


Fig. 8 - RELATION OF GROUT ABSORPTION AND HOLE SPACING AT VARIOUS PHASES OF TEST GROUTING AND PRODUCTION GROUTING

Grout Absorption (kg/m)

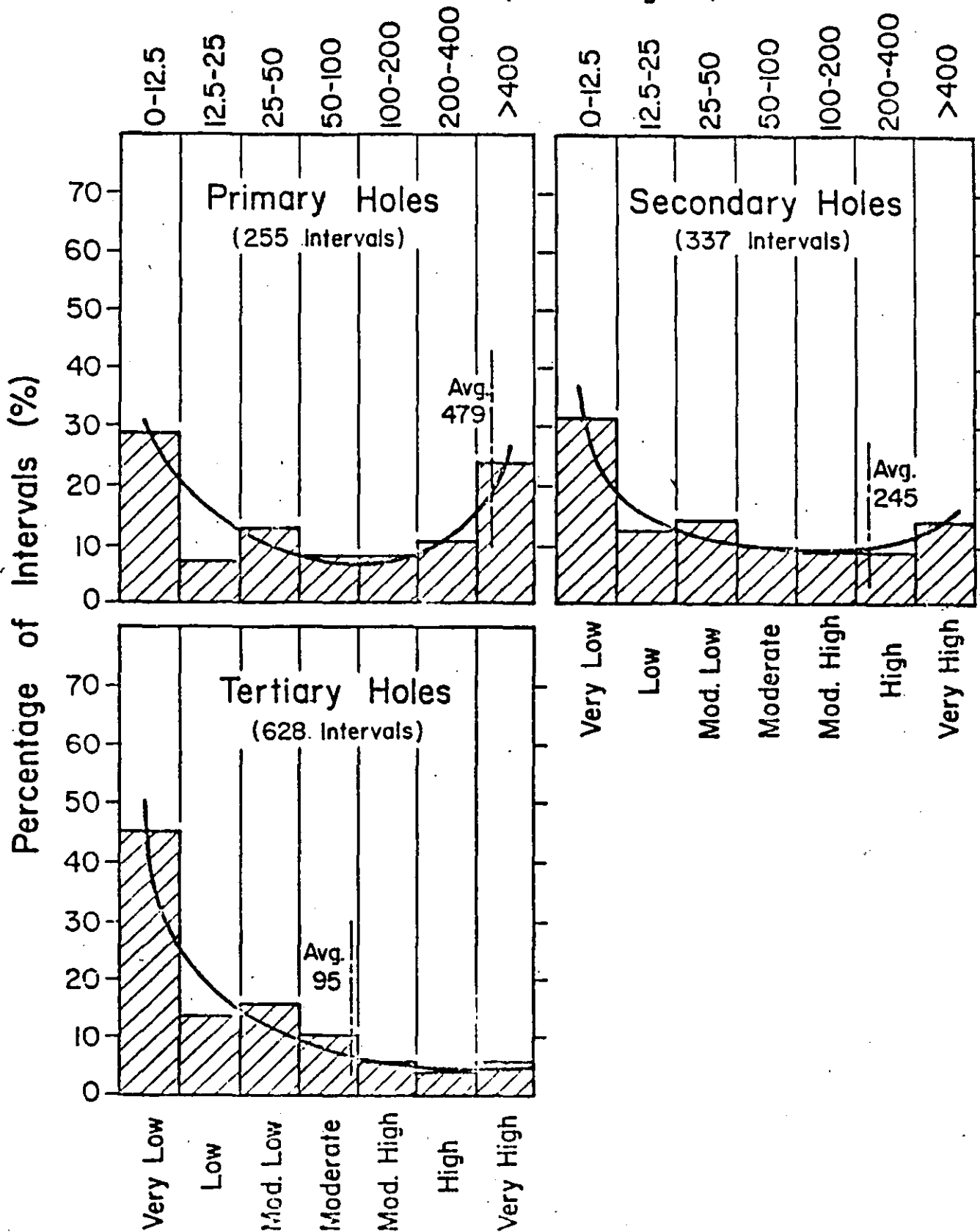


Fig. 9 - FREQUENCY DIAGRAMS OF GROUT ABSORPTIONS FOR VARIOUS PHASES OF GROUTING



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO:

**TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992**

EXCAVACION DE TUNELES

ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA

PALACIO DE MINERIA

CURSO INTERNACIONAL
"TEMAS SELECTOS DE CONSTRUCCION"

DEC UNAM

Sub-Tema:

"Construcción de Túneles en roca"

Profesor:

Ing. Sergio R. Herrera Casteñeda

Bibliografía:

- 1) Hoek, D.E. and Brown, E.T., UNDERGROUND EXCAVATIONS IN ROCK
Mc Graw-Hill Book Co., U.S.A., 1980
- 2) Széchy, K., THE ART OF TUNNELLING, Akadémiai Kiado, Budapest
Hungary, 1973
- 3) Proctor, R.V. and White, T.L., ROCK TUNNELING WITH STEEL SUPPORTS,
Commercial Shearing, Inc. 1977
- 4) Obert, L. and Duvall, W.I., ROCK MECHANICS AND THE DESIGN OF STRUCTURES
IN ROCK, John Wiley & Sons, New York, 1967
- 5) Rabcewicz, L.V., THE NEW AUSTRIAN TUNNELLING METHOD,
Water Power, Vol. 16, 1964, pág. 453-457 (1a. parte) y Vol. 17, 1965,
pág. 19-24 (2a. parte)

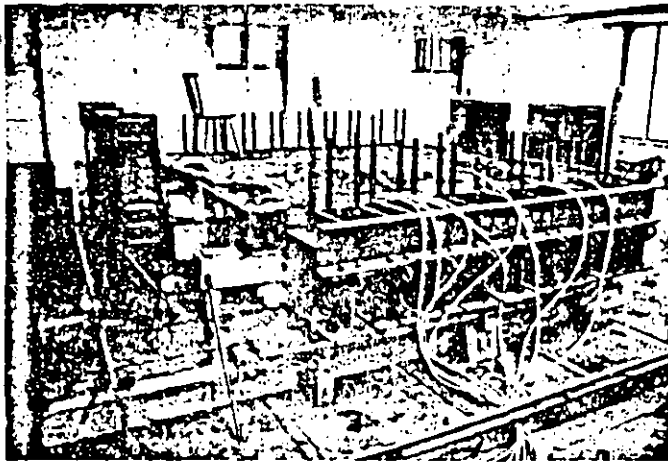


Fig. 3. Testing apparatus installed at the Technische Hochschule, Graz, Austria, to study the behaviour of tunnel linings¹⁷

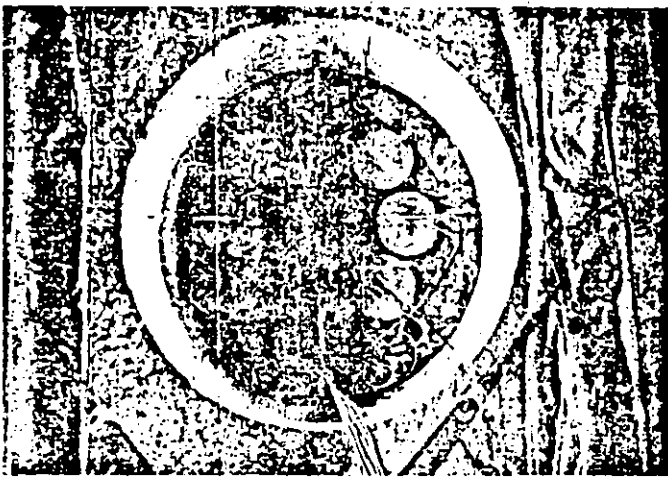


Fig. 4. Test specimen—concrete ring 20mm thick, 1000mm in diameter and 300mm high—inserted in clay compacted to a primary stress condition. Note the deformation indicators

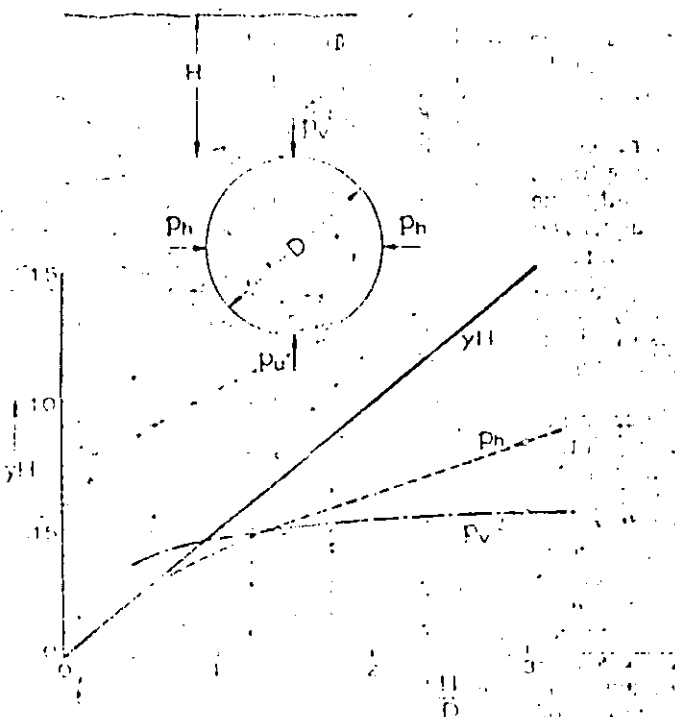


Fig. 5. Relation between radial pressure, p_r , acting horizontally and p_v , vertically; on a circular tunnel of diameter D and overburden H as a function of H/D (after Bonnard and Recordon¹⁸)

to the play of active and passive forces in the rearrangement process. Decisive failure by shear occurs only under much higher load and is entirely independent of the points where bending cracks have formed.

Model tests

In order to study the behaviour of thin shells as tunnel linings, model tests were commenced in 1966 at the soil mechanics laboratory of the Technische Hochschule in Graz by Prof. Dr. K. Sattler in collaboration with Prof. Dr. Ch. Veder and the author*.

The testing apparatus designed by Prof. Sattler consists of a heavy horizontal rectangular steel frame $300 \times 300 \times 30$ cm in size, one side of which is movable by means of two hydraulic jacks which can exert a pressure of 220 tons/m² on the test material (Figs. 3 and 4). In the following description the movable side will be referred to as the "top", the opposite one as the "bottom" and the remaining sides as the "walls".

The frame is filled with sand, clay or any desired material. After compacting the material to a "primary stress condition", the centre portion is carefully excavated and the test specimen subsequently inserted. For most of the experiments the test specimen consisted of a thin circular concrete ring 100cm in diameter, 30cm high and 10-20mm thick, corresponding to a tunnel of 10m diameter with 10-20cm lining, at the fairly large scale of 1:10.

To prevent breaking of the fragile test specimen during transport and handling, a light wire net had to be incorporated. The space between the test specimen and the border of the excavation, corresponding to the overbreak, is filled and compacted at will.

In designing the apparatus and the scheme of tests we have of course been aware that the radial depth of the material surrounding our test specimen—being one diameter only—would not be sufficient to give results fully corresponding to natural conditions, particularly as concerns the stress conditions in the surround.

Under natural conditions the weight of the overburden is transferred increasingly to the surrounding rock by arch action. As the overburden H increases, the pressure acting at the top p_v soon asymptotically approaches a maximum, while the wall pressures p_w continue to rise almost linearly. The relation between p_v and p_w has been thoroughly studied by model tests and test tunnels during the preliminary investigations of the Donnerbühl tunnel in Switzerland. The results¹⁸ are shown in Fig. 5.

With our testing apparatus, in which H/D is not greater than one, the distributing effect of the overburden is very limited. By increasing the top load to the possible maximum of 220 tons/m², with $\gamma = 2.5$ tons/m³ and $D = 10$ m, the corresponding relation in nature would be $H/D = 8.8$, which is about nine times greater than that of the tests. These considerably altered load conditions in comparison with nature result in a conversion of the deformation process; while with the tests the vertical diameter is always shortened and the horizontal one elongated, in nature, as soon as the overburden becomes somewhat greater than the diameter, this is just the opposite.

Actually the alteration in the load conditions just described does not impair the intended purpose of the first series of the tests, which consisted in studying the behaviour of a thin, flexible shell and the border stresses acting at the extrados up to the point of failure, as well as in studying the nature of the failure.

The tests were carried out in different materials—sand, clay and gravel. Apart from the concrete rings

* A paper was read at the XVII Conference of the International Society of Rock Mechanics in Salzburg by Prof. Sattler, describing the preliminary results of the tests obtained up to autumn, 1967. Additional comments were presented in another paper, read at the same conference, by E. Pachler, and the author.

described above, sewer sections and even steel linings of the Armco type were also tested.

From the numerous tests carried out up to the present two typical examples will be chosen which are of particular interest for the problems in question. To represent a thin yielding type of lining a test with a concrete ring 26mm thick bedded in clay will be described. The strength of the concrete was $\sigma_w = 337 \text{ kg/cm}^2$ after 53 days, the soil-mechanics properties of the clay being $\phi = 26^\circ$, $c = 4.5 \text{ tons/m}^2$. The net used to reinforce the ring for handling was $25 \times 12 \text{ mm}$ mesh using 0.7 mm wire. The friction at the border was eliminated by a thin layer of sponge rubber.

The test was started by compacting the clay for 14 days as much as possible to imitate the primary stress condition. After excavating the necessary portion in the centre the concrete ring was placed and the overbreak filled in and compacted slightly. The result of the test is shown in Fig. 6. The graph displays the magnitudes of the radial pressures p_r and the deformations ΔD as functions of the pressure p_o exerted by the jacks.

With $p_r = 21 \text{ tons/m}^2$ the loading process was discontinued, and during the following 39 days the radial pressure was kept at that magnitude. Some further application of the jacks was required during the first 23 days of this period to compensate for the successively decreasing decline in pressure. ΔD increased simultaneously from 12.2 to 14.8 mm. During the following 16 days p_o , p_r , and D remained unchanged.

Thereafter the loading process was resumed until at $p_o = 162 \text{ tons/m}^2$ and $p_r = 86 \text{ tons/m}^2$ the ring failed by shear (Fig. 7). The length of the shear fracture was 45 mm, corresponding to

$$\sin \alpha = \frac{0.02}{0.046} = 0.435 \quad \alpha = 26^\circ$$

$$r \cos \alpha p_r = \frac{d}{\sin \alpha} \tau \quad \text{where } r = 0.5, \alpha = 26^\circ, p_r = 86$$

$$\tau = \frac{0.5 \times 0.9 \times 86}{0.45} = 860 \text{ tons/m}^2 \approx 0.25 \sigma_w$$

Neither in the test described above nor in any of the others carried out under similar conditions did the slightest bending fissures appear until failure by shear occurred. The latter was always accompanied by an explosion-like report. This is particularly remarkable since the deformation of the ring, amounting to 48 mm, corresponded to $4 \times 10^{-2} D$, the strength of the concrete having already reached $\sigma_w = 337 \text{ kg/cm}^2$.

From the result of this test it becomes evident why, with all the shotcrete linings carried out up to now, not a single trace of bending fissures could be observed: First the load in the actual linings was considerably smaller, secondly the deformation was only in the range of 1/10 of the test, and last but not least the substantial creeping of the green concrete favoured the adjustment to the altered state of equilibrium, resulting in a reduction of bending moments.

As a second example a test on a full-scale sewer section will be described representing a rigid unyielding type of lining. This type of sewer—actually used in the city of Graz—had been locally destroyed by irregular settlement of the backfill, and the aim of the tests was originally to study the conditions and give the necessary advice.

From the point of view of tunnel statics several interesting items become apparent from the test (Fig. 8). We have to deal with a rigid unyielding lining the thickness of which amounts to $0.12 D$ in the upper part and $0.31 D$ in the lower, i.e., 6 to 15 times the corresponding relation with the body of the former test.

While with test 1 no tension fissures occurred at all—the body failing by shear at $p_o = 162 \text{ tons/m}^2$ —with test 2 tension cracks appeared at $p_o = 92 \text{ tons/m}^2$. While the pressure was increased, further tension cracks appeared

Fig. 6

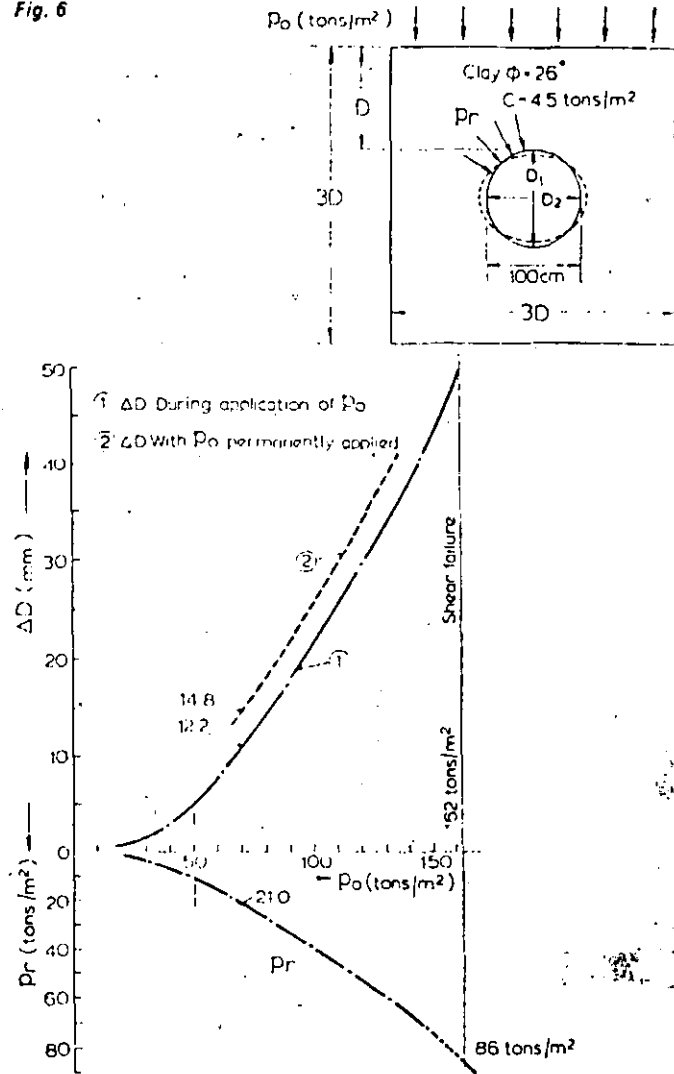


Fig. 6. Test results with semi-rigid lining. Concrete ring diameter 1000 mm, $d = 20 \text{ mm}$, $\sigma_w = 337 \text{ kg/cm}^2$

Fig. 7. Detail of typical shear failure of test specimen shown in Fig. 6

Fig. 8. Test results with a rigid lining (sewer section). Key: 1,2,3,4,5,6 = Tensional fractures; 7,8 Spalling; a,b,c,d,e,f = Pressure pads; p_o (tons/m²) = Pressures exerted by jacks; p_r (tons/m²) = Radial pressure at extrados

Fig. 9. Schematic representation of the ratio p_r/p_o as function of the radius R and the thickness d of the lining. Key: p_r = Radial pressure, p_o = Pressure exerted by jacks, d = Thickness of lining, R = Radius of lining, $X \square X$ = Values established by tests

Fig. 7



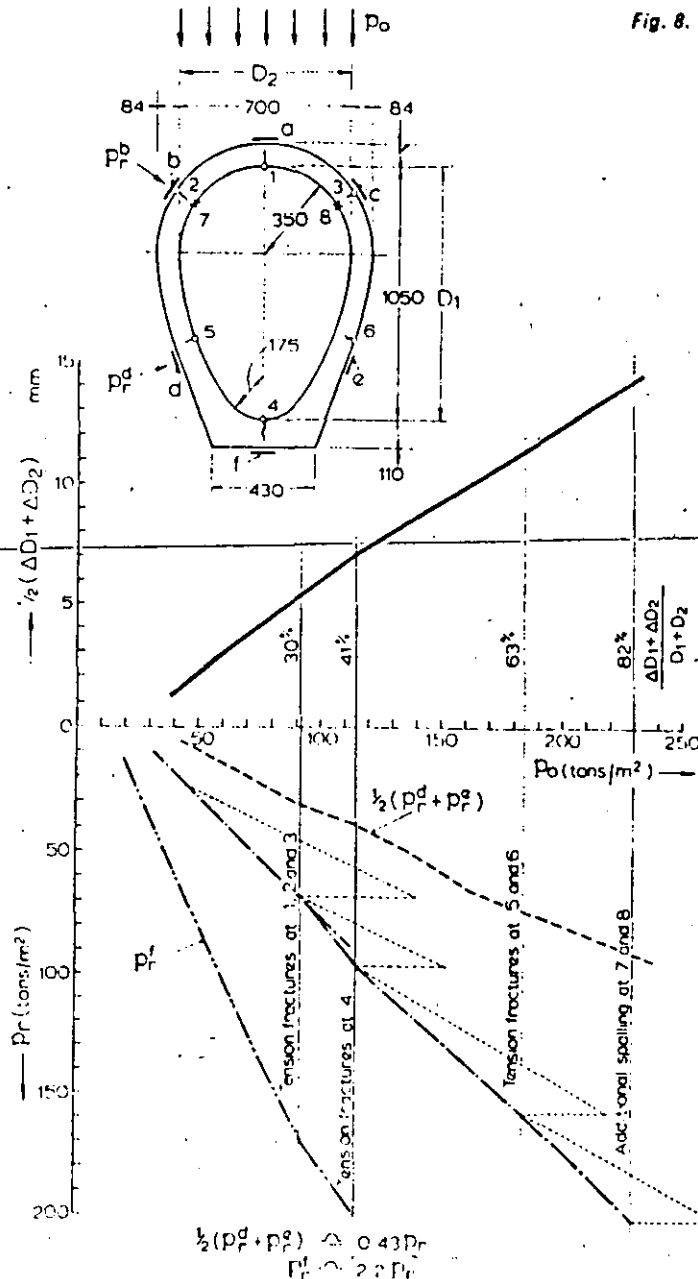


Fig. 8.



Figs. 10 and 11. (Left) Sewer section being tested (note deformation indicators; tension fissures at top, bottom, and walls); (Right) Advanced state of deformation spalling at intrados of walls with pressure pads dismantled

at $p_o = 115$ and 184 tons/m², eventually dividing the body into a six-hinged arch. At 230 tons/m² excessive pressure at the points 7 and 8 caused additional spalling. The test had to be discontinued at that point since the capacity of the apparatus was reached (Figs. 10 and 11).

The ratio p_r/p_o in test 2 is more than twice that of test 1, which means that with a rigid lining much higher radial forces are being formed than with a yielding one. Actually just before the respective failures appeared the pressures p_r reached a peak considerably higher than the registered value, as shown in the graph by a dotted line beside the chain-dotted line of p_r .

In the lower part of Fig. 8 the radial pressure p_r are shown as a function of p_o . The ratio p_r/p_o depends on the thickness of the lining and of the radius. The smaller the radius and the greater the thickness of the lining, the greater the ratio p_r/p_o becomes. The latter is consequently a function of the rigidity of the lining (Fig. 9).

When comparing the magnitude of deformations it becomes apparent that those of test 2 are relatively much smaller than those of test 1, amounting only to 70 to 50% of the former. The reason is given principally by the difference in the coefficient of subgrade reaction, the magnitude of which was approximately 2kg/cm^3 for test 1 and 16kg/cm^3 for the tightly compacted gravel of test 2.

The results of test 2 allow us to draw some conclusion regarding the applicability of thick unyielding linings:

Tension fissures are admissible insofar as they do not impair the carrying capacity of the lining. With rigid types of linings unnecessarily high radial stresses cause tension fissures even with relatively small loads. Since the remaining carrying portion of the section, reduced in this way to a fraction of its original thickness, is still sufficient to stabilise the structure permanently, a thick lining means only a waste of material and is consequently utterly uneconomic.

Although the use of multiple-hinged arches as linings has occasionally caused inadmissibly large deformations—e.g., with highly squeezing or swelling rock, excessive loosening or in similar exceptional cases—the percentage of these cases is so low as to be left out of consideration.

But in more than 99% of the geological conditions in which the Austrian Tunnelling Method has been applied, it has been found without exception that the amount of yield has been of the order of millimetres or occasionally centimetres, corresponding to 1 to $4 \times 10^{-3} D$. With yields of this order, deformations of any importance are out of the question.

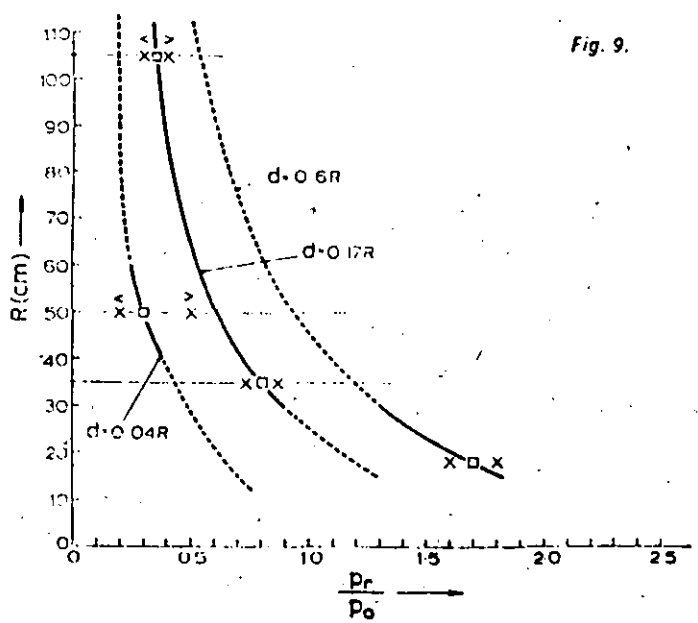


Fig. 9.

Stability of tunnels under rock load

This second instalment presents some theoretical analyses of the strength of linings and anchors and discusses a new method of design based on data collected on failure by shear. The effect of the contact between lining and rock on tunnel behaviour is also examined. A type of strengthening is described consisting of system anchoring combined with shotcrete which takes advantage of the property of rock to stabilise itself by yielding.

By Prof. Dr. techn. Dr.h.c. L.v. RABCEWICZ

Part II

THE BEHAVIOUR of a thin lining applied to the surrounding rock under different conditions of support has been examined mathematically by Sattler¹⁷. The particular aim of the investigation was to explain why seemingly very thin shotcrete linings as used in many underground works—among them the Massenbergl and Schwaikheim tunnels—obviously reached permanent equilibrium without anywhere exceeding the ultimate stress limit.

A static system has been chosen for this purpose, supported and loaded in various ways as shown in Fig. 12 and described here.

A concrete lining supported elastically at the points 4 to 10 is acted upon by a single load of 35 tons near the top (Fig. 12a). To imitate the particular geological conditions of the Schwaikheim tunnel—the greatest part of the section consisting of clay with a small sill of limestone—the degree of yield of the surround had been assumed very unfavourably as follows: 0.2mm/kg/cm² at the bottom (points 9 and 10) and 10.1mm/kg/cm² at the walls and the roof (points 1 to 8). The contact between the concrete shell and the rock is considered to be frictionless, the *E* value of the concrete being 200 000kg/cm².

The curve of bending moments resulting from the calculations shows that a maximum positive moment of 13.3 ton-metres just below the point of action of the load changes almost to a negative one.

To show the very important influence of the method of support, the same structure has been calculated when supported elastically at the points 8 and 10 only. The magnitude of the moment in this case is trebled (Fig. 12b). If on the other hand a rigid support is provided at the points 4 to 10 the moments disappear almost entirely, the line of thrust following the axis of the lining from point 5 downwards (Fig. 12c).

In Fig. 13 the influence of a continuously distributed load on the curve of moments can be seen, the structure again being supported elastically at the points 4 to 10. The magnitude of load distribution has also been plotted for this case. The maximum moment at 13.6 ton-metres—which is not a very high value—is almost the same as with the single load, but the neighbouring negative moments become considerably smaller.

The assumption on which the calculations are based, that there is no friction between lining and rock, is of course not realistic. Particularly with modern lining methods there is always a very close bond between the two constructional elements either by directly placing the concrete on the irregular rock face or, when using precast concrete elements, by grouting the space between lining and rock.

The tangential forces acting at the contact surface between lining and rock prevent one deforming independently of the other. Owing to the close interaction between the constructional elements we have to deal with a real bond structure comparable to the behaviour of reinforced concrete.

But supposing that—against all practical and experimental experiences—the calculated moments should actually arise, then a pure bending moment of 14 ton-metres, assuming a lever arm of only 50cm, would produce a compressive force of 28 tons in the rock and a tensile force of the same magnitude in the lining. The tensile stress in the 20cm-thick concrete lining would thus amount to 28.0/100.20 = 14kg/cm² which is well below the bending tensile strength.

In any case a tensile stress as high as this can never arise, since it is always substantially reduced by the superimposed compressive stresses due to the normal arch-effect

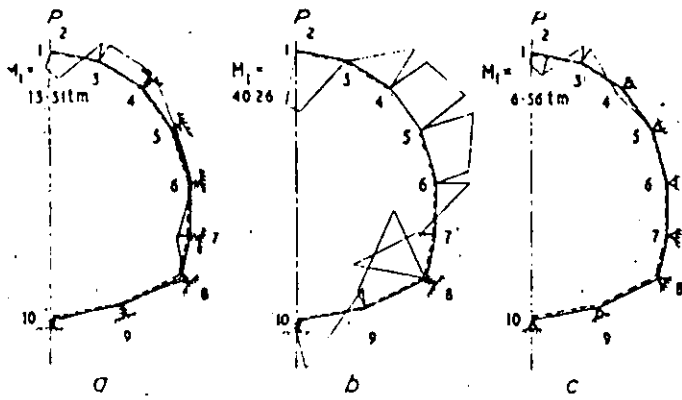


Fig. 12. Moments arising from a single load of 35 tons near the top with different methods of support: (a) Elastic support at points 4 to 10 (b) elastic support at points 8 and 10 only, (c) rigid support at points 4 to 10 (after Sattler)

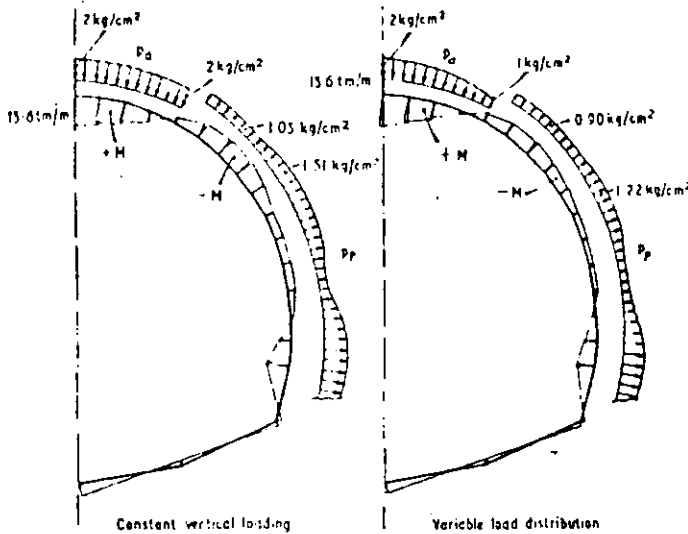


Fig. 13. Moments and load distribution along circumference. Structure supported elastically according to Fig. 12a. Continuous load $p_0 = 2\text{kg/cm}^2$ at top causes passive reaction p_p at walls (after Sattler)

forces.

These theoretical investigations regarding the magnitude and distribution of bending moments with thin concrete shells such as tunnel linings clearly explain why in none of the tunnels constructed up to the present in accordance with modern principles has a single trace of tensile strain been discovered.

Sattler further entirely confirmed the principle, established by the author, that a tunnel lining extending round the entire periphery can break only by shear. This failure takes place along the Mohr planes at a small angle of 20 to 30° to the axis of the lining¹⁰. Cones are formed in the rock on both sides of the cavity perpendicular to the main direction of thrust, and after having been rendered plastic are forced towards the interior. The point of failure is situated close to the main axis.

The following equation established by Sattler allows any lining to be designed very simply by calculating the load causing rupture by shear; or on the other hand, by measuring the magnitude of σ_r^t the degree of safety can be determined (Fig. 14) from the following formula:

$$\sigma_r^t \frac{b}{2} = \frac{d}{\sin \alpha} \tau_B, \quad d = \frac{\sigma_r^t b \sin \alpha}{2 \tau_B}$$

where σ_r^t = radial pressure exerted on the lining, to be obtained by measurement; τ_B = shear strength of lining material, for concrete $\tau_B = 0.2 \sigma_c^c$; σ_c^c = compressive

strength of concrete; $\frac{d}{\sin \alpha}$ is generally greater than $2.5d$;

and $\alpha \leq 23^\circ 6'$

Example: $r = 5.0\text{m}$, $b = 2 \times 5.0 \times \cos 23^\circ 6' = 9.15\text{m}$
 $\tau_B = 0.2 \times 3000 = 600 \text{ ton/m}^2$, $\sigma_c^c = 60 \text{ ton/m}^2$
 $d = \frac{60 \times 9.15 \times 0.41}{2 \times 600} = 0.18\text{m}$

The behaviour of steel reinforcement, such as ribs or bars, embedded in concrete linings is different from that of the concrete as soon as the latter starts to fail. Then the interaction between concrete and steel ceases and the steel starts bending and buckling. The shear strength of steel can consequently not be utilised fully, since its support can only be reckoned with up to such a state of stress (τ_{ST}) as corresponds to the deformation at the moment of failure of the concrete.

$$\tau_{ST} = \frac{\tau_B F_{ST}}{E_B} = 15 \tau_B$$

The increase of radial pressure that can be carried by steel reinforcement can be evaluated as follows:

$$\Delta \sigma_r^t = \frac{2 F_{ST} \tau_{ST}}{b \sin \alpha} = \frac{2 F_{ST} 15 \tau_B}{b \sin \alpha}$$

Example: Reinforcement: steel ribs, $G = 21\text{kg/m}$, $F = 26\text{cm}^2$, spaced 1.5m between centres.

$$F_{ST} = \frac{26}{1.5} = 17.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\tau_{ST} = 15 \times \tau_B = 15 \times 600 = 0.9 \text{ tons/cm}^2, \quad b = 9.15\text{m}, \quad \alpha = 23^\circ 6', \quad \sin \alpha = 0.41$$

$$\Delta \sigma_r^t = \frac{2 F_{ST} \tau_{ST}}{b \sin \alpha} = \frac{2 \times 17.4 \times 0.9}{9.15 \times 0.41} = 8.5 \text{ tons/m}^2$$

Though the static effect of steel reinforcement with shear is relatively small, the increase of safety—protection of the crew against sudden rockfall—gained thereby is considerable, provided the ribs are anchored suitably to the rock and the surface covered by wire netting.

Further very interesting mathematical investigations have been carried out by Guisant and Gétaz at the Polytechnic University of Lausanne when they designed the "de Glion" freeway tunnels near Montreux (Switzerland)²⁰.

With reference to Szechy¹⁹ the magnitude of the moments and border stresses have been plotted as a function of the coefficient of the subgrade reaction k and of the thickness of the lining d . The same static system had been used for this purpose as is shown in Fig. 13.

From these studies the following important rules can be drawn: The moments start increasing rapidly if the coefficient of subgrade reaction k becomes lower than 10kg/cm^3 . Further, the greater the thickness of the lining and the lower the value of k , the greater become the moments (Fig. 15). Applied to construction operations these rules mean: make your lining as thin as possible and choose methods which avoid any detrimental loosening of the surrounding.

Stabilising effect of anchoring

As is well known, two different types of rockbolting are employed: local protection by bolting and system anchoring. In the first case, only locally-loosened pieces of rock are fastened to the surface to safeguard its original bond. System anchoring, on the other hand, uses a series of radial anchors placed at regular centre distances to prevent a zone of a certain width around the cavity—the so-called "carrying ring"—from expanding unnecessarily and partly disintegrating.

In this way normal forces are created in the carrying ring either actively by prestressing or passively, converting the ring into a very effective means of stabilisation. In the following discussion only system anchoring will be dealt with. It can be carried out either by expansion bolting in

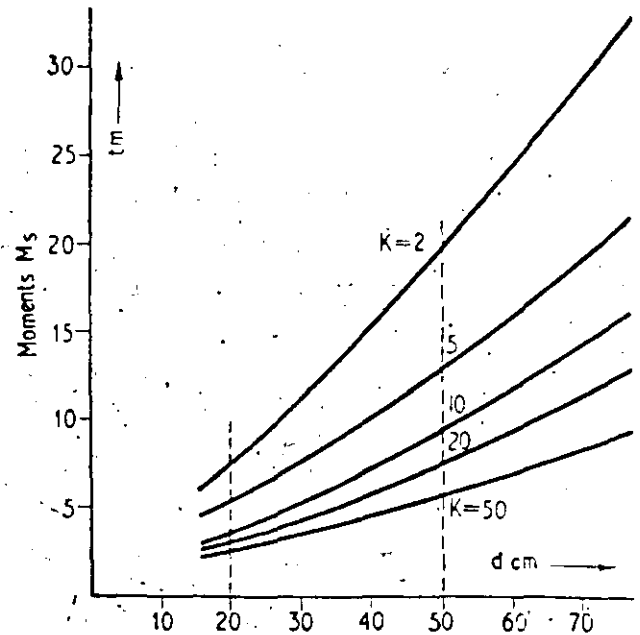
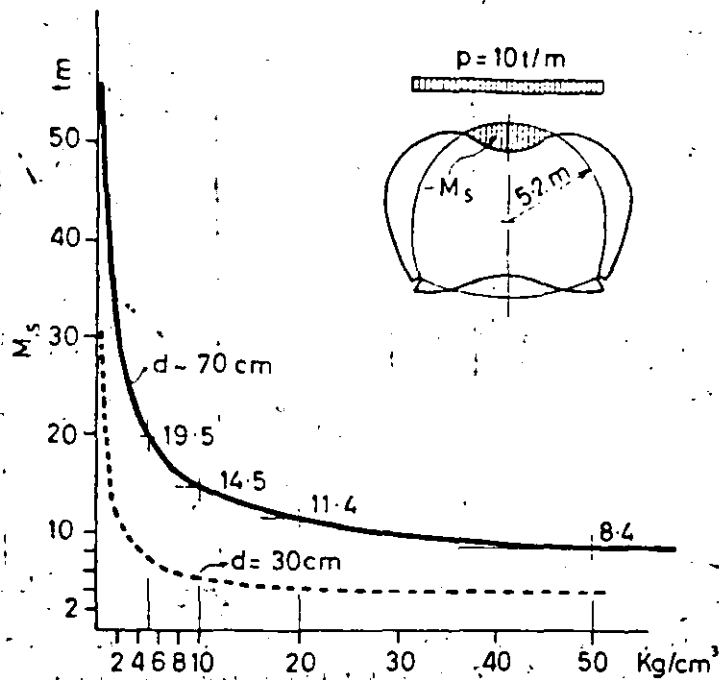


Fig. 15: Top moments M_s for a high road tunnel charged by a continuously distributed top load of 10 tons/m² as function of the coefficient of subgrade reaction k and the thickness of the lining d (after Guisant and Gétaz)

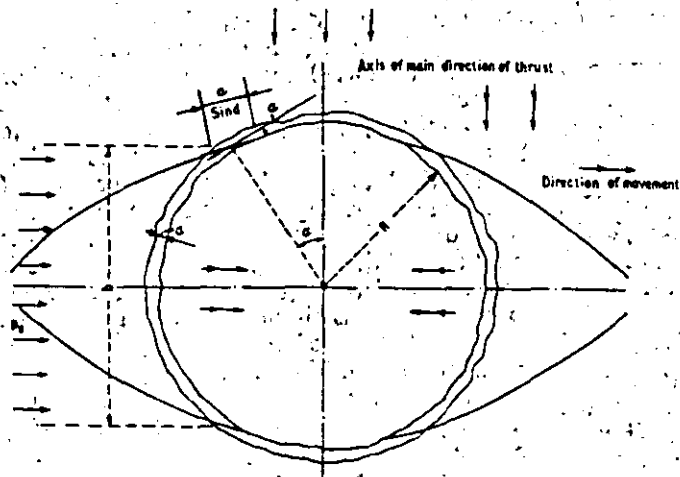


Fig. 14. Hypotheses of shear failure (after Rabcewicz and Sattler)

chemically sound rock or by anchors embedded in cement mortar in soft rock.

The lining resistance exerted by the anchors placed at the distances "e" and "l" and stressed to the elastic limit (Fig. 16)² is given by:

$$p_l A = \frac{f_{ST} \sigma_p^{ST}}{e l}$$

where,

- $p_l A, p_l S$ (tons/m²) = lining resistance of anchors, resp. shotcrete
- σ_t (") = tangential stresses at carrying ring
- σ_r (") = radial stresses at carrying ring
- σ_{od} (") = uniaxial compressive strength of rock
- c (") = cohesion of rock
- τ (") = shear strength of rock
- α (°) = angle of internal friction
- φ (m) = width of carrying ring
- p_l^w (tons/m²) = lining resistance of carrying ring
- l (m) = length of anchor

- d (m) = diameter of anchor
- f_{ST} (cm²) = surface of anchor
- σ_p^{ST} (tons/cm²) = elastic limit of steel

By triaxial tests the values of φ , c and σ_{od} , as well as the characteristic curve of the rock concerned, can be established. By means of the Mohr's circle for any given radial stress σ_r , the corresponding values of σ_t , τ and α can be determined and the curve of shear failure can be plotted (1-1 in Fig. 16).

The point where the shear plane runs off the border is given by the angle α , the lower side of which coincides with the direction of movement.

The lining resistance of the carrying ring results from the following condition of equilibrium:

$$\frac{r w \cos \psi / 2}{\sin \alpha} = p_l^w \frac{b}{2}$$

$$p_l^w = \frac{2 r w \cos \psi / 2}{b \sin \alpha}$$

for a circular cavity: $\frac{b}{2} = R \cos \alpha$

$$p_l^w = \frac{r w \cos \psi / 2}{R \cos \alpha \sin \alpha}$$

Example: $R=5$; $l=3.5$, $w=3.0$, $e=l=1.4$, $\sigma_p^{ST}=5.0$, $f_{ST}=5.3$, $\varphi=30$, $c=9.3$, $\sigma_{od}=32.2$

$$\sigma_r = p_l^w = \frac{5.3 \times 5.0}{1.4 \times 1.4} = 13 \text{ tons/m}^2$$

$$\sigma_t = 67 \text{ tons/m}^2, \alpha = 33^\circ, \tau = 24.7 \text{ tons/m}^2, \psi = 46^\circ, \psi/2 = 23^\circ$$

$$p_l^w = \frac{3.0 \times 24.7 \times 0.92}{5.0 \times 0.84 \times 0.54} = 30 \text{ tons/m}^2$$

When the tunnel is additionally lined by shotcrete ($d=10$ cm) an additional resistance is exerted to the surface of:

$$p_l^w = \frac{2.5 \times d \times \tau_B}{5.0 \times \cos \alpha} = \frac{2.5 \times 0.10 \times 600}{5.0 \times 0.84} = 36 \text{ tons/m}^2$$

$$\sigma_r = \Sigma p_l = p_l^w + p_l^w = 13 + 36 = 49 \text{ tons/m}^2, \psi = 34^\circ, \psi/2 = 17^\circ$$

$$\sigma_t = 141 \text{ tons/m}^2, \alpha = 37.5^\circ, \tau = 44.5 \text{ tons/m}^2$$

$$p_l^w = \frac{3.0 \times 44.5 \times 0.96}{5.0 \times 0.79 \times 0.61} = 53 \text{ tons/m}^2$$

Actually σ_r , σ_t and τ increases from the border towards the interior of the rock. Determining the values of τ and α ,

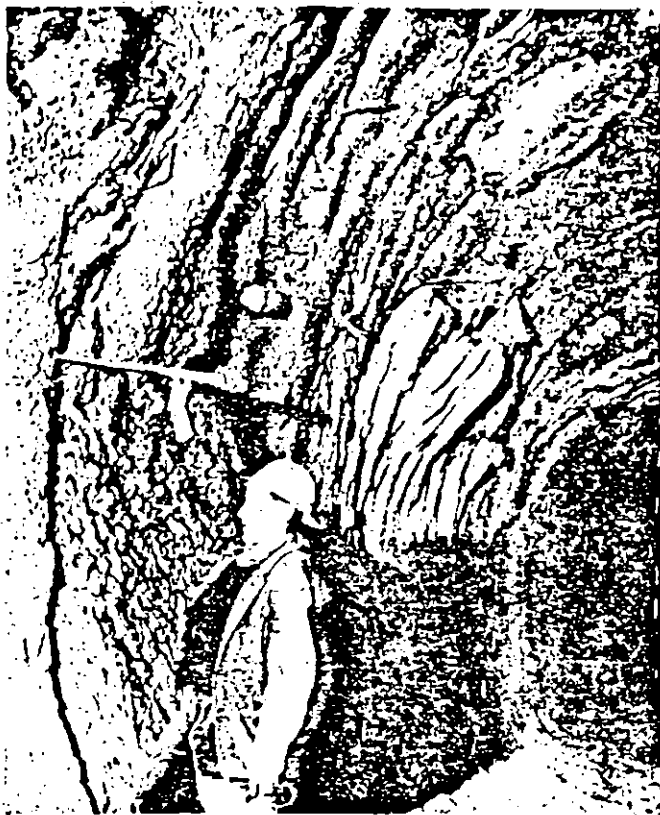


Fig. 21. Shear failures in a free-flow tunnel near Innsbruck, Austria (Untere Sill hydro scheme) when crossing a zone of pre-loaded mylonitised phyllite

lining caused by release is not an exception but can be considered as a generally valid rule, provided the damaged lining does not fall down locally, laying bare the rockface and causing the rock behind to disintegrate and thus interrupt the arch effect.

This well known capacity of the rock to stabilise itself by a small release is impressively represented by a classical example by Fenner shown in Fig. 23. It can be seen from the graph that a release of 6mm, corresponding to a shortening of the diameter of only 2%, reduces the required skin resistance to about 50%. With $\Delta r = 6\text{cm}$, p_H decreases to 17%.

These principles of self-stabilisation applied to the design of cavities in bad rock can be used to advantage very economically by using a system-anchored carrying ring as the principal stabilising means. The surface of the ring is protected by a thin cover of shotcrete reinforced by a net (Fig. 24). This type of lining has repeatedly been employed successfully, even in difficult cases of squeezing and swelling rock^{4,12,16}. At the right side of Fig. 24 the mechanical process of stabilisation is represented schematically.

In the first stage, just after exposing the rockface by a new round, the tangential borderstress $\sigma_r^{I,1}$ greatly exceeds the uniaxial compressive strength of the rock, while the radial border stress $\sigma_r^{I,1}$ is zero. In order to stabilise this unstable situation a carrying ring is made by mortar-embedded system-anchoring and the surface is protected by a thin layer of shotcrete.

While these works are being carried out, up to the time when the rearrangement of forces is complete, the plastic border zone expands and moves towards the cavity causing the radius R^I of the protective zone to increase to R^{II} . Simultaneously, the tangential border stresses $\sigma_r^{I,1}$ and the radial stresses at the periphery of the carrying ring $\sigma_r^{I,1}$ decrease, while the radial border stresses $\sigma_r^{I,2}$ rise.

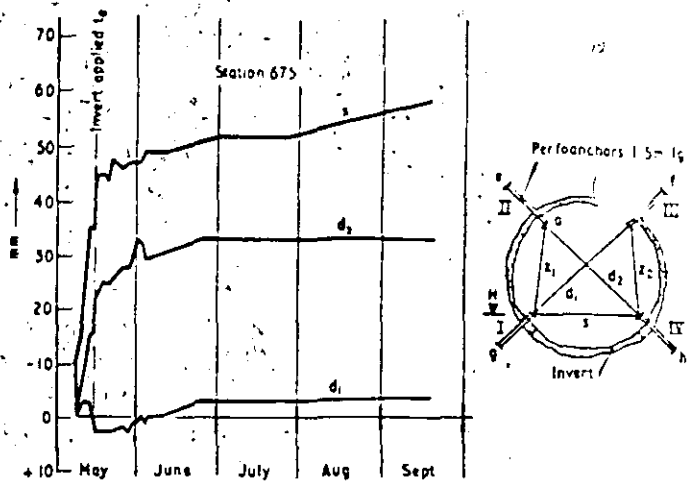


Fig. 22. Free-flow tunnel at Untere Sill. Typical measuring results of deformation of circumference.

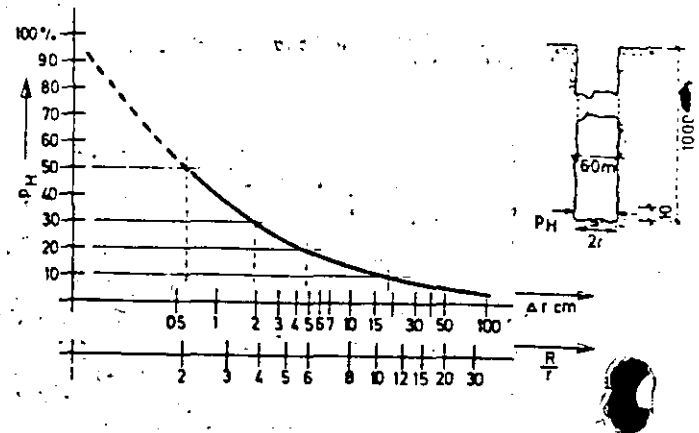


Fig. 23. Decrease of radial border stresses p_H as function of release deformation (after Fenner). Key: Shaft ϕ 6.0m, $H = 1000\text{m}$, $\lambda = \frac{\rho H}{P_r} = 0.354$, $p_r = \gamma H = 2400 \text{ tons/m}^2$, $R = \text{radius of protective zone}$

With the shotcrete gaining strength, the movement at the border comes slowly to a halt, causing the radial and tangential border stresses to increase to the values of final equilibrium ($\sigma_r^{I,III}$, $\sigma_t^{I,III}$).

The examples described above are only a small selection of the many cases which the author has had the opportunity to observe, and they all without exception confirm the rule that shear failures, although involving definite destruction of the lining, are entirely harmless to the workmen and the course of the work.

These experiences can be used very effectively to study the behaviour of various types of rock under different geological conditions with the intention of establishing the most economical design of protective lining to suit the particular conditions. Such studies, together with the simultaneous measurement of deformations and stresses enable typical values for individual cases to be collected, and ultimately the most economical design of lining can be established, based on sound scientific-empirical methods instead of on mere guesswork.

Terzaghi said a quarter of a century ago: "There is no doubt in my mind that the forces which act on the tunnel are very much smaller than those assumed by the designers. . . . In order to avoid the risk of failure in spite of our ignorance, the designers are obliged to assume

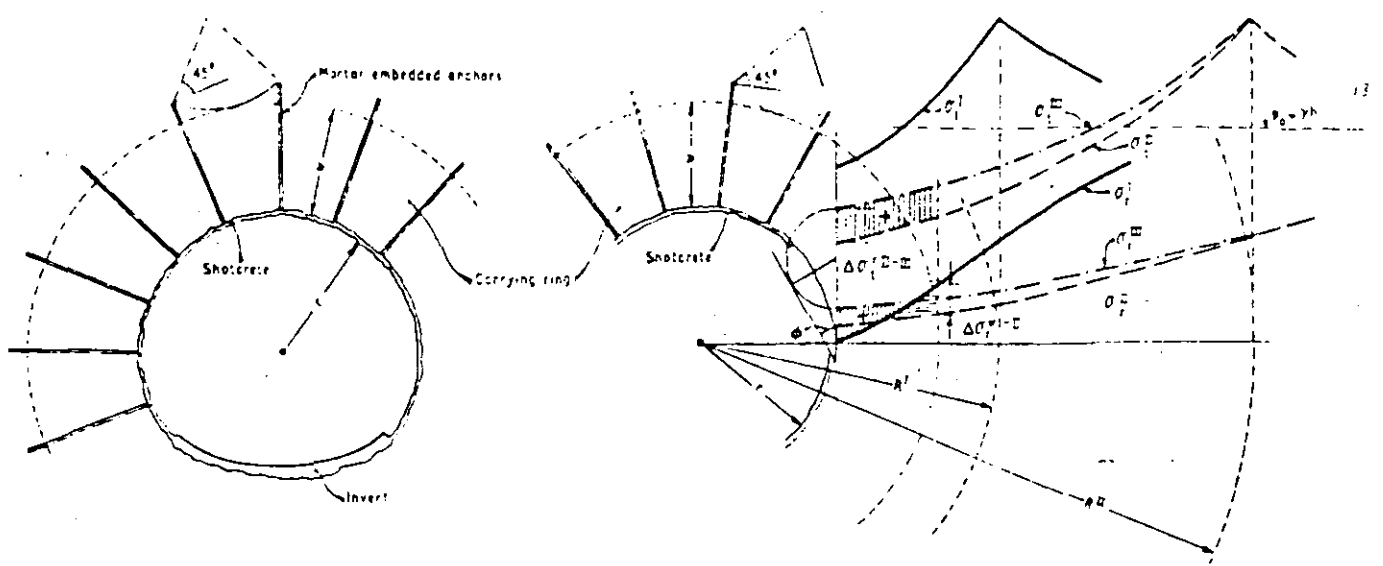


Fig. 24. left side: Stabilization of a tunnel by a system anchored carrying ring, closed by an invert and surface protection; right side: Schematic representation of mechanical process of stabilization, I, II, III, successive timely stages of stabilization

The most unfavourable possibilities which can be imagined as a basis for their calculations of the required thickness of the lining of the tubes. . . . As a consequence the existing tunnel tubes are over-designed, that is, they are very much stronger than they need to be.

The inevitable shortcomings of pertinent theories in general should serve as a guide for judging to what extent the theoretical results can be depended upon. According to my opinion much steel could be saved by establishing a closer approximation between the assumption and reality. The real load and stress condition and the scattering of these conditions around the average will be disclosed by the pressure cell and extensometer observations²¹.

Present trends

If there is no risk involved in a possible failure, the reason for preventive over-dimensioning no longer exists.

The knowledge gained in the manner suggested is increasing. Already, although measurement results are still scarce, we are able to assume that radial stresses acting on the lining of a tunnel of about 10m diameter hardly ever exceed 50 to 100 tons/m²—according to the physical properties of the rock—provided modern construction methods are used.

Higher values are most exceptional and occur only in heavily squeezing and particularly in swelling ground, the percentage of such cases being close to zero but certainly less than 1%. It is consequently economically correct to risk a shear break with so low a percentage, since the costs of reconstruction involved amount only to a fraction of those of an unnecessarily over-dimensioned lining for the remaining 99%.

With a fairly long tunnel, ie. exceeding several kilometres, the results of measurement can be taken advantage of very effectively during the actual construction. In the time needed to decide roughly whether equilibrium will be reached or not—generally about two months—the design of the lining of a section in similar geological conditions encountered later can easily be corrected according to the experience already gained.

Nevertheless, as already pointed out and shown by the tests, it is always important that the first tentative design of the lining be chosen with a factor of safety against shear as close to 1 as possible. As explained under "Model tests" in Part I, oversized linings which lack an appropriate

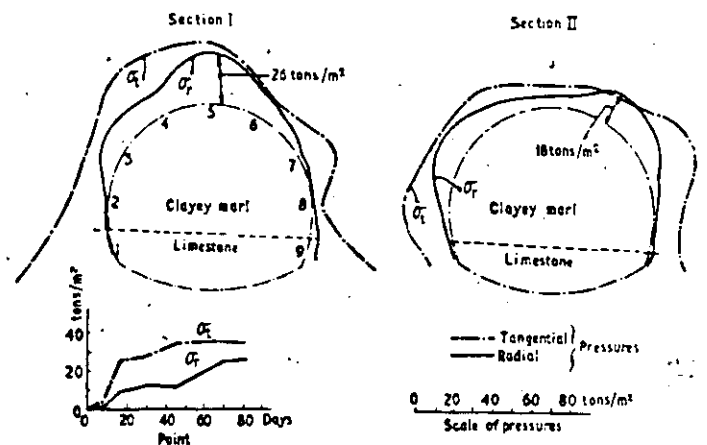


Fig. 25. Schwaikheim tunnel. Pressure-pad measurements of tangential and radial pressure at the extrados of the outer lining and their behaviour as a function of time

degree of yield cause a build-up of unnecessarily high stresses, which might lead to misinterpretation of the measurement results.

Effect of bond between lining and rock

Substantial forces are transmitted through the bond between lining and rock, with the result that the axial forces in the lining are dispersed in the adjacent rock within a very short distance. This can be seen from the graphs (Fig. 25), showing the course of radial and tangential pressures at the extrados of the shotcrete lining¹⁷. The active radial pressures are at a maximum at the crown or on either side of it, and decrease towards the horizontal centreline, reaching zero near the lower part of the walls. A 20cm-thick shotcrete lining reinforced by steel arches has been applied in accordance with the New Austrian Tunnelling Method. The geological conditions are described later.

These results are typical for tunnels with relatively small overburden, the axis of the main direction of load being vertical. In these cases the walls below the centreline would need almost no lining at all, a light protection against weathering probably giving sufficient resistance to secure permanent stabilisation.

To increase the thickness of the lining from the top towards the walls to reach a maximum at the bottom, as

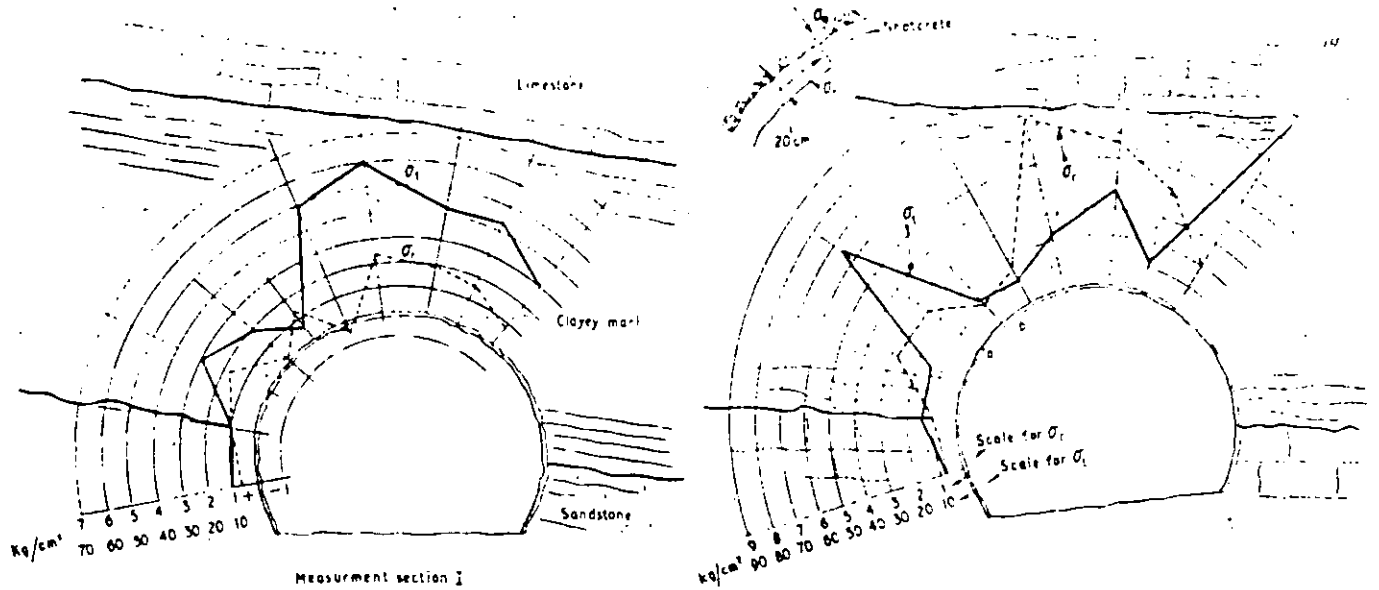


Fig. 26 Radial pressures at the extrados of the lining of a tunnel 6m in diameter and tangential stresses in shotcrete, the latter reinforced by steel arches (after Müller). Key: - - - radial stresses at extrados, — tangential stresses in shotcrete

this is usually done in conventional designs, is completely unnecessary provided a bond exists between the lining and an unloosened surrounding rock.

To meet with the static conditions of this particular case, exactly the contrary would be advisable. In practice this can easily be accomplished, for example by omitting the steel arch reinforcement from the centreline downwards and perhaps by reducing the thickness of the shotcrete as well. Should the measurement results during the course of the works show a change in the main direction of the forces the design could possibly be altered accordingly. To simplify the design the same thickness of lining should preferably be used all around.

The geological conditions of the example shown in Fig. 26 consist of a layer of clayey marl, with $\phi = 28^\circ$ and water content = 20%, interposed between a 60m top layer of limestone and a bank of sandstone at the bottom, the strike running about parallel to the tunnel axis with a dip as shown in the graph. The physical properties of the marl at the measurement section II are somewhat inferior to those at section I.

The measurements at section II, where in addition the axial stresses inside the shotcrete lining were measured by pressure pads, are particularly interesting. By comparing the course of the graphs of the radial compressive stresses acting at the extrados p_e with the corresponding axial stresses in the shotcrete σ_s , it appears that for the most part they are just inverse, the maximum of p_e almost exactly coinciding with a minimum of σ_s .

This phenomenon could possibly be explained by the course of the thrust line, which moves outward as p_e increases, simultaneously relieving the compressive stresses in the lining. The opposite occurs as p_e becomes smaller. The graph proves simultaneously that considerable shear forces are transmitted through the contact between lining and rock.

By comparing the σ_s values at the points (a) and (b) in section II, the difference between the axial forces in the lining being $\Delta P = \Delta \sigma_s d = (750 - 200) \text{ tons/m}^2 = 550 \text{ tons/m}^2$. Thus for a lining with a cross section of $0.2 \times 1.0 \text{ m} = 0.2 \text{ m}^2$, 110 tons has to be transmitted to the rock over a distance of 2m. The shear stress in the material thus being -55 tons/m^2 . If there were no friction between lining and rock the value of p_e would be equal all round.

The latter has practically been accomplished and described by Benda²². With a circular lining 4.50m in diameter, consisting of precast concrete segments, the

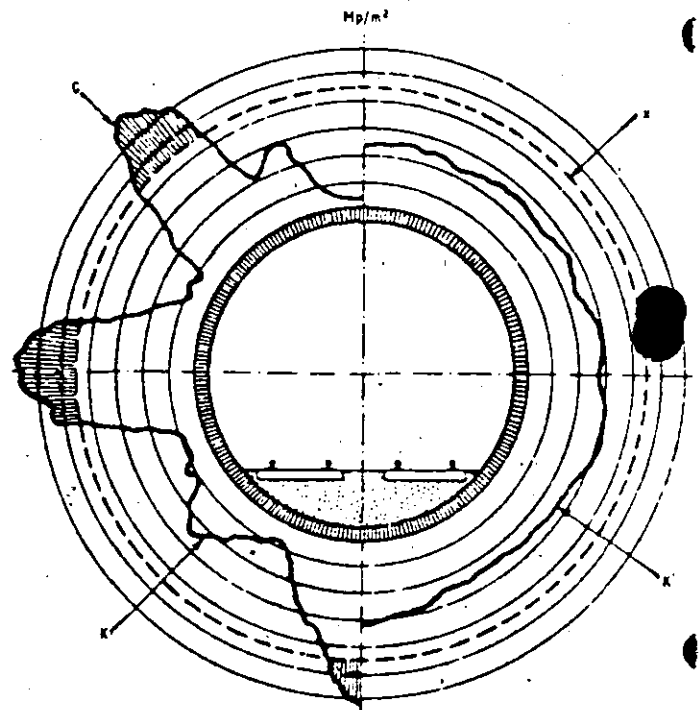


Fig. 27. Distribution of radial pressures acting at the extrados of a lining of precast concrete elements. Left side: Pressures with backfilling by normal grout, portions G indicating places where the pressure exceeds the carrying capacity of lining x. Right side: Pressures with backfilling by special grout (after Benda)²²

curve of radial stresses around the circumference has been established. By using a normal grouting material great differences appeared, the maximum p_e coming up to six times the minimum. Then a special type of grout was tried, which succeeded in bringing down the peaks, simultaneously equalising the radial pressures p_e to an average value (Fig. 27). In this way bending stresses in the lining are eliminated.

As has already been mentioned, with shotcrete or concrete as lining material—the latter to be placed against the rockface and grouted subsequently—possible bending moments (although insignificant as explained) are considerably reduced by the yielding of the concrete by creeping, which is most effective during the first critical period of stress rearrangement.

Stability of tunnels under rock load

This final instalment is devoted to descriptions of a tunnel and an underground power house constructed in accordance with the New Austrian Tunnelling Method. The results observed are examined and some common misconceptions about the Method are clarified

By Prof. Dr. techn. Dr.h.c. L.v. RABCEWICZ

Part III

ONE OF THE outstanding recent examples of the application of the method is the double-track railway tunnel at Schwaikheim in Southern Germany. The tunnel is 300m long, the overburden being about 20m (a typical section is shown in Fig. 28). The strike is almost vertical to the axis with a dip of 10°. The upper part of the section is composed of clay in layers of different colours, the soil-mechanics characteristics of which are given as follows: $\phi = 23-28^\circ$, $c = 0.8-1.2$ tons/m², water content = 21-24%, plastic limit = 18-20%. The lower part of the section consists of limestone in small layers, interstratified with thin layers of clay (Figs. 31 and 33).

To examine the behaviour of the clay a 2.5m-diameter circular test gallery had been driven beforehand, the surface of which had been protected by 4cm of Shotcrete reinforced by a very light steel mesh. Very accurate measuring devices registered not only the deformation of the lining but also the movement of the surrounding rock (Fig. 29).

For the latter purpose holes 120mm in diameter were drilled before starting the excavation, in increasing distances from the axis and suitably encased. A wire was stretched down the centre of each hole and immovably fastened to both ends of the measuring section. Measuring devices placed in the holes at the sections I, II and III allowed dis-

placement of the circumference of the hole in relation to the immovable wire to be measured as a function of time (Fig. 30).

A very interesting phenomenon was established in this way. It was discovered that the movement of the rock started within a distance of about three diameters ahead of the face, the clay behaving like a plastic mass of high viscosity. This movement took place without the slightest symptoms at the face, which remained entirely stable. The gallery was driven at a rate of 3m/day by means of pneumatic hammers.

This test proves that movements of the surround, possibly leading subsequently to settlement at the surface, are caused not only by deformations of the lining during its construction but substantially also by movement of the face and the rock mass ahead of it. As long as the face stands up, these movements occur imperceptibly, and are thus unnoticeable.

The tunnel was driven according to the scheme shown in Fig. 31. Due to the very short standing time of the clay, the upper part could not be excavated down to the centre-line but had to be divided into three portions, I, II and IIb. Immediately after excavating the newly exposed rockface was protected by shotcrete, reinforced by beams formed of welded steel bars and steel netting (Ia, IIa), the beams

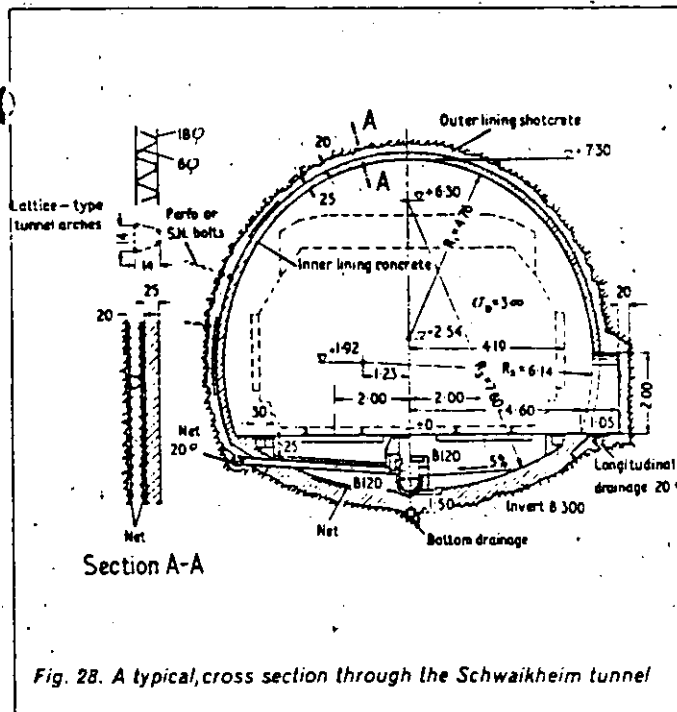


Fig. 28. A typical cross section through the Schwaikheim tunnel



Fig. 29. Test gallery face (Schwaikheim) showing typical appearance of marly clay. Note the Shotcrete cover already placed in the foreground

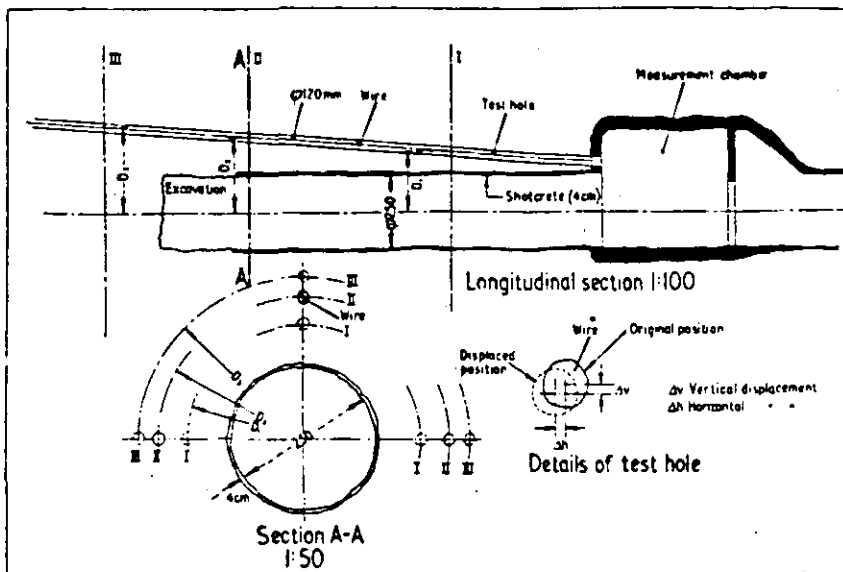
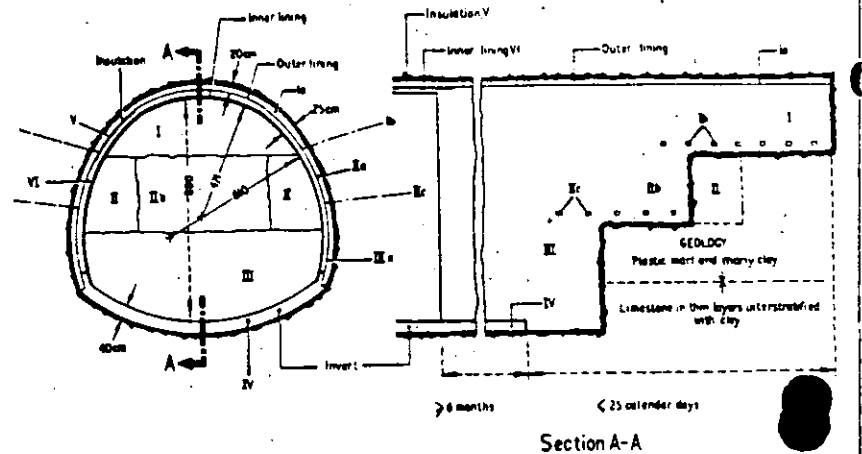


Fig. 30. Test gallery of the Schwaikeim tunnel (after Müller-Pacher)

Fig. 31. Details of the tunnel construction scheme



being fastened to the rock by SN anchors (Ib, IIc). The bottom bench was excavated as a whole (III) and the walls lined with Shotcrete (IIIa) immediately followed by concreting of the invert to close the outer lining to a complete ring (IV). Fig. 32 shows very instructively the whole course of the work.

The stages II, IIIa and IV were carried out once a week, allowing the concrete of the invert to harden during the Sunday break. The "closing time", i.e., the period elapsing between starting the excavation of the roof (I) and the placing of the invert (IV) did not exceed 25 days. An average daily progress of 2.5m was achieved after the crew had been trained sufficiently.

In the poor section the average vertical settlement of the roof was 77mm, while the horizontal deformations did not exceed a few millimetres—obviously on account of the small overburden.

The system of measurement consisted of measuring the horizontal and vertical diameters as a function of time and the horizontal displacement of the walls by anchor measurements. The observation points were placed at regular distances of 30m. In the section of worst rock pressure pads were placed at the border between rock and shotcrete to measure radial and tangential stresses (Fig. 25).

It is perhaps worthwhile to compare the tedious manner in which the excavation of the top heading and the subsequent support of the roof lining has to be carried out by conventional methods with the simple and elegant modern one. In the first case the bench must be excavated

in chequer-board pattern and the roof arch underpinned and the walls subsequently concreted, whereas with the modern method the roof arch, forming an inseparable unity with the adjacent rock, can mostly be left safely unsupported for quite a length of time, since, owing to the particular static conditions arising with the method, there are almost no radial forces acting on the lower part of the lining (Figs. 33 and 34).

Before starting the insulation (V) and the inner lining (VI) the outer lining was kept under close observation by measurements over a period of about six months to make sure that equilibrium had actually been established everywhere.

The tunnel was designed and supervised during construction by the Ingenieurbüro für Geologie und Bauwesen Prof. Dr. L. Müller and Ing.Cons. F. Pacher, Salzburg, in collaboration with the author.

The Kops power house

Another interesting case is the construction of the underground power house of the Kops hydroelectric scheme of the Vorarlberger Illwerke A.G. in Austria, which was carried out according to the advice of the author.

The Kops power house is one of the first structures of this size, the excavation of which was carried out by prestressed rockbolting and shotcrete as the sole method of strengthening. To test its adequacy a vast measurement programme was put in hand, the result of which has entirely justified the choice of the modern method for this

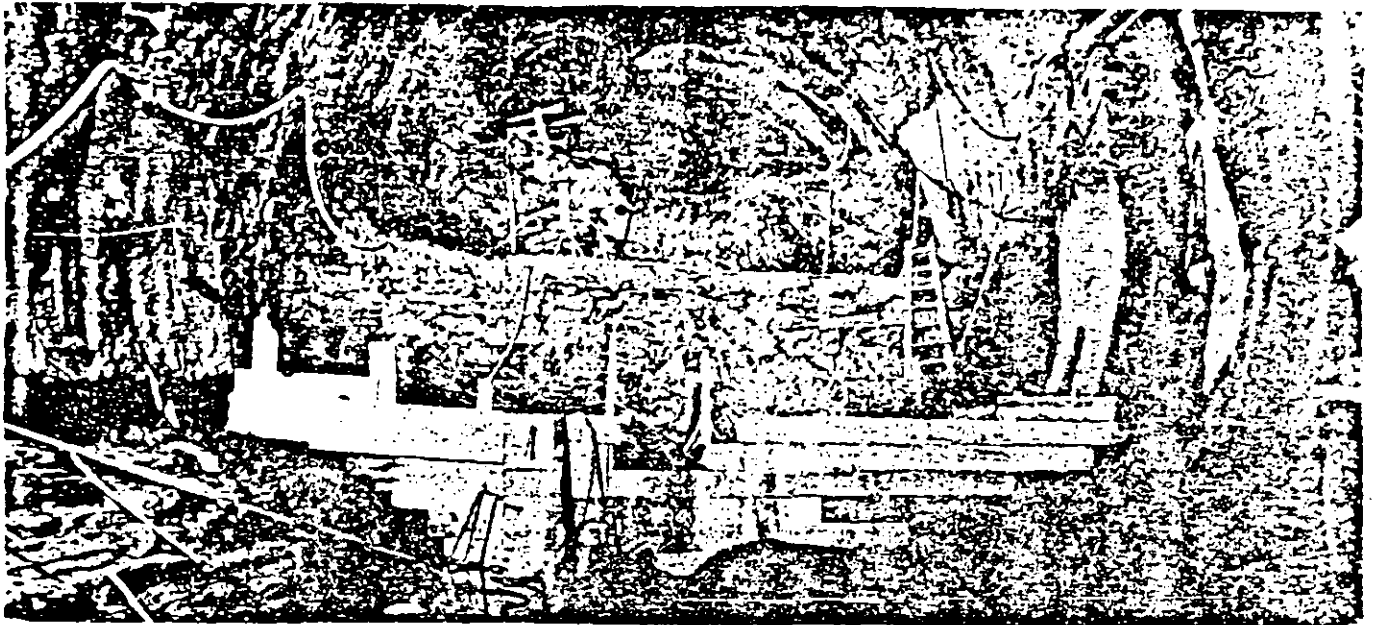


Fig. 32. The tunnel outer lining construction. Note the circular test gallery at the top in Stage I, further Stages II and III, excavation of III completed ready to start placing the invert, and the invert already placed in the foreground. (The test gallery—not part of the scheme—was driven earlier)

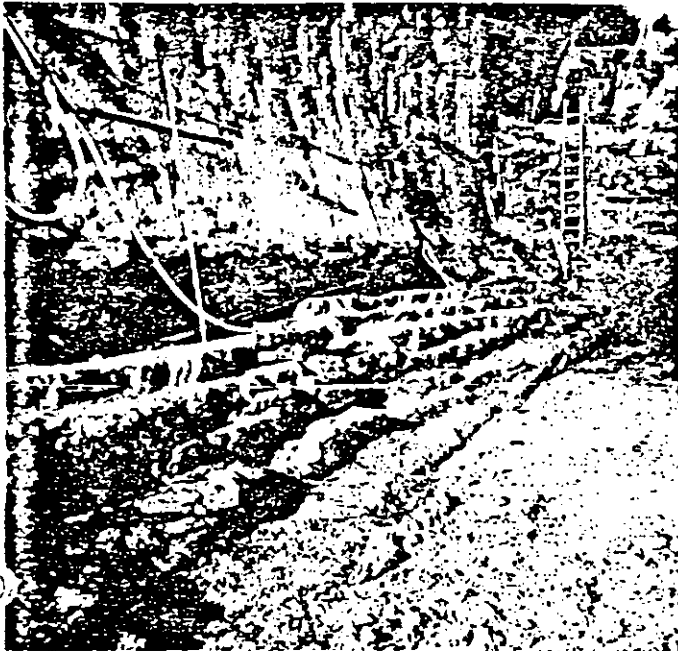


Fig. 33. Stages III and IIIa completed. Note the unsupported length of wall lining (about 20m). Below the wall lining the contact between clay and limestone can be seen

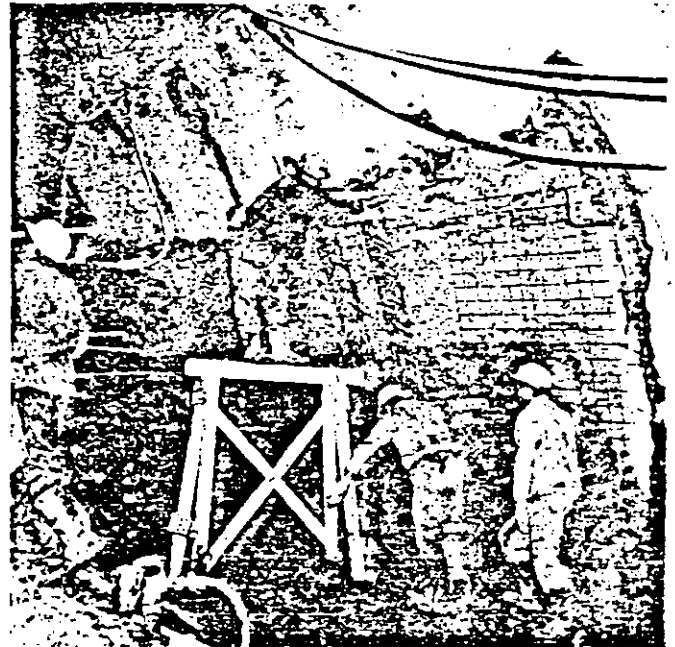


Fig. 34. Placing girders and mesh ready for the Shotcrete cover. Note the roof arch which needs no special support

particular application. The theoretical size of the excavation of the power house is $27.7 \times 30 \times 70.4$ m. The design is very suitable for the geological conditions. The unavoidable openings in the walls made by the access and busbar tunnels and the connecting galleries to the distribution manifold are designed so as not to impair the stability of the rock.

The power house is situated in sound well-bedded amphibolite striking 50° to the axis with a dip of 35° . The thickness of the bedding varies from 10 to 15cm. The average overburden amounts to about 200m. Two joint systems exist, the more pronounced of them striking 126° to the axis and dipping 75° , and the other striking almost normally to the axis with a dip of 60° . With a few exceptions the joints are generally well closed, but in the lower portion of the power house there is a pronounced tendency to parting along bedding planes. Two small fault

zones filled with clay and crushed rock crossing the structure almost at an angle of 90° and dipping very steeply have not caused any trouble worth mentioning.

The excavation, strengthening and lining have been carried out according to the scheme shown in Fig. 37. Particular attention was given to the time sequence of the different working stages of the upper part. The side galleries (1) were driven more or less simultaneously. Each new exposed rock face of the roof was immediately bolted by expansion bolts (1a) to be subsequently covered by 10cm shotcrete (1b) followed by Perfo bolting prestressed in two stages, first to 15 tons and later to 20 tons (1c). The excavation of the centre pillar (2) followed after a period of 30 to 50 days. Bolting (2a) (2c) and Shotcreting (2b) were carried out in the same way as with the side galleries (Figs. 38 and 39).

By the combined effect of prestressed bolting and sealing

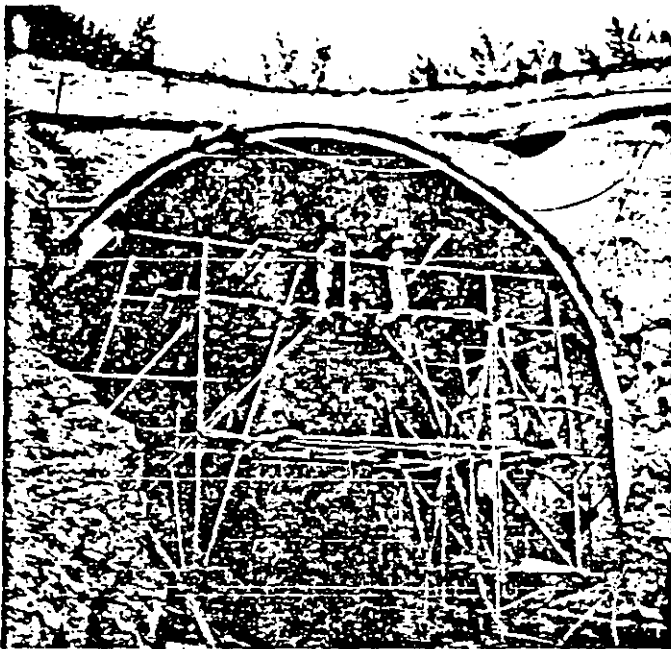


Fig. 35. The outer lining at the southern portal being reinforced by longitudinal bars for a length of about 20m to strengthen this part of the lining against horizontal forces and simultaneously stabilise the overburden

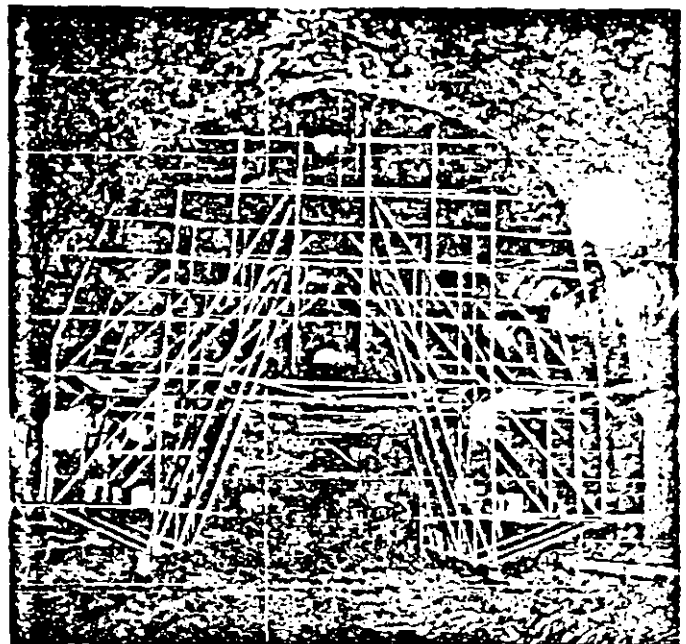
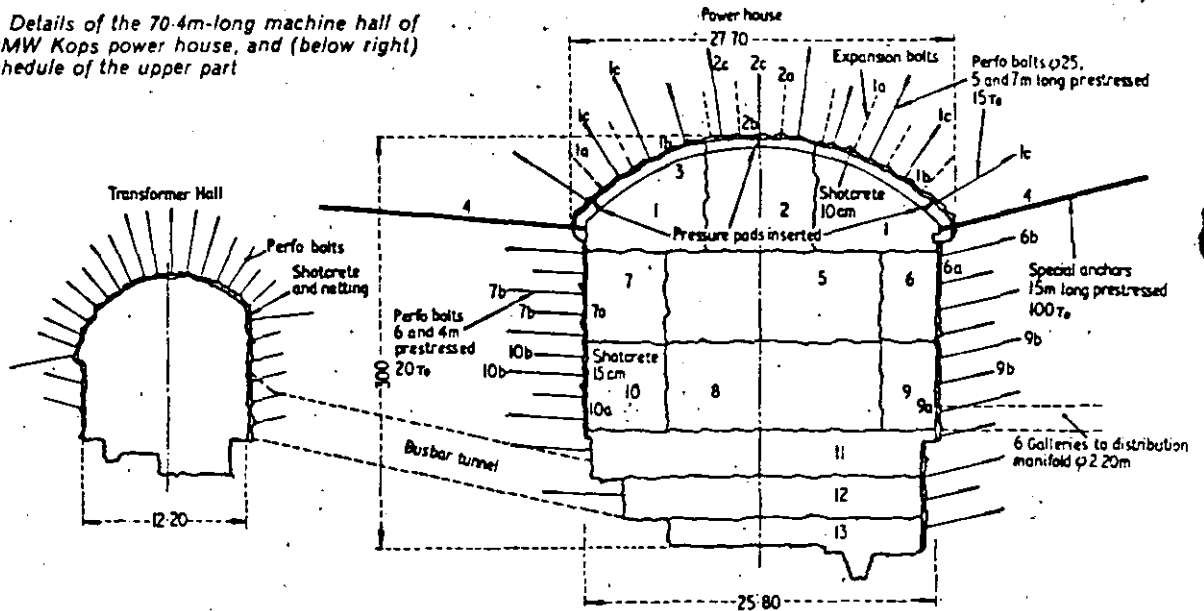


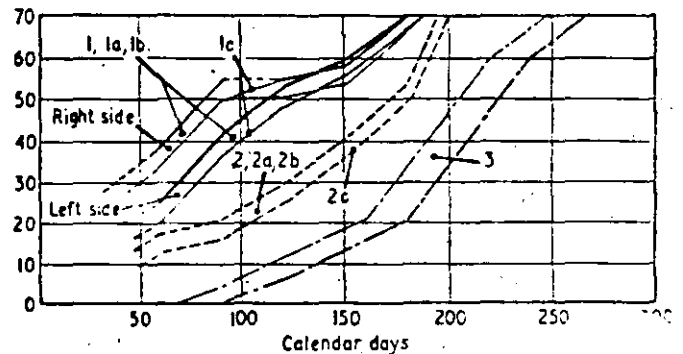
Fig. 36. Placing polyester insulation on the outer lining

Fig. 37. Details of the 70.4m-long machine hall of the 360MW Kops power house, and (below right) time schedule of the upper part



Work sequence stages

1. Side gallery excavation
- 1a. Side gallery strengthening by expansion bolting
- 1b. Side gallery strengthening by Shotcrete (10cm) and netting
- 1c. Side gallery strengthening by Perfo system bolting
2. Centre pillar excavation
- 2a, 2b, 2c. Centre pillar strengthening as 1a, 1b, 1c
3. Concrete roof arch (abutments, shuttering and concreting in sections of 5m)
4. Special anchors, 15m long, prestressed to 100 tons
5. Bench upper part, centre portion, excavation
- 6, 7. Bench upper part, side portions, excavation
- 6a, 7a. Bench upper part, side portions, strengthening by Shotcrete (15cm) and netting
- 6b, 7b. Bench upper part, side portions, strengthening by Perfo bolting
8. Bench, middle part, centre portion, excavation
- 9, 10. Bench, middle part, side portions, excavation
- 9a, 9b, 10a, 10b. Bench, middle part, side portions, strengthening by Shotcrete, netting and Perfo bolting
11. Bench, lower part, excavation and strengthening of walls by Shotcrete, net and Perfo bolting
12. Bottom upper part, excavation and strengthening of walls by Shotcrete, net and Perfo bolting
13. Bottom lower part, excavation and strengthening of walls by Shotcrete, net and Perfo bolting



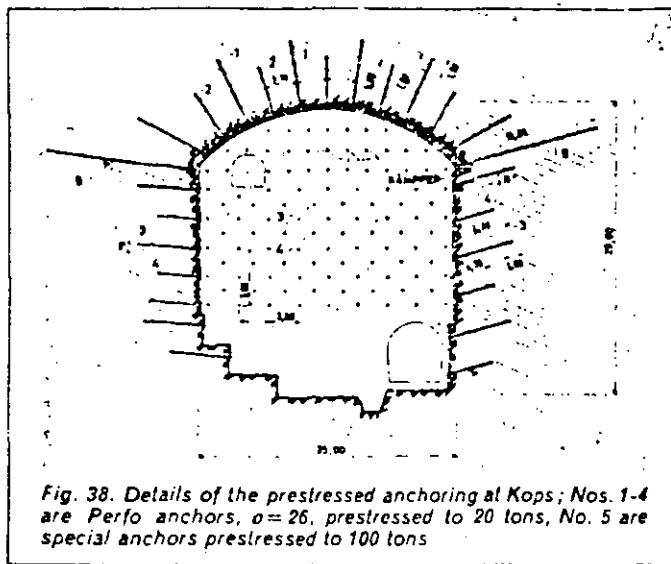
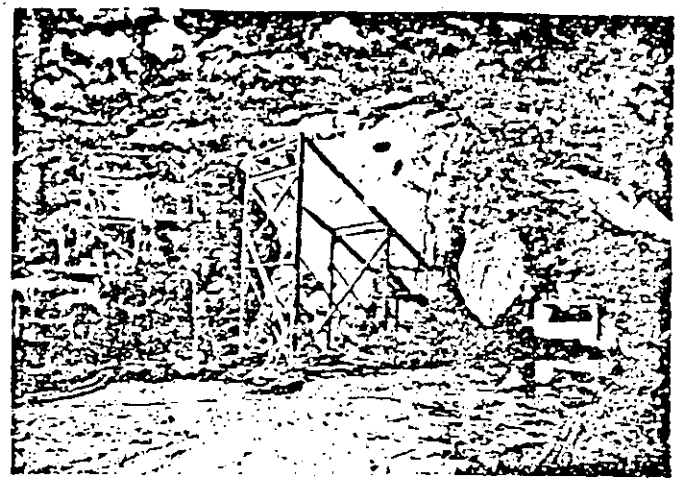
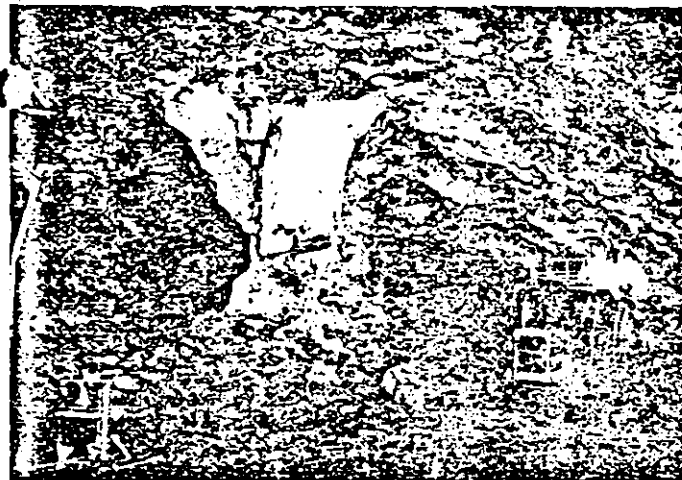


Fig. 38. Details of the prestressed anchoring at Kops; Nos. 1-4 are Perfo anchors, $\sigma=26$, prestressed to 20 tons, No. 5 are special anchors prestressed to 100 tons



(Top) Fig. 39. Excavation of the Kops roof arch
(Above) Fig. 40. Concreting of the Kops roof arch in progress
(Left) Another view of excavation works in the power house

of the recesses in the rock by Shotcrete the periphery was apparently stabilised to a state of permanent equilibrium; but since the degree of safety could not accurately be established and possible subsequent reinforcements by additional anchoring and Shotcrete would have been extremely difficult after the core had been excavated, the owner preferred to insert a relatively thin concrete roof arch (3) in addition.

This arch was commenced by forming the abutments on both sides, followed by placing the shuttering and concreting the arch in sections 5m long, Fig. 40. To complete the construction of the upper part the surrounding rock close to the abutment had been additionally reinforced by special anchors, each prestressed to 100 tons.

The core and the bottom of the power house were excavated according to the scheme shown in Fig. 37. The rock at the walls was similarly stabilised by prestressed Perfo anchoring and Shotcrete, and the end walls were treated in the same way. Special care was given to the time sequence of the different stages, to ascertain that the strengthening of the walls of one stage had been accomplished before commencing the excavation of the next lower one, Fig. 41.

When excavating the surface of the walls, the pre-splitting method was used very effectively to obtain a minimum of overbreak.

As already mentioned, an extensive measurement programme was carried out which mainly employed anchor measuring. The anchors were 10m long, 26mm in diameter and provided with electrical measuring strips. Altogether

93 anchors were placed, 16 in the roof and the rest in the side and end walls. Pressure pads were also placed at the top and the sides of three sections of the roof arch, but the stresses measured by these pads were very low, which proved—as did the extremely small settlement values—that the share of the rock load taken by the concrete arch was close to zero.

The measurements showed the outstanding ability of the method adopted to excavate and stabilise a cavity of that size. The total settlement of the crown of the roof amounted to a maximum of 14mm at one point and the average was 3.2mm. The deformations measured at the walls showed with few exceptions a tendency to move towards the cavity, they increased while the excavation was under way. The average movement of all the wall points was 5mm, the maximum 16.9mm. All the movements came to a complete stop shortly after the excavation was completed.

The magnitude of the deformations was locally influenced by geological conditions as well as by the degree of damage to the rock caused by blasting.

Misunderstandings

In connection with the examples of the New Austrian Tunnelling Method described in this and in earlier papers, it seems desirable to correct some misunderstandings that have arisen.

In order to show the possibilities and advantages of the method, examples have been deliberately chosen in rather difficult rock, which called for excavation by multiple heading and benching methods instead of advancing full



Part of the Kops machine hall during excavation



Fig. 41. Excavation of Kops nears completion. The access tunnel can be seen in the background left and the busbar galleries on the right

face. This has led to the erroneous opinion that subdivision of the tunnel section is a major feature of the method. Actually the case is just the opposite.

Subdivision of the section inevitably causes loss of time, and consequently delays the closing of the lining. Whenever possible, depending only on the state of the face, a tunnel should be driven full face in a minimum of time, regardless of the size of the section. Should the section be very large the possible loss of time caused thereby should be compensated by using particularly powerful equipment.

Another source of misunderstanding seems to have arisen in the use of Shotcrete, which was considered to be inseparably connected with the method. This is actually not the case. The salient features of our method consist in the application of a thin semi-rigid lining applied to a rock before it can be damaged by loosening the lining, being designed to reach permanent equilibrium after adjusting itself to the rearrangement forces, regardless of the kind of material of which it is built.

The lining can consist of any material suited to the purpose, such as anchoring, Shotcrete, concrete or precast concrete, steel arches, and each of these means can be used either singly or in suitable combination with each other.

References

1. FENNER, R. "Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes", *Glückauf*, Ann. 74, 1938, Vol. 32, 33, Essen.
2. RABCEWICZ, L. v. *Patentschrift*, Austrian patent No. 165 573.
3. TERZAGHI, K. v. "Geological Introduction to Tunnelling with Steel Supports", by Proctor and White, The Commercial Shearing and Stamping Company, Ohio, 1946.
4. RABCEWICZ, L. v. "Bolted Support for Tunnels", *WATER POWER*, April, May, 1954; *Mine and Quarry Engineering*, February, March, 1955.
5. TALOBRE, J. "La Mécanique des Roches", Dunod, Paris, 1957.
6. RABCEWICZ, L. v. "Ankerung im Tunnelbau ersetzt bisher gebräuchliche Einbaumethoden", *Schweiz. Bauztg.*, Ann. 75, March, 1957.
7. RABCEWICZ, L. v. "Spritzbeton und Ankerung als Hilfsmittel zum Vortrieb und als endgültiger Tunnelausbau", *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, 1961, Ann. 106, Vol. 5-6, Vienna.
8. ROTTER, E. "Spritzbeton und seine praktische Anwendung im Untertagebau", *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, Ann. 106, 1961, Vol. 5-6, Vienna.
9. SEEBER, G. "Auswertung von statischen Felsdehnungsmessungen", *Geologie und Bauwesen*, Ann. 24, 1958, Vol. 3, Vienna.
10. RABCEWICZ, L. v. "Aus der Praxis des Tunnelbaues. Einige Erfahrungen über echten Gebirgsdruck", *Geologie und Bauwesen*, Ann. 27, Vol. 3-4, 1962, Vienna.
11. KASTNER, H. "Statik des Tunnel- und Stollenbaues", Springer, Berlin/Göttingen, 1962.
12. RABCEWICZ, L. v. "Bemessung von Hohlraumbauten, die 'Neue Österreichische Bauweise' und ihr Einfluss auf Gebirgsdruckwirkungen und Dimensionierung", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Vol. 3-4, Springer, Vienna, 1963.
13. MÜLLER, L. "Der Felsbau", Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.
14. VEDER, C. "Die Bedeutung natürlicher elektrischer Felder für Elektrosmose und Elektrokataphorese im Grundbau", *Bauingenieur*, Ann. 38, 1963, Vol. 10.
15. PACHER, F. "Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl. 1, 1964.
16. RABCEWICZ, L. v. "The New Austrian Tunnelling Method", *WATER POWER*, November, December, 1964, January, 1965.
17. RABCEWICZ, L. v., and SATTLER, K. "Die neue Österreichische Tunnelbauweise", *Bauingenieur*, Ann. 40, 1965, Vol. 8, Springer, Berlin-Heidelberg-New York.
18. BONNARD, D., and RECORDON, E. "Experimentelle Untersuchungen des Erddruckes auf den Donnerbühlentunnel", *Schweiz. Bauztg.*, Vol. 10, 1960.
19. SZECHY, K. "The Art of Tunnelling", Akademiai Kiado, Budapest, 1967.
20. GUISSAN, F., and GETAZ, V. "Les Tunnels, de Glion", *La route et la circulation routiere*, Vol. 7, 1967.
21. HARTMANN, B. E. "Rock Mechanics Instrumentation for Tunnel Construction", Terrametries Inc., Wheatridge, Colorado.
22. BIANGARDI, S. "Betonfertigteile, Betonformsteine und Spritzbeton als geschlossener ringförmiger Streckenausbau im Bergbau Mitterberg", *Zschr. f. Erzbergbau u. Metallhüttenwesen*, Bd. XX, Vol. 5, 1967.

Reprinted from "Water Power," November, December 1964 and January 1965 issues.

The New Austrian Tunnelling Method

After describing the influence of rock-pressure effects on tunnel linings, the author underlines the inadequacy of conventional tunnel driving and lining methods in poor ground and explains the effectiveness and reliability of a new method consisting of a thin sprayed concrete lining; closed at the earliest possible moment by an invert to a complete ring—called an "auxiliary arch"—the deformation of which is measured as a function of time until equilibrium is obtained. Ways are shown to determine the magnitude of active forces, which leads to dimensioning of linings on an empirical basis*. Further articles describe successful applications of the method

By Prof. Dr.techn. L. v. RABCEWICZ

PART ONE

IN the conventional tunnelling practice of the past, masonry in dressed stone or brick was regarded as the most suitable lining material in unstable rock. Concrete was rejected because possible deformation during the settling and hardening process was supposed to cause irreparable damage. The space between masonry lining and rock face was dry packed. Timber lagging, which was subject to decay when left in place, generally could not be removed, particularly from the roof, because of the danger of loosening and rockfalls.

The situation was further aggravated by a very unfavourable time factor. Merely to bring to full section a 9m-long section of a double-track railway tunnel by the old Austrian tunnelling method, after the bottom and top headings had been driven, took about four weeks, and another month was needed to complete the masonry of the section. The amount of timber used in more difficult cases was so enormous that one third and sometimes even more of the excavated space was filled by solid timber.

All these circumstances, together with the tendency of the temporary timber framework to yield, necessarily produced violent loosening pressures, which frequently caused roof settlement up to 40cm and more before the masonry could be closed. Years after construction had been finished a slow decrease in volume of the compressible and sometimes badly executed dry packing often deformed the lining asymmetrically, causing damage and costly repairs. Damage to the surrounding rock as well as to the lining itself was further increased locally by the mechanical and chemical effects of water.

It is evident that in this period of rather inadequate methods and materials for temporary and permanent supports, loosening pressures were a source of the greatest concern to tunnel engineers. All attempts to design a lining during this period were consequently carried out with sole regard to loosening pressures.

Occasional subsequent deformations of linings forcibly led to the erroneous conclusion that the linings designed in this way still lacked the necessary margin of safety, whereas the failures almost without exception were due to incorrect treatment of the surrounding rock and to fundamental shortcomings of the methods.

A typical practical example of the imperfections mentioned[†] is a double-track railway tunnel in Czechoslovakia, which was driven almost a century ago through a ridge of soft, horizontally stratified sandstone. Although the rock was fairly stable, stratification and jointing caused the corners in the roof on both sides to fall out, leaving a more or less rectangular cavity instead of an arch. The tunnel was supported by an excellent dressed-stone lining, 45cm thick, but it was not backfilled. During the following decades the unsupported layers of sandstone subsided and settled on top of the arch, causing the roof of the lining to bulge downwards (Fig. 1). Had the

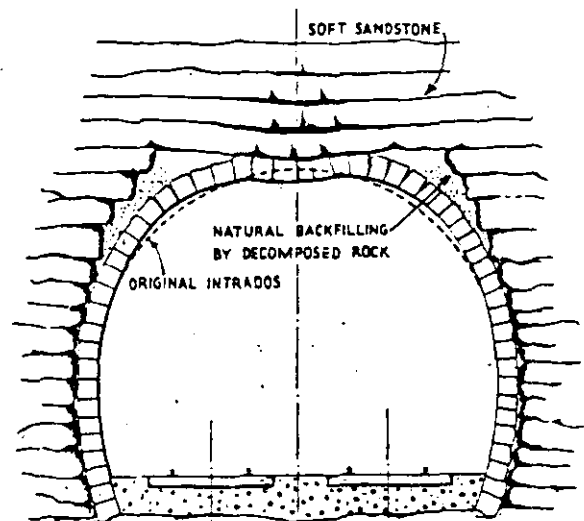


Fig. 1. Deformation of a malconstructed tunnel arch by loosening pressure

* The substance of this series was originally presented to the XIII Colloquium of the International Society of Rock Mechanics in Salzburg, October 1962, and this English version, which contains additional material, is published by arrangement with Springer-Verlag, Vienna, the publishers of *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*.

† References will be collected at the end of the third and concluding article.

cavities at either side behind the lining not been simultaneously filled to a certain degree by pieces of rock falling out of the weathering corners the arch would certainly have failed.

Though methods and means of temporary and permanent support have improved fundamentally since the earlier period, linings are still made as thick as they were about half a century ago. Loosening pressure is still considered by many to be the main active force to be reckoned with in tunnel design, although modern tunnelling methods actually make it possible to avoid loosening almost entirely.

Development of Construction and Lining Methods

Shortly after the turn of the century grouting was introduced as an effective means of consolidating the rock surrounding a tunnel. By filling the voids, unsymmetrical local loads on the lining are avoided, and portions of loose or soft rock are strengthened by cementation.

The next stage was the introduction of steel for supports and which, compared with timber, constituted a remarkable improvement as a temporary lining material because of its better physical properties, its higher resistance to weathering, and its reduced tendency to yield. Decreased deformability of the temporary support made it possible to replace masonry as a lining material by concrete. Dry packing then became obsolete, since the concrete filled the spaces outside the theoretical extrados.

One of the most important advantages of steel supports is that they allow tunnels to be driven full face to very large cross sections. The resulting unrestricted working area enables powerful drilling and mucking equipment to be used, increasing the rate of advance and reducing costs. Nowadays, dividing the face into headings which are subsequently widened is used only under very unfavourable geological conditions.

Remarkable progress in drilling and rock blasting, especially in Sweden, has also helped to reduce damage to the surrounding rock.

Modern Tunnelling Methods

Finally, during the last few decades, rockbolting and shotcrete* were introduced in tunnelling practice. To judge from the results obtained up to now the introduction of these methods of support and surface protection can be considered as a most important event, especially in the field of soft-rock and earth tunnelling†.

The advantages of these methods can best be shown by comparing the rock mechanics of tunnels lined by the new and by older methods. Whereas all the older methods of temporary support without exception are bound to cause loosening and voids by yielding of the different parts of the supporting structure, a thin layer of shotcrete together with a suitable system of rockbolting applied to the rock face immediately after blasting entirely prevents loosening and reduces decompression to a certain degree, transforming the surrounding rock into a self-supporting arch.

A layer of shotcrete with a thickness of only 15cm applied to a tunnel of 10m diameter can safely carry a load of 45 tons/m² corresponding to a burden of 23m of rock, which is more than has ever been observed with roof falls. If a steel support structure incorporating No. 20-type wide-flanged arches at 1m centres were used under these conditions, it would fail with 65% of the load carried by the shotcrete lining, and a timber support of the conventional Austrian type would be able to carry only a very small proportion of the same load. If the temporary support deforms or fails the erroneous conclusion is usually drawn that the proposed permanent linings are not strong enough. In this way permanent linings that are already overdesigned become still heavier.

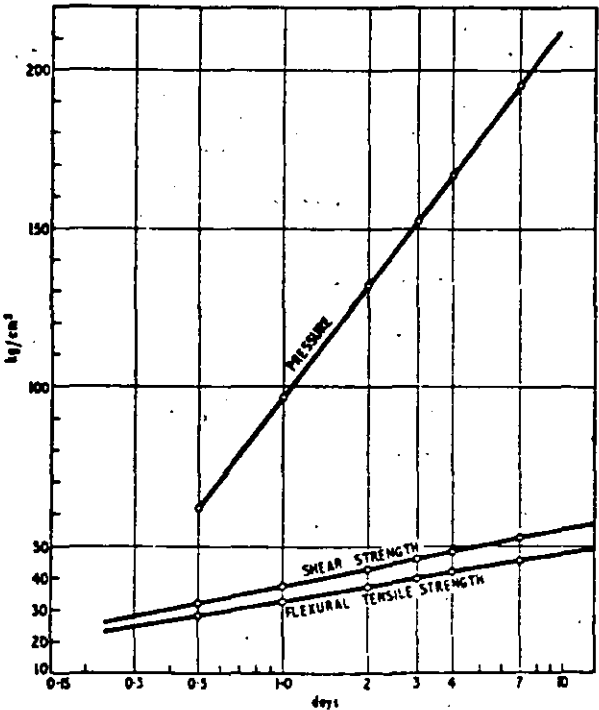


Fig. 2. Results of strength tests on shotcrete carried out in the testing laboratory of the Technische Hochschule, Graz

Shotcrete as Temporary Support

A temporary support designed to prevent loosening must attain a high carrying capacity as quickly as possible, and it must be rigid and unyielding so that it seals off the surface closely and almost hermetically. The carrying capacity of a temporary support is determined by the material as well as by its structural design. Timber, especially when humid, is by far the worst; it combines low physical properties with a great tendency for the structure to yield. Although steel has much better physical properties the efficiency of steel arching depends mainly on the quality of packing between the arches and the rock face, which is always an unsatisfactory problem. On the contrary, concrete, particularly shotcrete, meets all the requirements for an ideal temporary support.

Shotcrete's high early strength is of the greatest importance in attaining a high bearing capacity rapidly, and this is particularly true of its early flexural-tensile strength, which amounts to 50 and 30% of the compressive strength after one-half and two days (see Fig. 2). A recently introduced hardening-accelerating admixture based on silification gives

* Pneumatically applied mortar, originally known as "torcrete" or "gunite" became very much improved shortly after World War II by a new type of machine designed to spray a mixture containing aggregates up to 25mm in size. For this new product the term "shotcrete" has become customary. † The first successful application of surface stabilisation by shotcrete for tunnels in unstable ground as an integral part of the driving process instead of using timber or steel as temporary support was carried out at the Lodano-Mosagno tunnel of the Muggia hydroelectric scheme, Switzerland, 1951-1955. A patent was granted for this method in Austria in 1956.

still better results. Whereas only a few years ago, even if the water inflow was limited to dripping, efficient drainage had to be achieved before shotcrete could be applied, the new accelerator makes it possible to shotcrete a very wet surface even when dripping heavily. For instance, in one of the tunnels of TIWAG'S Kautnerthal hydroelectric scheme, a $\frac{1}{2}$ in jet of water was plugged off with shotcrete alone without the need to install a relief pipe.

The most conspicuous feature of shotcrete as a support against loosening and stress-rearrangement pressures lies in its interaction with the neighbouring rock. A shotcrete layer applied immediately after opening up a new rock face acts as a tough surface by which a rock of minor strength is transformed into a stable one. The shotcrete absorbs the tangential stresses which build up to a peak close to the surface



Fig. 3. Steel-supported tunnel which failed when reaching a zone of kaolinised gneiss under an overburden of 250m: water inflow 35lit/s

of a cavity after it is opened up. As a result of the close interaction between shotcrete and rock the neighbouring portions of rock remain almost in their original undisturbed state and are thus enabled to participate effectively in the arch action. The statically effective thickness of the zone of arch action is in this way increased to a multiple of that of the shotcrete. In this way, tensile stresses due to bending are diminished and compressive stresses are easily absorbed by the surrounding rock. The zone of arch action can be increased at will by rockbolting.

Disintegration always starts by the opening of a minute surface fissure; if this movement is prevented at the outset by applying a shotcrete layer the rock behind the shotcrete remains stable. This explains why cavities in bad rock lined with a skin of only a few centimetres of shotcrete remain in perfect equilibrium. Shallow tunnels in rock of medium quality, when built by customary methods, need a fairly strong temporary support and concrete lining. When the new method of surface stabilisation is adopted, only a thin layer of shotcrete, possibly locally strengthened by rockbolts, will provide both temporary support and a satisfactory permanent lining.

Experience so far has shown that shotcrete, especially when combined with rockbolting, has proved unexcelled as a temporary support for all qualities of rock with standing times down to less than one hour

and even for ground which normally could only be mastered by careful forepoling. Exceptionally, even almost cohesionless and plastic ground has been

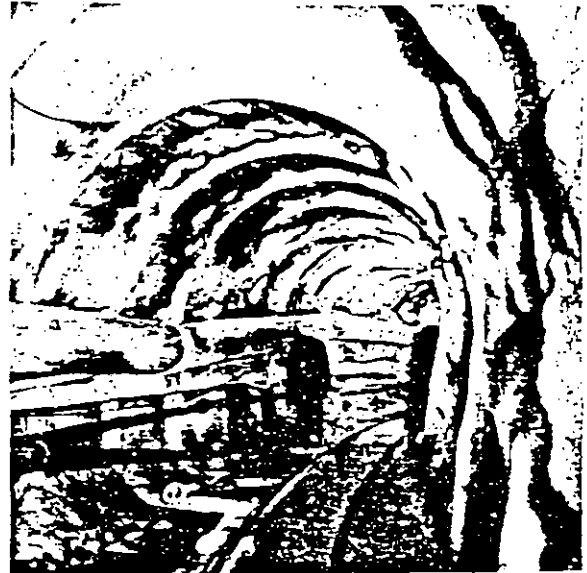


Fig. 4. The tunnel shown in Fig. 3 successfully reconstructed by redriving the deformed portion in steel and strengthening it by shotcrete

successfully handled. In very bad cases of plastic waterbearing ground where steel forepoling failed, shotcrete has been successfully employed as a stabilising reinforcement for steel support, and an example is given in Figs. 3 and 4. For reasons which we shall not discuss here, a tunnel of 8m² section for a hydroelectric scheme in the Austrian Alps had originally been driven without shotcrete, using only steel arches and steel lagging. When the tunnel, the overburden of which was 250m, reached a tectonically disturbed zone in a completely crushed kaolinised gneiss with heavy water inflow, the pressure became so heavy that the arches were deformed and their footings forced into the ground. The heavy water inflow could only be relieved slightly as the water discharge pipes became clogged shortly after placing. With the situation as shown in Fig. 3 excavation had to be stopped.

To reconstruct the deformed tunnel the contractor returned to the still undeformed portion and embedded the steel arches in a 30cm lining of shotcrete. After redriving the roof in the deformed portion new steel arches had to be placed at 60cm centres on heavy wooden sills and another arch interposed between each set. As soon as a set was placed the surface was immediately shotcreted to a complete ring (see Fig. 4). This difficult situation, which had been greatly aggravated by unsuccessful attempts at driving, was thus mastered without any further setbacks.

Effects of Stress-Rearrangement Pressures

When a cavity is made in undisturbed rock the original stress pattern is disturbed. In the course of time, the duration of which depends on the properties of rock, a new stress situation appears in the neighbourhood of the cavity, and equilibrium is attained either with or without the assistance of a lining

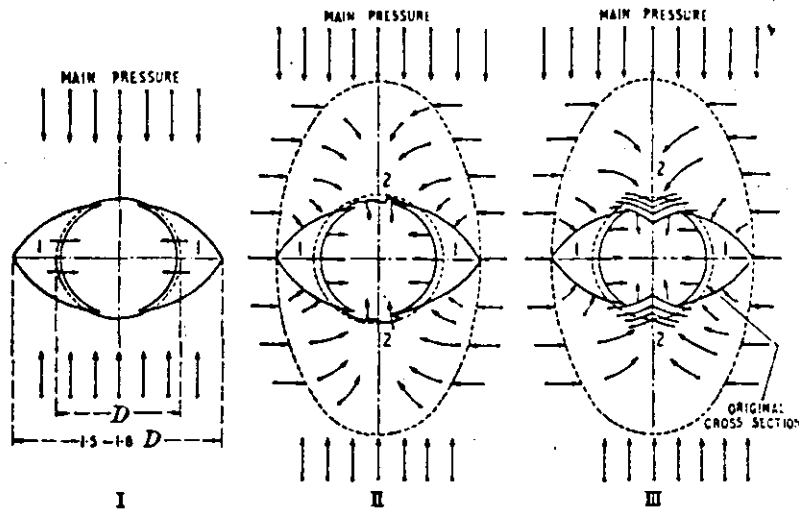


Fig. 5. Sketch of mechanical process and sequence of failure around a cavity by stress rearrangement pressure

according as to whether the shear strength of the rock is or is not exceeded. This stress rearrangement is mechanical and progressive, and generally occurs in three stages (see Fig. 5) provided the rock in the neighbourhood of the cavity has not been disturbed by earlier tunnelling. At first, wedge-shaped bodies on either side are sheared off along the Mohr surfaces and move towards the cavity, the direction of movement being vertical to the main pressure direction (I). The increased span thus produced causes the roof and floor to start converging (II). In the next stage this movement is increased; the rock buckles under continuous lateral pressure and may protrude into the cavity (III).

Pressures arising from this action are correctly termed "squeezing pressures." Stage III, though frequent in mining, is seldom encountered in civil engineering.

During the days of conventional tunnelling practice the effects of stress-rearrangement pressures were not sufficiently well known. Moreover there was no means of clearly recognising the progressive occurrence of pressure phenomena as described above, because, with the obsolete methods then used, the sections were usually not driven full face but divided into headings which were subsequently opened out. Measurement of deformations was most unusual.

Behaviour of Linings Subjected to Rearrangement Pressures

Conventional multiple-hinged arches of stone masonry withstood rearrangement pressures in different ways. Frequently the timber lining deformed during construction to such a degree as to allow the appropriate Trompeter zone to be formed, so that permanent equilibrium was attained without any or only significant lining damage such as crushing of mortar in

joints or spalling of the edges of the masonry. However, in many cases linings failed by shearing off after a pattern typical of this kind of strain and had to be rebuilt.

One of the most frequent reasons for these failures—besides many other shortcomings of the customary methods—was the lack of an invert. Not only were inverts provided much too seldom but they were usually placed much too late—generally not until the roof and sidewalls of the entire tunnel had been finished. Given a rock of insufficient strength even linings of mammoth dimensions were bound to deform heavily in the absence of an invert, because they form a shell without any bottom bracing.

With the forming of the Trompeter zone, which we shall call the "protective zone," surface stresses decrease markedly while the surface deforms. The radial stress which must be counteracted by the necessary bearing capacity at the periphery of the cavity, which we shall call "skin resistance," becomes smaller as the peak of tangential stresses moves away from the cavity, the radius of which simultaneously decreases.

These relations are mathematically described by the equations of Fenner-Talobre⁷ and Kastner²⁰.

$$p_i = -c \cot \phi + p_0 [c \cot \phi + (1 - \sin \phi)] \frac{r}{R} \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

and shown schematically in Fig. 6. p_i = skin resistance, c = cohesion, ϕ angle of internal friction, R = radius of the protective zone, r = radius of cavity, $p_0 = \gamma H$. H = overburden. By omitting the cohesion the

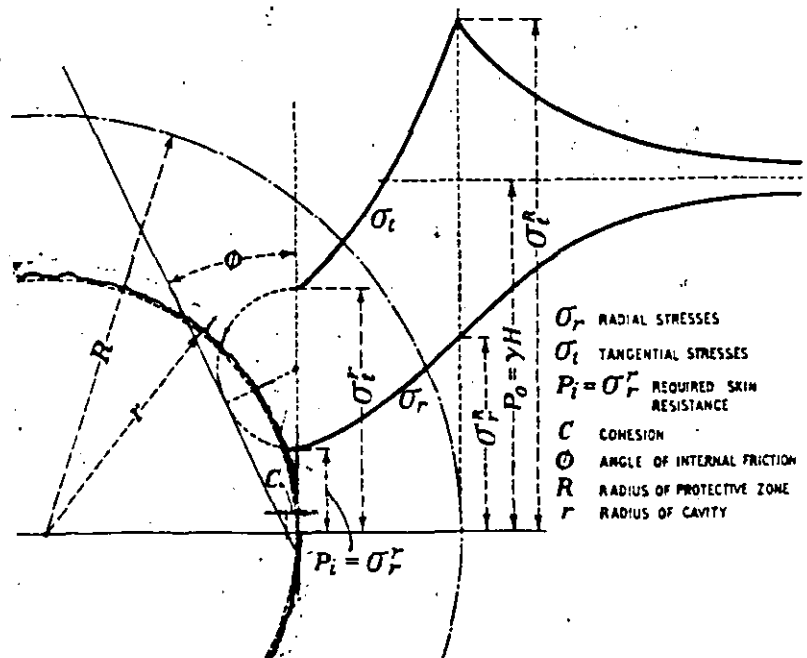


Fig. 6. Schematic representation of stresses around a circular cavity with hydrostatic pressure (after Kastner²⁰)

equation is simplified to $p_i = p_o (1 - \sin \phi) \frac{r}{R} \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

$= np_o$. In Fig. 7 the values of n are given as a function of p_o and ϕ . With $R=r$, i.e., without formation of a protective zone, $p_i = p_o (1 - \sin \phi)$ and the cavity attains equilibrium without any deformation.

The practical interpretation of these theoretical findings is that with a very yielding support structure, having small skin resistance, the protective zone increases but simultaneously the skin zones loosen up, and ϕ decreases. Should loosening eventually become so great that open cracks and seams are formed, the skin zone loses its bearing capacity almost entirely, which has practically the effect of a latent increase of span.

Nevertheless, these theoretical considerations do not altogether explain satisfactorily the extremely high skin resistances actually required in plastic ground when applying obsolete methods of temporary support. The reason must probably be sought in the time element. The formation of the protective zone does not arise simultaneously with the decrease of ϕ , for whereas the latter follows the excavation almost immediately, decrease of stresses due to stress rearrangement (protective zone) needs more time.

A temporary means of support to meet these complicated conditions to the best advantage must first seal the newly exposed rock face as quickly as possible; secondly, it must have sufficient skin resistance to prevent serious loosening; and thirdly it must still be sufficiently yielding to allow a protective zone to be formed.

To comply with these requirements the author tried out during the war a new method called the "auxiliary arch" which consisted of applying a relatively thin concrete lining to the rock face as soon as possible, closed by an invert and intended to yield to the action of the protective zone. Deformations of the auxiliary arch were measured continuously as a function of time. As soon as the observations showed a stabilising trend of the time/deformation curve, another lining called the "inside lining" was constructed inside. The method can be considered as a real predecessor of the "New Austrian Tunnelling Method," as it comprises all its integral features with the exception of the modern means of surface stabilisation.

At that time the method had the great disadvantage that tunnels had to be driven using obsolete methods of temporary support, which necessarily caused far too much loosening before the auxiliary arch could be built. The situation has changed with the introduction of modern tunnelling methods. By applying a layer of shotcrete to the rock face immediately after driving, or if necessary even as an integral part of the driving process, with rockbolts for additional support, an auxiliary arch is formed which complies in every aspect with the requirements for a temporary lining as described above.

There are still some difficulties to be overcome in normal methods of construction, as inverts are still usually built last of all, leaving the roof and sidewalls of the lining to deform at will. In the meantime, experience has taught us that it is by far more advantageous from all points of view, and frequently even imperative, to close a lining to a complete ring at a short distance behind the face as soon as possible.

To comply with this requirement, tunnels should

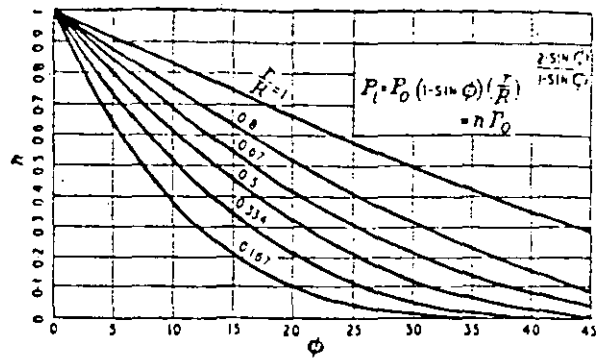


Fig. 7. Skin resistance p_i required to establish equilibrium of a cavity as a function of ϕ angle of internal friction and $p_o = \gamma H$

be driven full face whenever possible, although this cannot always be done, particularly in bad ground, where it often becomes necessary to resort to heading and benching. In the most difficult cases it may even be necessary to drive a top pilot heading before opening it out to full section.

An auxiliary arch executed in the upper heading (Belgian roof arch), though fairly effectively preventing roof loosening, represents an intermediate constructional state, which is still subject to lateral deformation. Such instability has to be removed as soon as possible by excavating the bench and closing the lining by an invert.

Design of Auxiliary Lining

When designing an auxiliary lining the magnitude of the active forces, the admissible stresses and the safety of the crew have to be considered. Accidents arising from geological causes, invariably brought about by rock falls or slides as a result of loosening or effects of water, can be avoided almost entirely by a conscientious geological survey. Nevertheless, as a general measure of safety, shotcrete linings should be reinforced by light steel sections and relief pipes installed to prevent a build-up of seepage pressure. Deformation resulting from stress rearrangement never occurs in the form of roof falls but as a slow displacement. Such deformations are in no way dangerous to the crew, particularly as the movements are normally very slow.

Under such favourable safety conditions permissible stresses may safely be taken close to the rupture limit, particularly if the auxiliary arch is intended only as temporary support. Should it adopt a permanent character a safety factor of 1.5 to 2 is sufficient.

Active forces can be roughly estimated from the formulae given above, but there seems no danger in adopting rather low values for these forces since a considerable factor of safety results from the interaction of the shotcrete with the neighbouring rock, particularly with higher values of ϕ , a static effect which is not taken into consideration by computing the thickness of the lining.

Though seemingly rather daring at first, these design rules have been tested in practice and proved correct in constructing many kilometres of tunnels, as will be described in the succeeding articles which are devoted to actual examples and to deformation measurements in a test tunnel.

The New Austrian Tunnelling Method

In this second article the author describes a number of actual tunnels, in various countries, in the construction of which the new Austrian method has been applied successfully

By Prof. Dr. techn. L. v. RABCEWICZ

PART TWO

INTERESTING practical examples of stress-rearrangement effects, as well as of the soundness of the design rules for auxiliary shotcrete linings enunciated in the first article, have been encountered during the construction of numerous pressure and diversion tunnels for the Tiroler Wasserkraft A.G. (TIWAG) Prutz-Imst and Kaunertal hydroelectric schemes. The author has also had the opportunity to observe the phenomena described in a series of tunnels built abroad in accordance with the new methods. In the Kaunertal scheme alone about 70km of tunnels were built with locally rockbolted auxiliary shotcrete linings as an essential part of the driving procedure (Fig. 8) Amphibolites, schistose gneisses, eye-gneisses and mica slates of all possible qualities down to the worst have been penetrated by tunnels with cross-sectional areas ranging from 10 to 20m² and overburdens up to 1,100m.

The working sequence shown in Fig. 10 was used almost without exception. The auxiliary shotcrete lining (stage III), consisting only of roof and sidewalls

of 5-15cm thickness, was as a rule left without an invert for a very long time. In some cases it was a year or more before the invert was placed. The sidewalls were thus bound to deform under pressure to various degrees according to the quality of the rock. Particularly in the sections cutting across mylonites were local deformations up to 25cm observed, causing heavy cracking. In places the sidewalls had to be repeatedly redressed and freshly shotcreted (see Fig. 9). Equilibrium was obtained eventually by the use of additional Perfo rockbolts. Characteristically the roofs showed no signs of pressure anywhere. Roof pressure by loosening—the prevailing cause of trouble with the older methods—did not arise at all.

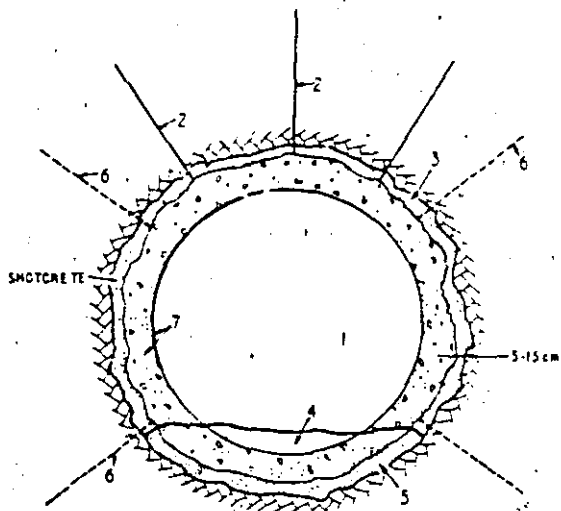
In those cases of swelling, pressure caused by the increase in volume of tectonically preloaded clayey or marly materials¹⁹ due to water absorption when the pressure is released, systematically applied deep anchoring by Perfo or SN-type rockbolts grouted in place has proved so far to be the sole means of obtaining equilibrium with a minimum of deforma-



Fig. 8. Tunnel wall receiving surface protection by a shotcrete layer immediately after mucking out



Fig. 9. Shotcrete lining failure because Perfo anchors and bottom bracing were not applied in good time



1. Excavation; 2. Anchoring; 3. Shotcreting roof and walls; 4. Excavating inverts; 5. Shotcreting inverts, with rock grouting; 6. Steel lining; 7. Steel lining and concreting.

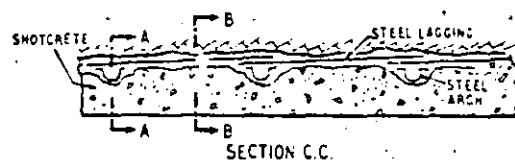
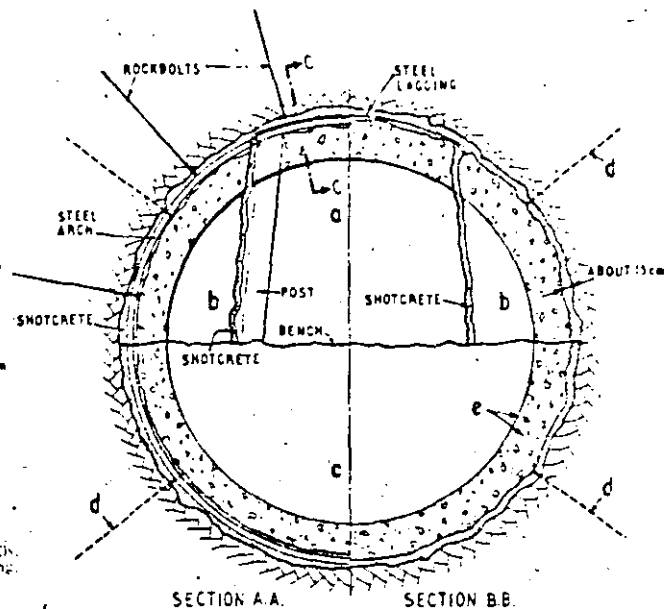
Fig. 10. Construction sequence for the Kaunertal tunnels

tion. To keep the surface from slacking a thin layer of a few centimetres of shotcrete reinforced by a net has best served the purpose. This technique developed many years ago⁴ has since been repeatedly confirmed.

For the Kaunertal scheme an inclined pressure shaft of fairly exceptional dimensions was also driven, 1,650m in total length, the lower part, 650m long, inclining at 42° and the upper part at 20°. Its cross section was 16m² and the average overburden 150-200m. Geological conditions were rather unfavourable, for the shaft was driven through mica slates and sericite which was partly mylonitised and very wet.

The sequence of operations in the inclined pressure shaft, which differs from that described above for the tunnels, is shown in Fig. 11. The rock was mostly so bad that the top heading could not be driven full face and had to be started by a pilot heading. For safety reasons the roof had to be secured further by a steel-arch segment placed on timber props, together with some channel section as lagging. Immediate shotcreting reinforced by rockbolting had to be carried out not only in the roof but also as the sidewalls and breast of the heading. After widening the heading and extending the steel arches, shotcrete protection was continued up to the centreline, Fig. 12. Two to three weeks after finishing the top heading the bench was excavated in lengths of about 100m. The steel arches were closed and shotcreting was applied immediately after the excavation (Fig. 13).

Though the lining of the top heading remained unbraced for about a month, in spite of very unfavourable geological conditions no visible signs of deformation could be observed. Measurements



a. Top heading; b. Widening roof; c. Excavating bench and invert; d. Rock grouting; e. Steel lining and concreting

Fig. 11. Construction sequence for the Kaunertal pressure shaft

made after completion of the auxiliary shotcreting showed that the deformations were decreasing in a range of the order of hundredths of millimetres in several months showing that the rock was practically in equilibrium.

The following conclusions can be drawn from these experiences. When suitably sealed by shotcrete closed to a complete ring, only relatively small deformations

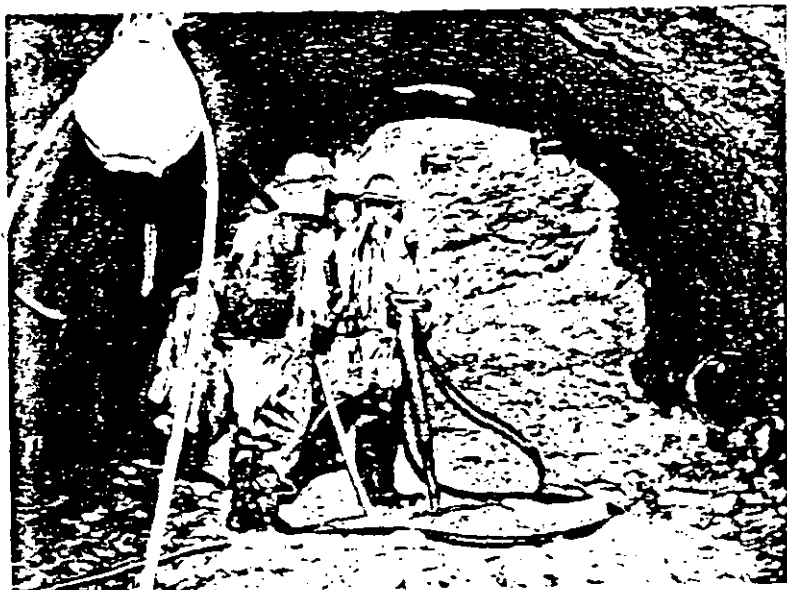


Fig. 12. Driving the top heading in the Kaunertal pressure shaft; protection by steel arches and shotcrete

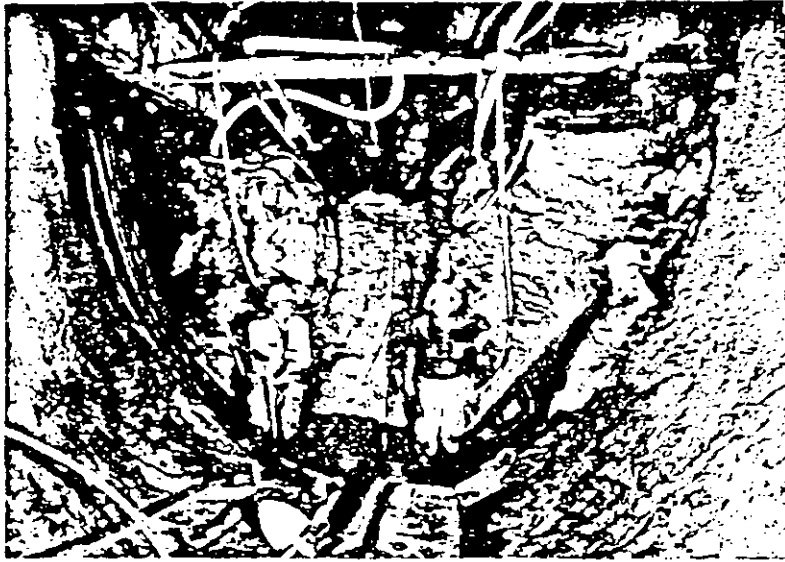


Fig. 13. Benching out the Kaunertal pressure-shaft invert; protection by steel arches and shotcrete

of the slightly decompressed surrounding zone are sufficient to attain equilibrium. By applying the new methods correctly, even rock of fairly bad quality can be handled successfully by heading and benching provided the auxiliary lining is closed by placing the invert as soon as possible, the actual time being determined by the quality of the rock. An auxiliary shotcrete lining having a thickness of only $1/40$ to $1/50$ of the diameter suitably reinforced by steel arches and rockbolts is sufficient to allow the lining to be closed without damage by deformation. It is important that the lining be made as thin as possible to allow a relatively large deformation without being damaged to any extent.

We shall now compare these favourable results obtained with the new means of stabilisation with

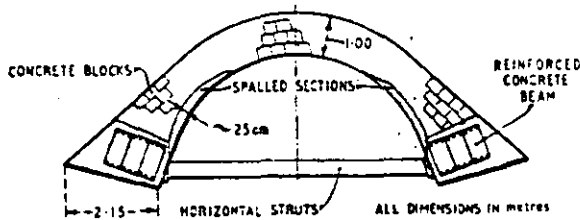


Fig. 14. Roof-arch failure in a clayey-mylonite section of the new Semmering tunnel. The masonry consists of shaped concrete bricks, and high early-strength cement was used for these and for the reinforced-concrete beams.

observations made only 15 years ago during the construction of the Semmering tunnel by the Kunz method—a modification of the Belgian method. This is a typical example of the formerly common but erroneous practice of overdimensioning the permanent lining, because of violent deformations that occurred during the intermediate constructional stages as a result of static instability.

A roof-arch braced by heavy timber struts in a section of clayey-mylonites (Fig. 14) had been constructed in concrete and concrete bricks. To excavate

the section a bottom heading was driven followed by a top heading, the latter being subsequently widened to the extent shown in the picture. By the time the masonry of the arch had been closed the roof had settled 40-70-cm. Lateral deformation of the order of 2cm daily not only led to spalling (see Fig. 15) but also caused invisible damage inside the arch, probably similar to the very typical destruction shown in Fig. 16 and the 40cm-diameter timber struts at 1.50m centres were compressed and buckled. Construction was continued by excavating the remaining portion and completing the lining. Movement stopped in the course of time and equilibrium was finally attained. There can be no doubt that by far the greatest part of the distortion of the lining was due to loosening (stage II in Fig. 5) which consequently led

to progressive softening of the rock. In view of the great damage the lining suffered by violent distortion it is obvious that a much thinner lining would have sufficed provided the distortion was kept inside the elastic range.

A similar example is that of the Serra Ripoli 422m super-highway twin-tunnel on the Autostrada del Sole Bologna-Firenze in Italy, which was driven through an extensive old slide consisting of chaotic



Fig. 15. Spalling of the concrete bricks in the Semmering tunnel as indicated in Fig. 14

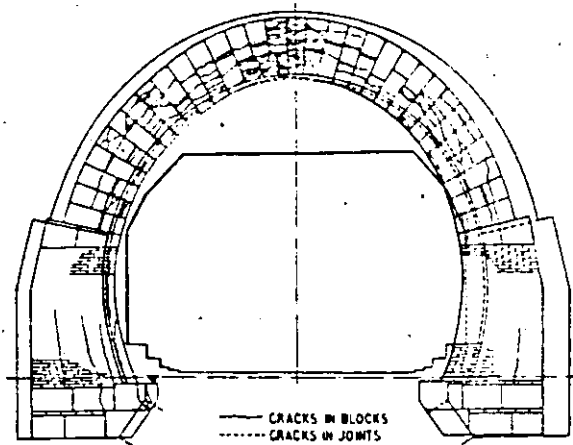


Fig. 16. Destructive deformation of a lining in Karawanken tunnel by stress-réarrangement pressures caused by the absence of an invert

masses of loam and boulders, superposed on layers of black flaky clay with interstratification of more or less compact layers of marl and sandstone. Two sections, each about 90m long, of particularly bad ground consisting of plastic clay, were encountered near the portals. The geological conditions were apparently even somewhat worse than at Semmering.

The twin tunnel was started by driving one tube with a cross section of 110m² by the German method of leaving a core in the middle against which the walls were struted. When opening out the top heading, loosening pressure became locally so great that the timbering settled from 1m to 1.80m (Fig. 17) which necessitated extremely difficult and expensive redressing. Although the tunnel was finally completed by this method, the experience was so discouraging that the management decided to try surface stabilisation by shotcrete for the second tube. Instead of continuously struggling with masses of timber leaving no room for tunnelling equipment, it then became possible to drive the top heading full face, using customary machines for mucking and transport (Fig. 18). The average rate of advance was trebled, no settlement occurred, and an average financial saving of 20% compared with the first tunnel was achieved. It must be mentioned that by taking full advantage of the possibilities of the new method the thickness of both the auxiliary and inside linings could still have been considerably reduced. The Serra Ripoli tunnel was built over the period 1957-1960.

There is no doubt that the difficult section of the new Semmering tunnel described above, as well as any other similar case, could have been executed successfully by applying only a thin auxiliary shotcrete lining reinforced by light steel arches and rockbolts. In very bad ground, however, it would be advisable to protect the roof, walls, face, and exceptionally even the floor, by shotcrete, at intermediate constructional stages.

Another super-highway twin tunnel constructed in 1957-1958 using anchoring and shotcrete was built in Venezuela in thin laminated limestone interleaved with clayey graphitic layers, the maximum overburden being 100m. The originally proposed reinforced-concrete lining, from 60cm thick at the top to 1m at the sidewalls, was changed on the author's advice to a layer of shotcrete with an average thickness of only 20cm for both the auxiliary and permanent linings together, and reinforced by systematically applied prestressed Perfo rockbolts. The final shotcrete closely followed the irregularities of the rock (Fig. 20). Having regard to the overbreak

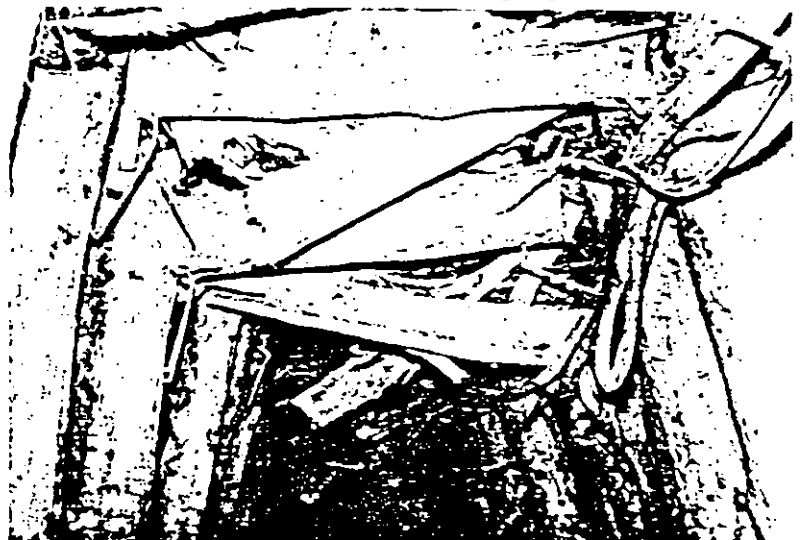


Fig. 17. Failing timber frames in the upper heading in the first tube of the Serra Ripoli super-highway twin tunnel, Italy

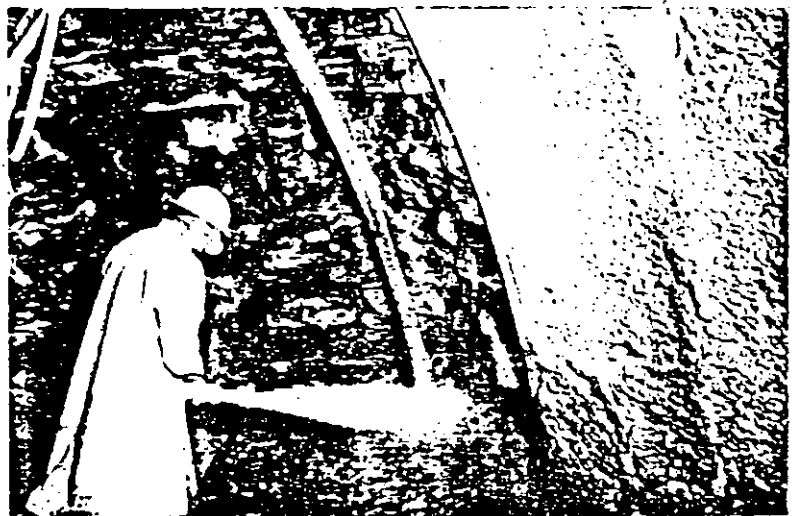


Fig. 18. Full-face driving of the roof section in the parallel tube of the Serra Ripoli tunnel, using shotcrete reinforced by sectional steel. Same geological conditions as in Fig. 17



Fig. 19. Super-highway tunnel in Italy south of Firenze. Forming the auxiliary lining of the upper part of the tunnel with shotcrete reinforced by steel netting and steel arches. Contractors: Impresit G. Lodigiani, Milan

together with the low quality of rock, the two tunnels were placed much too close to each other, leaving in places only 6m of poor rock between them. In

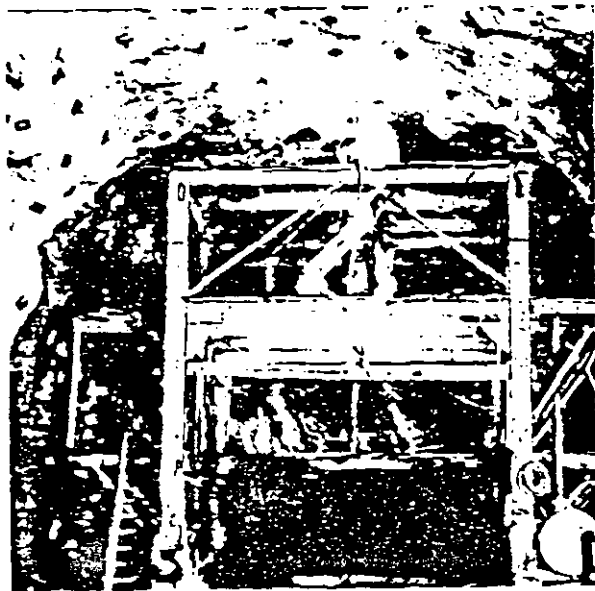


Fig. 20. Full-face driving of a super-highway twin tunnel in Venezuela using shotcrete and prestressed Perfo rockbolts

spite of this error in design which caused very unfavourable pressure conditions for the intermediate pillar the structure remained in perfect equilibrium. Changing over to modern methods resulted in an economy of about 25%.

In the case of the Venezuelan tunnel just described, Perfo rockbolts were used as the main means of stabilising the shotcrete, which was otherwise left unreinforced. A super-highway tunnel built in 1962 south of Firenze used much the same process of construction as the Serra Ripoli tunnel, and a view inside this tunnel is given in Fig. 19.

In Sweden an equipment has been constructed called "The Robot" which enables the roof of large tunnels to be sprayed with shotcrete immediately after blasting. The equipment incorporates a beam cantilevering over the muck pile, and the operator thus works safely under the portion of roof already protected by shotcrete.

The New Austrian Tunnelling Method

In this final article the author stresses the value of rock deformation measurements in determining the thickness of the lining. A test tunnel has been constructed in Austria to investigate this subject. A failed tunnel construction which was rescued by applying the new Austrian technique is described

By Prof. Dr. techn. L. v. RABCEWICZ

PART THREE

THE fundamental importance of deformation measurements with respect to time was emphasised by the author 20 years ago. A knowledge of the displacement of linings and of the surrounding rock as a function of time not only makes it possible to determine whether equilibrium will be reached or not, but can also be regarded as a valuable means of ascertaining the magnitude and distribution of the forces around a cavity. Further information, such as checking the formation of the protection zone by geophysical measurements as was done in the case of the Isere tunnel, is naturally extremely valuable.

Based on all this practical experience and theoretical findings a new tunnelling method—particularly adapted for unstable ground—has been developed

which uses surface stabilisation by a thin auxiliary shotcrete lining, suitably reinforced by rockbolting and closed as soon as possible by an invert. For the first time in tunnelling history systematic measurement of deformations and stresses enables the required lining thickness to be evaluated and controlled scientifically. The method has been called "The New Austrian Tunnelling Method," since Austrian engineers have taken a decisive part in its development.

A conspicuous example of an almost complete application of this method is given by a 400m long highway tunnel built recently in the southern part of Austria. With the exception of a small portion in limestone the tunnel is situated in slightly waterbearing igneous argillaceous schists, partly very soft and

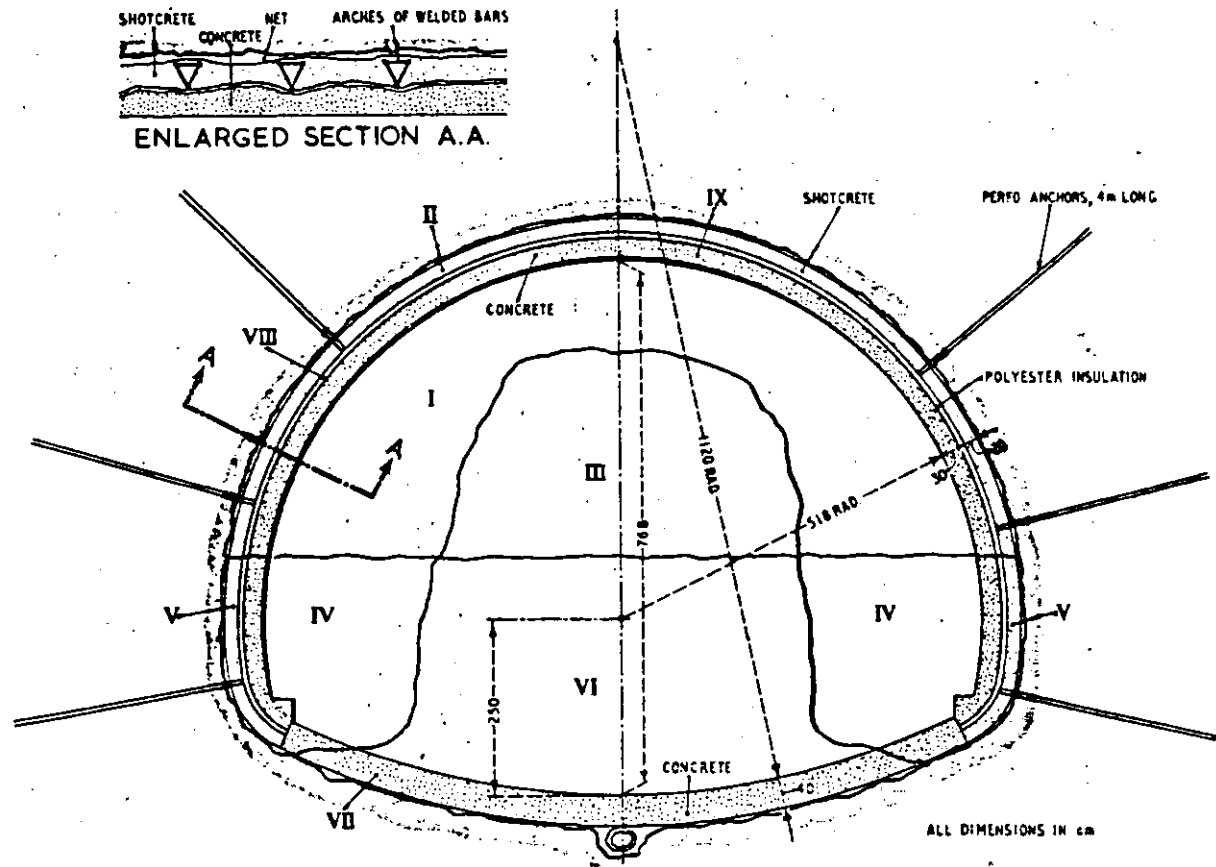


Fig. 21. Construction sequence for road tunnel in southern Austria

in various degrees of disintegration. The maximum overburden was 60m, the strike, though very irregular, was generally about 60° to the axis, with a steep dip of about 60-70°.

The tunnel was started according to the Belgian tunnelling method in very bad ground by driving the upper half of the section at a speed of about 25m a month. As temporary support a very strong auxiliary shotcrete lining 45 to 60cm thick reinforced by arches of welded steel bars and netting had been applied. When the top heading had reached 67m the bench was started by the customary procedure of making a centre trench, but as soon as a small portion of the sidewalls was excavated and shotcrete lined, heavy settlement occurred and the first 27m of the tunnel caved in. Though the top heading had been carried out successfully by immediately lining it by shotcrete, the construction was bound to fail, as not only the method of driving but also the design—which did not even provide an invert—fundamentally violated the principles explained in these articles.

The author, commissioned by the owner to advise on the repair of the damage and on further construction, introduced as soon as possible a system of measuring deformations. After finishing the reconstruction of the collapsed portion a method of driving was carried out as shown in Figs. 21-25. The top heading was excavated in rounds of 0.6-1.20m in the form of a half-ring, leaving the central portion to brace the walls against bulging. Immediately after finishing the excavation *I* a net was attached to the circumference, which was then protected by a 3-5cm layer of shotcrete (Fig. 22), and after placing the welded arch (Fig. 23), the auxiliary lining was increased to final thickness *II*. Then the core *III* was removed, and



Fig. 22. Excavating top heading and forming auxiliary lining (Stages I and II)

the walls were subsequently excavated *IV* and provided with a shotcrete lining also reinforced by a net and arches *V*. Finally the bench *VI* was excavated and the invert concreted *VII*. While stages *I* to *V* were advanced daily, *VI* and *VII* were carried out once a week. The platform of the bench was left as short as possible—just enough to give the mucking machine space to turn. In this way the concreted invert followed the face at a distance of 15-25m. The time interval between excavating the face and closing the lining by concreting the invert consequently never exceeded 15 to 25 days.

At a distance of 100-150m behind the face the lining was insulated by spraying glassfibre-reinforced polyester *VIII* (Fig. 25), followed at a short distance by concreting of the inside lining *IX*.

The time interval between operations *VII* and *VIII* of 3 to 5 months was required to observe the movements of the auxiliary arch and establish deformation/time graphs for it. Measurement was carried out weekly by checking the vertical and horizontal diameters every 15m of tunnel length. In addition, measuring anchors, 6m long, were inserted in both sides, consisting of a steel bar inside a pipe, fastened at the outer end in the rock and provided with a measuring device at the inner end to establish the extension of the rock by measuring the movement of the lining relative to the point of fastening. Further absolute movements were measured geodetically of the top of the auxiliary arch. Diameters and anchor deformations were measured with an accuracy of 0.1mm, and the geodetic measurements of the roof with an accuracy of 0.5mm.

Although the methods of measurement used were rather simple and could be improved upon in many ways they entirely served the intended purpose, which was to prove that in a rock as bad as that in question a shotcrete lining of only 20cm thickness and of a compressive strength of 250kg/cm² in 28 days, reinforced as described, sufficed to reach equilibrium in a short time after the arch had been closed by the invert. Fig. 26 gives typical examples of the numerous graphs established for each measuring section, which show throughout almost the same course. Though

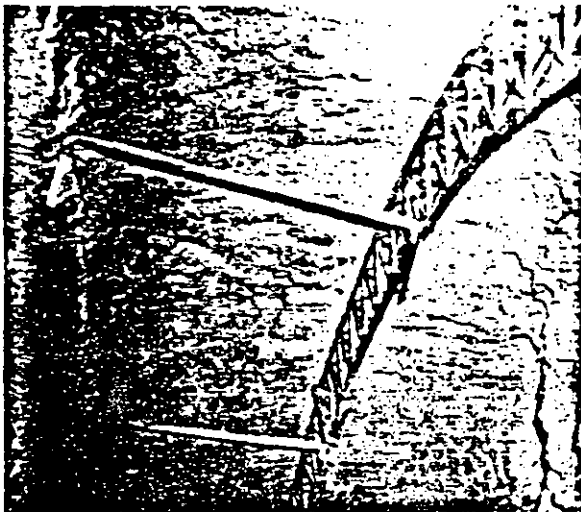


Fig. 23. Placing the welded arch

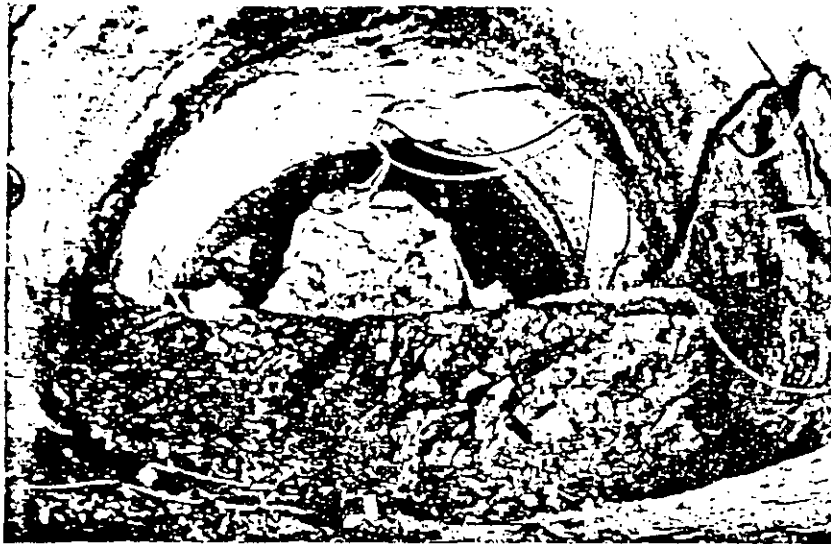


Fig. 24. Benching (Stage VI) and concreting the invert (Stage VII)

frequently the first and—as can be guessed from several observations—considerably greater part of the deformations could not be registered, since the measuring points had to be placed some distance behind the face, the deformation/time graphs clearly show without exception the rapidly tranquillising trend of movements and the obvious reason—the closing of the auxiliary lining.

It was never intended with this simple and cheap way of measurement to gather sufficient data to calculate the actual magnitudes of the active forces. Nevertheless, it has been definitely ascertained that with the present geological conditions a 20cm shotcrete lining provides a certain, though unknown, margin of safety, and that by applying an additional inside lining 30cm thick this safety factor is multiplied correspondingly. By additionally measuring the stresses by decompression slits the actual strains of the auxiliary lining could be established and its required thickness computed.

Test Tunnels

Unfortunately measurements of all kinds necessarily cause some trouble to the crews, since they reduce progress somewhat by repeated small losses of time. Experience has shown that carrying out of systematic observations is rather difficult, particularly if great accuracy is called for. Regular observations requiring high exactitude can consequently better be accomplished in proper test tunnels, the purpose of which is only scientific research.

A practical example of the foregoing is afforded by a 1km test tunnel which was driven in southern Austria to provide the basic design data for a twin road tunnel. The most favourable tunnel line was chosen so as to cross deposits of slightly to fairly well cemented sand of medium grain size for three-quarters of its length, while the rest was in fairly stable clay.

The maximum overburden was 80m. The research work in the test tunnel was carried out by Dr. Ing. L. Muller and D. pl. Ing. F. Pachter, the Salzburg consulting engineers, in collaboration with Interfels, who provided the instruments.

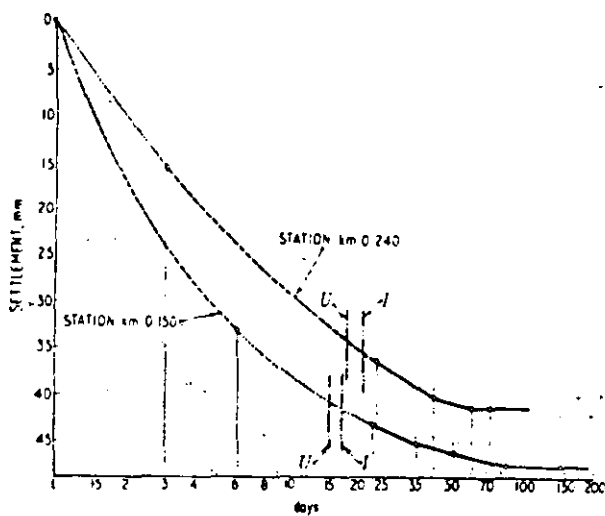
The actual test section consisted of a circular gallery, 2.5m in diameter, driven in the sand in regular advances of 1m. Immediately after muck-ing, the freshly exposed rock face was covered with a 5cm layer of shotcrete; then measuring pins were placed at the circumference and the radial and polygonal distances measured by the instrument shown in Fig. 27 at regular intervals. In order to obtain absolute test results, the axis was

centred optically by a precision theodolite before readings were taken, the theodolite being rigidly mounted in a chamber at the entrance to the tunnel. Readings were continued for a year (Figs. 28 and 29.)

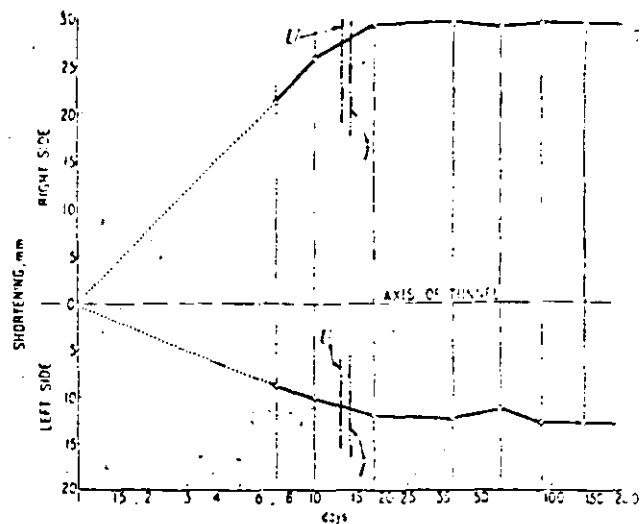
Simultaneously the physical properties of the shotcrete with respect to time were tested by measuring the elastic moduli and the compressive strength. The properties of the ground were established by load tests. After deformations had obviously stopped, the ultimate stresses in the shotcrete were measured by three-point strain gauges, of the Electricité de France type, thus providing a check on the final readings. Ultimate stresses in the shotcrete measured in this way were as much as 26kg/cm², and the average proportion of load carried by the shotcrete lining ranged from 0.17 to 0.33; *H*. Load diagrams in which deformations are related to load and time for the shotcrete as well as for the rock (see Fig. 28) were prepared for each test point. The load curve of the shotcrete can be plotted by determining time element, deformation and *E* value for each point, and then computing the load. Since the process of evaluation is still in the development stage it will not be described in greater detail.



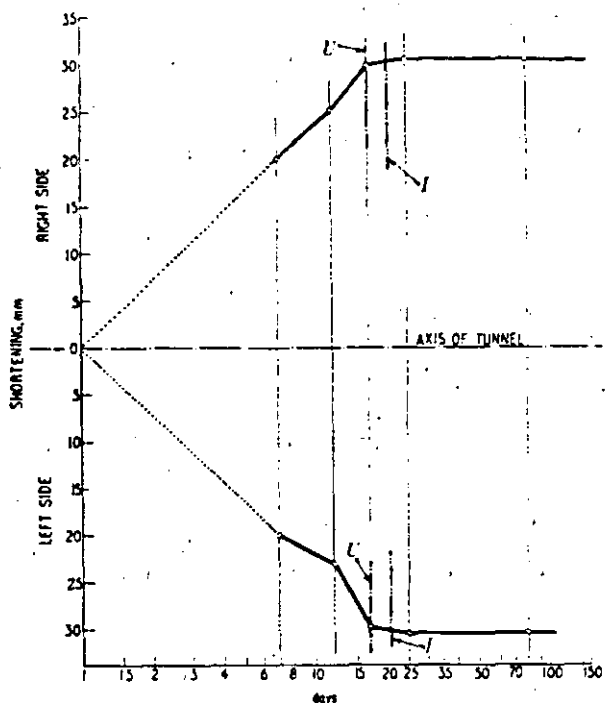
Fig. 25. Placing the polyester insulation, seen completed in the foreground



VERTICAL DEFORMATIONS



HORIZONTAL DEFORMATIONS, STATION km 0 150



HORIZONTAL DEFORMATIONS, STATION km 0 240

- ASSUMED SETTLEMENT
- ROOF SETTLEMENT MEASURED GEODETICALLY
- DIAMETER MEASURED BY DIAL GAUGE
- U —— UNDERPINNING OF ROOF ARCH (STAGE V)
- I —— CONCRETING OF ROOF ARCH (STAGE VII)

Fig. 26. Curves of horizontal and vertical deformations of the auxiliary lining in respect of time

The Fenner-Talobre formulae were used to compute the forces acting on the full-size tunnel, which was to have a cross-sectional area about 15 times greater than the test tunnel and four times as much overburden. Including a satisfactory factor of safety, the required lining thickness was found to be between one third and one quarter of that assumed for the preliminary design on the basis of experience with customary methods in earlier tunnels in the same region in similar ground. The saving thus made amounts to about 30% of the total cost of the preliminary design.

New Waterproofing Techniques

The auxiliary arch can also be used economically to carry a high-quality waterproof layer. After the

rock face has been carefully drained by one of the conventional techniques, such as the Oberhasli method, the auxiliary lining can be sprayed with a film of polyester, which would then be protected by another layer of shotcrete or concrete to prevent the formation of blisters by the water pressure. The fact that insulating agents can now be applied to irregular surfaces by spraying, instead of laboriously bonding bituminous sheets to concrete surfaces which have to be perfectly smooth, is a further important advantage of the new method.

Inner Lining

A secondary lining inside the auxiliary lining may be required for structural or for waterproofing reasons. The first case arises if the auxiliary lining has either been overstressed or if the stresses in it are near the elastic limit, so that it does not possess the desired degree of safety. In the second case the inner lining protects the waterproof layer against water pressure and frost.

If the auxiliary lining has actually been overstressed, the inner lining should be designed according to the following principles. Whereas loosening pressure can be left out of consideration as the active force—provided modern methods have been used—re-arrangement pressures and possible squeezing pressures have to be considered, and their magnitude and distribution judged by the results of deformation and stress measurement on the auxiliary lining or additionally by results obtained on a test tunnel. Since re-arrangement pressures will mostly act laterally, a lining to suit this type of load should properly be elliptical with the longer axis horizontal, and the lining should be thinner at the sides and heavier at the roof; but if it is desired to suit all possible main pres-

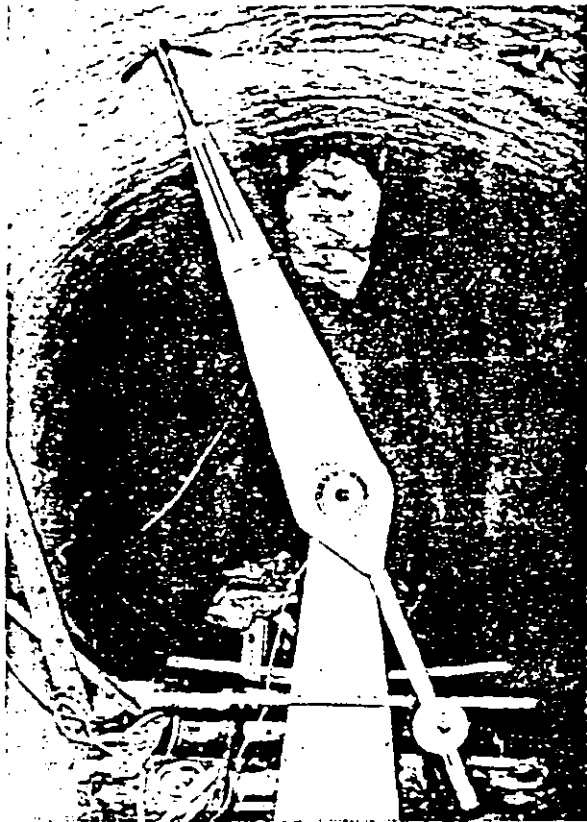


Fig. 27. Deformation measuring apparatus in the Wetzawinkel test gallery

sure directions a circular section with a uniform liner thickness should be adopted.

By far the most frequent mode of failure of such a lining in close contact with the rock face and closed by an invert is shearing along planes which continue in the Mohr planes of the surrounding rock. Model

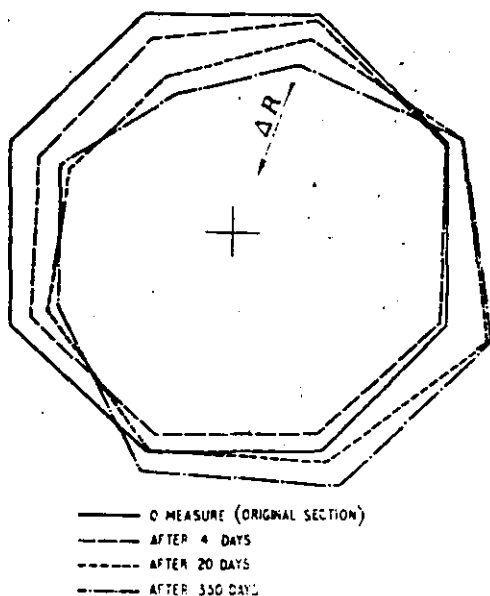


Fig. 28. Deformation of radii with time in test gallery

tests have shown that by eliminating the friction between lining and environment the pressure line remains close to the axis everywhere and results in almost equal compressive edge stresses. This effect is largely obtained by spraying a bituminous layer on the inside of the auxiliary arch or by keeping the E value of the waterproofing medium relatively low, and the thickness of the separating layers has to be adjusted according to the irregularities of the surface, taking into account the probable amount of tangential movements. In this way the inner lining can be made considerably thinner and thus more economical; simultaneously its deformability increases. If the auxiliary lining has become stable without exceeding its limit of resistance, the inside lining only serves to increase the factor of safety.

If the auxiliary lining fails, its protective zone becomes larger and the skin resistance required to ensure stability decreases. The advantage thus gained is largely counterbalanced by uncertainty in estimating the magnitude of the external forces. It is consequently always preferable from all points of view to build the auxiliary arch so that stability is attained within the limit of resistance.

Stability of Linings with Discontinuous Surfaces

One of the conspicuous features of the new method is that the excessive use of shotcrete in overbreak areas is avoided by the fact that the lining approximately follows the irregularities of the rock face. It is often maintained that a lining with a discontinuous surface is a structural impossibility. The error of this opinion has not only been demonstrated in these articles but has clearly been proved in practice (Fig. 30). In sound rock a cavity with discontinuous surface also remains in equilibrium without any reinforcement. Apart from the fact that protruding portions of rock are automatically of better quality, an unstable rock becomes a stable one as a result of the interaction between shotcrete and rock, which transforms the uniaxial state of stress into a triaxial one.

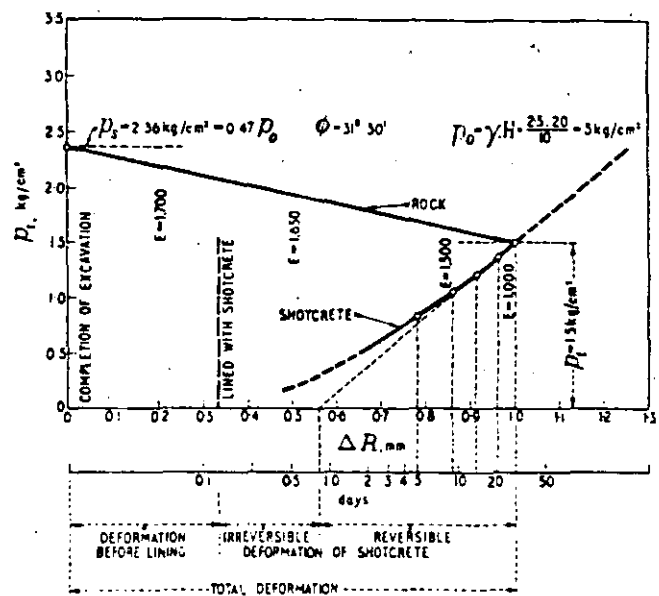


Fig. 29. Determination of skin resistance p_s after Müller & Pucher



Fig. 30. Permanent shotcrete lining of a super-highway tunnel in Venezuela, following the irregularities of the rock

Final Remarks

Shotcrete is unfortunately an expensive construction material, and when used in the wrong way it may not always show a saving compared with concrete placed in shuttering, particularly when unit shuttering costs can be lowered by re-use. As has been explained, shotcrete is not intended to be used like a conventional concrete lining on a fairly good rock far behind the face, where the rock is already decompressed and sufficiently safeguarded by rockbolting. On the contrary the method aims to reduce anchoring to a minimum by preventing initial superficial loosening as a result of the more effective interaction between shotcrete and rock; the worse the rock, the greater the savings that can be made by the new method.

If shotcreting is not introduced as an integral part of the driving process its advantages will not be fully utilised. Further, the new technique is rather delicate in application, particularly in soft and possibly waterbearing ground. Applying the method correctly needs as much practical knowledge as, say, forepoling in difficult ground, and it requires in addition much closer collaboration with the engineering geologist. Evaluating forces by measurements with respect to time is the very basis of the method and the sole means of economical design in accordance with the actual properties of rock. The design and dimensioning of auxiliary and inner linings and the associated steel reinforcements should therefore be carried out exclusively by engineers who have not only practical tunnelling experience but also an extensive knowledge of rock mechanics. The handling of the purely practical part of the work can be entrusted to experienced foremen especially trained in the method. Disregard of these rules has already

caused several serious accidents and failures as well as financial loss by overdimensioning. Dimensioning linings on the basis of experience with tunnels built by obsolete methods is entirely out of fashion and is thus no longer acceptable, new experience having superseded what was done in the past. It is a grave blunder to apply obsolete and unscientific methods to expensive modern shotcrete linings.

This causes irresponsible waste and is liable to discriminate against the new method.

REFERENCES

1. RABCEWICZ, L.V. "Gebirgsdruck und Tunnelbau," Springer-Verlag, Vienna, 1944.
2. RABCEWICZ, L.V. Patentschrift, Austrian Patent No. 165.573.
3. "Der neue Semmeringtunnel," *Eisenbahn*, Vienna, 1952.
4. RABCEWICZ, L.V. "Bolted Support for Tunnels," *WATER POWER*, April, May 1954; *Mine and Quarry Engineering*, February, March 1955.
5. RABCEWICZ, L.V. "Influence of Constructional Methods on Tunnel Design," *WATER POWER*, December 1955.
6. SONDEREGGER, A. "Spritzbeton im Stollenbau," *Schweiz. Bauztg.*, Jg. 74, 1956, p. 211.
7. TALOBRE, J. "La Mécanique des Roches," Dunod, Paris, 1957.
8. RABCEWICZ, L.V. "Die Ankerung im Tunnelbau ersetzt bisher gebräuchliche Einbaumethoden," *Schweiz. Bauztg.*, Jg. 75, March 1957.
9. ROTTER, E. "Anwendung von Spritzbeton," *Schriftenreihe des österr. Wasserwirtschaftsverbandes*, 1958, H.35.
10. LAUFFER, H. "Gebirgsklassifizierung im Stollenbau," *Geologie und Bauwesen*, Jg. 24, 1958, H.3.
11. Personal communications of TIWAG to the author.
12. RABCEWICZ, L.V. "Spritzbeton und Ankerung als Hilfsmittel zum Vortrieb und als endgültiger Tunnelausbau," *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, 1961, Jg. 106, H.5-6, Vienna.
13. ROTTER, E. "Spritzbeton und seine praktische Anwendung im Untertagebau," *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, Jg. 106, 1961, H.5-6, Vienna.
14. SEEBER, G. "Auswertung von statischen Felsdehnungsmessungen," *Geologie und Bauwesen*, Jg. 24, 1958, H.3, Vienna.
15. ZANON, A. "Ausbruch von Autotunneln in ganz schwierigen Bergarten," *Geologie und Bauwesen*, 1961, Vienna.
16. RABCEWICZ, L.V. "Aus der Praxis des Tunnelbaues. Einige Erfahrungen über echten Gebirgsdruck," *Geologie und Bauwesen*, Jg. 27, H.3-4, 1962, Vienna.
17. Personal communications of "Sika" Plastiment G.m.b.H., Bludenz (Austria), to the author.
18. LAUFFER, H., and SEEBER, G. "Die Bemessung von Druckschachtauskleidungen für Innendruck auf Grund von Felsdehnungsmessungen," *Österr. Ingenieurzeitschrift*, H.2, 1962.
19. TERZAGHI, K.V. "Geological Introduction to Tunnelling with Steel Supports," by Proctor and White, The Commercial Shearing and Stamping Company, Ohio, 1946.
20. KASTNER, H. "Statik des Tunnel- und Stollenbaues," Springer, Berlin/Göttingen, 1962.
21. SONDEREGGER, A. "Spritzbeton im Strassenbau," *Strasse und Verkehr*, No. 10, 1956.
22. RABCEWICZ, L.V. "Bemessung von Hohlraumbauten, die 'Neue österreichische Bauweise' und ihr Einfluss auf Gebirgsdruckwirkungen und Dimensionierung," *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Vol. 3-4, Springer, Vienna, 1963.
23. CLAES, ALBERTS. "Sprutbetong," *Byggnästaren*, No. 1, 1963, Stockholm.
24. MÜLLER, L. "Der Felsbau," Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO:

TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992

TUNEL BAJO EL CANAL DE LA MACHA

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL

PALACIO DE MINERIA

I N D I C E

INTRODUCCION Y DESCRIPCION DEL PROYECTO

A N E X O S :

1.- LE BOUT DU TUNNEL

Revista Le Point-Rama

Autor: Jean Jacques Hauwuy

Esquema General del Túnel: Claude Lacroix

A LA CULMINACION DEL TUNEL

Traductor: Ing. Francisco Mendoza von Borstel

2.- PROFIL GEOLOGIQUE SIMPLIFIE LE LONG

DU TUNNEL FERROVIARE SUD

Channel Tunnel

Tunnel Sous La Manche

Transmanche Link

PERFIL GEOLOGICO SIMPLIFICADO

DEL TUNEL FERROVIARIO SUR

3.- UN TUNEL PARA EUROPA

Traducción del artículo titulado:

Un Tunnel Per L'Europa

Autor: Paolo Patrino, reportero corresponsal en
Londres del diario La Stampa

Traductor: Ing. Francisco Mendoza von Borstel

4.- INGLATERRA YA NO ES UNA ISLA

Traducción del artículo titulado:

L'angleterre n'est plus une île

Publicado en la Revista

Science & Vie No. 879-Diciembre 1990

Autor Philippe Donnaes

Traductor: Ing. Francisco Mendoza von Borstel

5.- VUE GENERAL DES INSTALACIONES

Channel Tunnel

Tunnel Sous Manche

Transmanche link

Vista General de las Instalaciones

(en la lumbrera de Sangatte)

6.- TUNNELIER T - 4

CONFINED SOIL SHIELD

General Assy

Excavadora integral del túnel: "Topo" No. T-4

Excavadora con escudo confinado

Plano General

7.- EXCAVADORA INTEGRAL DEL TUNEL (TBM)

Kawasaki - Robbins

Eurotunnel - TML

8.- LE TUNNEL SOUS LA MANCHE

Autor: Ives Darpas

Publicado en la Revista LE RAIL

No. 18 - Avril 1990

EL TUNEL BAJO EL CANAL DE LA MANCHA

9.- EL TUNEL DEL CANAL Y SUS SERVICIOS

Traducción del artículo titulado:

THE CHANNEL TUNNEL AND ITS SERVICE

Traductor: Ing. Francisco Mendoza von Borstel

10.- THE CHUNNEL CONNECTION

Helo! - Allo!

Revista: TIME INTERNATIONAL

November 12, 1990

Autores: Anne Constable y Helen Gibson/

London and Tala Shari/Sangatte

The Giant Piggyback Fleet from Canada

11.- BIBLIOGRAFIA SOBRE TUNELES.

TEMA: TUNEL BAJO EL CANAL DE LA MANCHA

1. INTRODUCCION Y DESCRIPCION DEL PROYECTO

La construcción del proyecto del Túnel bajo el Canal de la Mancha constituye una de las empresas humanas más fascinantes del siglo XX, que permitirá que Inglaterra deje de ser una isla y se incorpore físicamente a la Europa Continental. En términos ingenieriles esta obra constituye una proeza de las que hacen época y seguramente será consignada en los libros de historia, como es el caso de la apertura del Canal de Suez o la llegada del hombre a la Luna.

Cuando esta obra entre en servicio en junio de 1993, será posible viajar en tren de Francia a Inglaterra, sin haber abordado un barco, en dos horas y treinta minutos, viajando a una velocidad de 160 km por hora en el tramo submarino de 34 km.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that proper record-keeping is essential for the integrity of the financial system and for the ability to detect and prevent fraud. The text notes that without reliable records, it would be difficult to track the flow of funds and identify any irregularities.

2. The second part of the document outlines the specific procedures for recording transactions. It details the steps involved in entering data into the system, including the use of standardized codes and the requirement for double-checking entries. The text also discusses the importance of regular audits and reconciliations to ensure that the records are accurate and up-to-date.

3. The third part of the document addresses the challenges of maintaining records in a complex and rapidly changing environment. It highlights the need for continuous training and updates to the record-keeping system to accommodate new technologies and business practices. The text also discusses the importance of data security and the implementation of robust controls to protect sensitive information.

4. The final part of the document provides a summary of the key points and offers recommendations for improving the record-keeping process. It stresses the importance of a strong internal control environment and the role of management in ensuring that the system is effective. The text concludes by noting that a well-maintained record-keeping system is a critical component of any organization's financial management strategy.



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO:

TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992

A LA CULMINACION DEL TUNEL

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL

PALACIO DE MINERIA

A N E X O . N o . 1

L E B O U T D U T U N N E L

Revista Le Point-Rama

Autor: Jean Jacques Hauwuy

Esquema general del túnel: Claude Lacroix

A LA CULMINACION DEL TUNEL

Traductor: Ing. Francisco Mendoza von Borstel

Julio de 1991

A N E X O No. 1

A LA TERMINACION DEL TUNEL

Julio de 1993, el Túnel bajo el Canal de la Mancha ha sido inaugurado. Patrick B. a bordo de su automóvil entra a la terminal en Frethun y obtiene el boleto magnético de pago el cual lo introduce en alguna de las dieciocho estaciones de peaje. El costo: 1000 francos por su automóvil y los cuatro miembros de su familia. La barrera se levanta y la policía y los aduaneros franceses los dejarán pasar en forma similar a como proceden sus colegas británicos. Algunos metros más adelante una señal luminosa le indica "Vía No. 7". Para abordar el vagón de ferrocarril se tiene problemas ya que la maniobra por realizar es similar a un cambio de carril en la autopista. Cinco minutos se requieren para penetrar en el vagón de dos pisos en el cual pueden acomodarse 200 automóviles. A continuación el tren se arranca y rápidamente alcanza una velocidad de 160 km/hora. Durante los 30 minutos que dura el trayecto, los padres disponen justo lo necesario para servirse un café en un distribuidor adosado a la pared del vagón; mientras tanto los niños se entretienen con

dibujos animados en el bar en que se encuentran pantallas de televisión. De inmediato se prende una señal luminosa que invita a los pasajeros a abordar su vehículo. A continuación el tren se detiene para permitir que el automóvil pueda salir, ya que seguirá por la autopista a Londres.

Así comenzará a funcionar el Túnel bajo la Mancha. En las horas de punta, se sucederán trenes a cada 12 minutos.

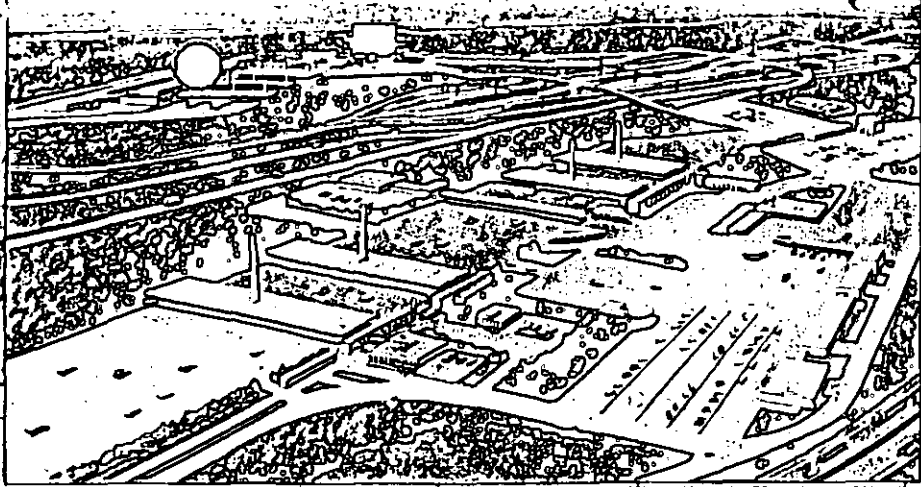
Durante este intervalo en el tren de alta velocidad (TGV) se desalojará el pasaje de llegada y cargará a los de salida antes de penetrar nuevamente al túnel para iniciar su retorno.

Diariamente se podrán transportar 2000 vehículos por hora en 120 trenes de alta velocidad. Lo anterior implica que en total serán transportados durante el primer año 30 millones de pasajeros. Para lograr lo anterior se necesitan terminar 150 km de túneles, lo cual representa una excavación de 8 millones de metros cúbicos de roca y el consumo de un millón de toneladas de cemento...

Será posible que los constructores terminen la obra a mediados de junio de 1993?. Después de las complicaciones que se tuvieron al comenzar la obra, la ejecución del túnel avanza a grandes pasos: Hasta el 24 de abril de 1989 se habían perforado 18179 metros.

En la lámina 1-1 que se anexa se muestra un esquema general del

proyecto del Túnel en el cual se identifican los tres conductos, dos para uso ferroviario, y otro de servicio, se muestran también las galerías de interconexión entre los grandes conductos a cada 375 m así como los túneles auxiliares en que los trenes podrán pasar interiormente entre las galerías ferroviarias. En el croquis se presenta un corte geológico en el que se observa que los túneles se excavaron en un estrato impermeable de creta azul, que subyace una capa de creta blanca, que constituye el fondo del canal. En este último croquis se acota que los túneles bajo el mar tendrán una longitud de 37 km y bajo tierra firme 9.8 km en el lado inglés, a partir del acantilado de Shakespeare hasta Folkestone y por el lado francés 3.7 km entre la lumbrera de Sangatte y la terminal de Coquelles.



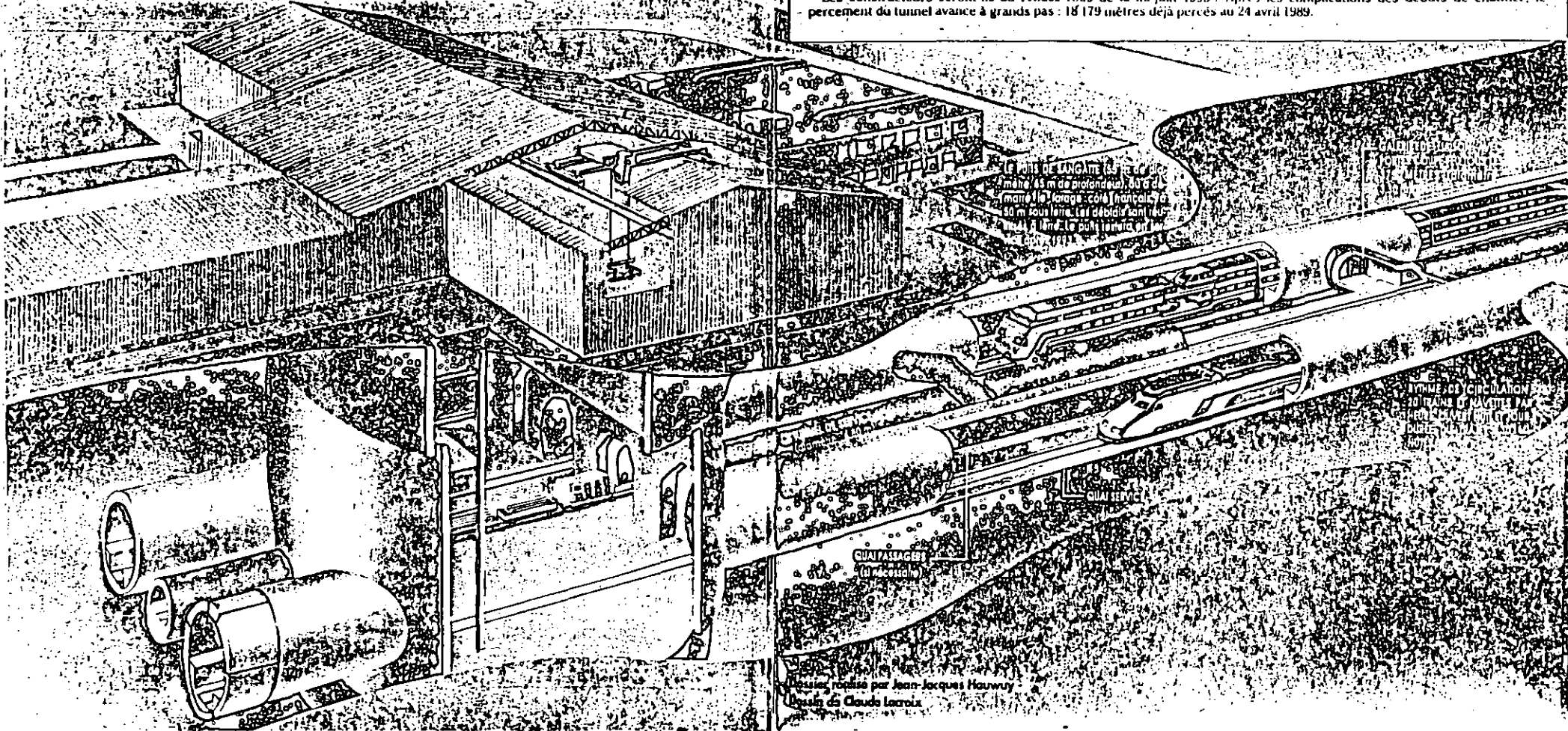
LE TERMINAL DE COQUELLES. IL NE SERA PAS NÉCESSAIRE DE ÉTENDRE À L'AVANCE SON PASSAGE. ACCÈS DIRECT PAR L'AUTOROUTE A26. FORMALITÉS FRONTALIÈRES ACCOMPLIES UNE FOIS POUR TOUTES AU DÉPART. AUX HEURES DE POINTE, ON PRÉVOIT UNE NAVETTE TOUTES LES 12 MINUTES.

Le bout du tunnel

Juillet 1993, le tunnel sous la Manche vient d'être inauguré. Patrick B., à bord de sa voiture, pénètre sur le terminal de Frethun. Il sort sa carte de paiement magnétique et roule vers l'un des dix-huit postes de péage. Coût : 1 000 francs pour sa voiture et les quatre membres de sa famille. La barrière se lève, la police et les douaniers français le laissent passer, tout comme leurs collègues britanniques. Quelques mètres plus loin, un signal lumineux lui indique « Voie 7 ». Pour monter à bord de la navette, pas de problème, la manœuvre s'apparente à celle d'un changement de file sur autoroute. Cinq minutes d'attente et la navette à deux étages, qui peut accueillir deux cents voitures, s'élance pour atteindre rapidement les 160 kilomètres à l'heure. Pendant les trente minutes du trajet, les parents ont juste le temps d'aller se servir un café au distributeur fixé sur la paroi du wagon, tandis que les enfants regardent des dessins animés et de la pub sur des écrans vidéo. Soudain, un signal lumineux invite les voyageurs à regagner leur véhicule. La navette stoppe et la voiture peut s'élancer – mais à gauche bien sûr – sur l'autoroute de Londres.

Voici comment fonctionnera le tunnel sous la Manche. Aux heures de pointe, les navettes se succéderont toutes les douze minutes. Dans l'intervalle, TGV et navettes pour poids lourds emprunteront le tunnel. Soit 2 000 voitures à l'heure et 120 TGV par jour. Au total : 30 millions de passagers sont attendus la première année. Mais pour en arriver là, quel travail : 150 kilomètres de tunnel percés, 8 millions de mètres cubes de roche déplacés, un million de tonnes de ciment coulé...

Les constructeurs seront-ils au rendez-vous de la mi-juin 1993 ? Après les complications des débuts de chantier, le percement du tunnel avance à grands pas : 18 179 mètres déjà percés au 24 avril 1989.



A N E X O No. 8

LE TUNNEL SOUS LA MANCHE

Autor: Yves Darpas

Publicado en Revista LE RAIL

No. 18 - Avril 1990

EL TUNEL BAJO EL CANAL DE LA MANCHA

Julio de 1991

EL TUNEL BAJO EL CANAL DE LA MANCHA

El artículo titulado LE TUNNEL SOUS LA MANCHE, o sea el Túnel bajo el canal de La Mancha, publicado por la Revista Le Rail en su No. 18, de abril de 1990, cuyo autor es Ives Darpas, contiene información muy interesante sobre los nuevos problemas aerodinámicos peculiares de esta obra, originados principalmente por la longitud de sus conductos y la gran dimensión de los vagones de ferrocarril requeridos para el transporte de vehículos y pasajeros. Tales problemas fueron objeto de numerosos estudios teóricos y ensayos en modelos y túneles que permitirán posteriormente precisar la velocidad comercial más apropiada para los trenes.

Al final del artículo antes citado, aparecen unos comentarios relativos a la longitud de túneles submarinos que en forma resumida se presentan a continuación:

Para definir las dimensiones de un puente destinado a cruzar un río, debe tomarse en cuenta la anchura del obstáculo a vencer y además la altura libre que debe quedar bajo la estructura a fin de permitir el paso de embarcaciones y el tránsito de las

avenidas máximas de la corriente. Una vez precisado lo anterior, la longitud dependerá de la pendiente y el trazo de sus accesos, lo cual resulta crítico y limitativo en los puentes ferroviarios.

Tratándose de un túnel submarino, la anchura del río ó el brazo de mar por cruzar, la longitud del conducto es independiente de la profundidad del agua, el tránsito de las embarcaciones y las fluctuaciones del nivel de la corriente de agua. En el caso particular de una galería para cruzar un río con cables telefónicos, su longitud dependerá exclusivamente de la separación que resulte entre las dos torres verticales situadas en sus márgenes.

Tratándose de túneles submarinos, para carreteras y trenes, la longitud total de los conductos dependerá de los siguientes factores: anchura de la corriente por cruzar, características geológicas del subsuelo, pendientes de los accesos por construir en tierra firme y la velocidad máxima permisible en función de los aspectos aero y termodinámicos. . Asi por ejemplo, el cruce del paso de Calais resulta más largo que el del túnel japonés de Tsugaru: 37 kilómetros contra 23. Sin embargo, este último se construyó a mayor profundidad, 140 metros contra 60 debido a la gran permeabilidad de la roca que obligó a los constructores japoneses a fijar un margen de 100 metros entre el fondo del mar y el túnel, en vez de los 50 metros que fueron suficientes en el

paso de Calais. En estas condiciones resulta que la longitud total del tunel japonés, incluyendo sus accesos en tierra firme, resulta un poco más largo que la obra europea: 53.85 kilómetros contra 50.5 .

En la construcción del túnel submarino en el estrecho de Gibraltar, entre Europa y Africa, el problema crucial lo constituye la profundidad que sobrepasa los 800 metros. El lugar más favorable se ubica en donde la profundidad es de 350 metros, a pesar de que esto obligue a tener una mayor longitud en el tramo submarino.

En resumen, en todos los casos la longitud total en túneles submarinos no es el elemento más importante en la selección de su trazo, ya que deben tomarse en consideración el aspecto constructivo y naturalmente el costo resultante de la obra. Cabe apuntar que en el Túnel bajo el Canal de la Mancha la velocidad máxima que se adopte en los trenes será una condición crucial, para lograr un buen funcionamiento que además resulte cómodo para los pasajeros.

LE TUNNEL SOUS LA MANCHE



SANS entrer dans les détails des calculs ou des essais, il est bon de montrer comment les procédés modernes de calcul et des essais sur maquette associés à une instrumentation performante ont permis de comprendre et de quantifier les phénomènes pour lesquels il existait très peu de données et de travaux de références.

Rappelons tout d'abord que l'ouvrage a 50 km de long et comporte trois tunnels :

- deux tunnels principaux de 42 m² de section ; chaque tunnel principal est équipé d'une voie et assure en temps normal un sens de circulation, Royaume-Uni - France pour le tunnel nord et France - Royaume-Uni pour le tunnel Sud ;

- une galerie de service de 15 m² de section qui sert de gaine d'amenée d'air neuf, de galerie technique et de refuge en cas d'évacuation.

Deux traversées jonctions permettent d'opérer en voie unique sur un tiers du tunnel. Des rameaux d'équilibrage relient les tunnels principaux tous les 250 m entre la galerie de service et les tunnels principaux. Elles sont obturées par une cloison dotée d'une porte et certaines galeries de liaison sont équipées d'une unité de diffusion d'air assurant le transfert d'air de la galerie de service vers le tunnel principal considéré.

Le mouvement des trains dans les tunnels principaux et spécialement des rames navettes qui ont un coefficient de blocage (rapport des surfaces de section du train et de section du tunnel) de 0,5 engendrent des vitesses d'air et des variations de pression qui sont dues à la géométrie des tunnels et à la vitesse des trains. En fait, chaque train passant devant une discontinuité (portail, puits, rameau) engendre une onde de pression qui se propage à la vitesse du son et se réfléchit à l'extrémité du tunnel. La superposition de l'ensemble de ces ondes de pression donne le champ de pression instantané.

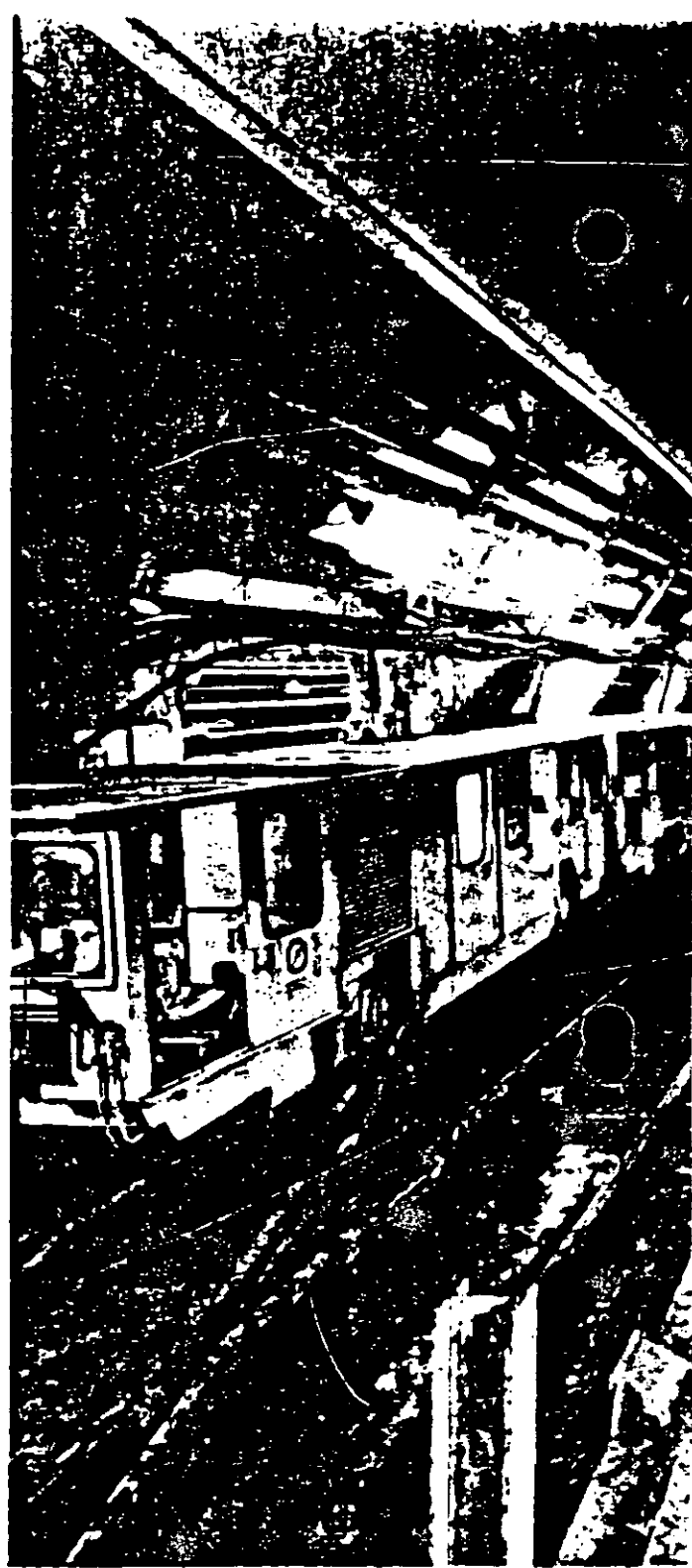
Il existe très peu de données et d'études de référence, les réseaux ferrés commençant à s'intéresser à ces problèmes à l'occasion du passage du TGV en tunnel. En particulier, les critères physiologiques définissant les limites de confort pour les passagers et les agents d'exploitation en termes notamment de pression et de variation de pression sont en cours de définition.

Données du problème

Une première difficulté a été de connaître les valeurs des données du problème. Certaines données n'étaient pas connues à l'origine et n'ont pu être fixées qu'après des études et des essais. C'est le cas par exemple des coefficients de frottement de l'air sur les parois des trains et du tunnel.

Les forces de frottement constituent l'élément fondamental de la résistance à l'avancement, le coefficient de forme des trains intervenant peu en tunnel. La connaissance précise de ces coefficients de frottement est donc nécessaire et était difficile à calculer compte tenu de l'importance et de la diversité des éléments fixés sur les parois du tunnel.

L'approche du phénomène a été faite de plusieurs manières,



DOSSIER

LE TUNNEL SOUS LA



Galerie de service côté français

d'une part par le calcul pour le coefficient de frottement du tunnel et d'autre part, par des essais sur maquettes au laboratoire de St-Cyr, à l'échelle 1/20ème et en grandeur nature dans le tunnel du Simplon.

En ce qui concerne le coefficient de frottement des trains, des valeurs de référence existaient et des essais sur maquette ont été réalisés à l'échelle 1/85ème par le Département recherche des British Railways. Ces éléments ont été affinés par les essais réalisés dans le tunnel du Simplon.

Certaines données n'ont pu être fixées qu'après des études comparatives tenant compte des différents critères (confort, coûts d'investissement ou de fonctionnement, facilités de réalisation, etc...). Il est clair que les compromis entre ces critères de nature diverse ont parfois été difficiles à élaborer.

Les tracés des débouchés des rameaux de pistonement dans les tunnels principaux et l'influence du revêtement de ces rameaux (voussoirs en fonte avec membrures intérieures ou non et avec ou sans remplissage de ces membrures) ont fait l'objet d'essais sur maquette au Laboratoire de St-Cyr.

Ces essais ont confirmé la nécessité d'avoir un revêtement lisse dans les rameaux de pistonement ainsi que l'intérêt d'un raccordement progressif (en tulipe).

L'air dans le tunnel

Deux programmes de calculs ont été élaborés pour évaluer les vitesses et pressions de l'air dans le tunnel :

- un programme prenant en compte la compressibilité de l'air, qui a été développé par le Bureau d'Etude anglais MHA ;
- un programme développé par SETEC utilisant les équations développées par le Laboratoire de St-Cyr négligeant la compressibilité de l'air.

En fait, la corrélation entre ces programmes est bonne, la prise en compte de la compressibilité de l'air rendant mieux compte des phénomènes transitoires dans des laps de temps courts.

La vitesse de l'air devant et derrière les trains peut atteindre des valeurs de l'ordre de 20 à 30 m/s. Les vitesses dans l'annulus sont faibles en moyenne avec un profil de vitesse variable entre la vitesse du train et 0. Les vitesses dans les rameaux de pistonement peuvent atteindre 60 m/s et plus. La différence de pression entre l'avant et l'arrière du train est de l'ordre de 6 KPa en exploitation normale mais dépend évidemment du nombre et de la position des trains dans le tunnel et dans le tunnel adjacent.



Par Yves DARPAS

La longueur du tunnel sous la Manche et les dimensions importantes des navettes assurant le transport des véhicules ont conduit à des problèmes aérodynamiques et thermiques qui sont tout à fait nouveaux et propres à ce projet. Ils ont fait l'objet de nombreuses études théoriques et essais sur maquette.

MANICHE

Phénomènes résultant des conditions aérodynamiques

Les phénomènes sont liés :

- aux fluctuations de pression ;
- aux mouvements de plateforme du matériel roulant ;
- aux vitesses de l'air lors des interventions d'entretien dans les tunnels ferroviaires en exploitation en voie unique.

L'entrée et la sortie des trains du tunnel, le passage des trains devant les rameaux de pistonnement ou les puits engendrent des variations de pression.

Les critères d'acceptabilité retenus pour les variations de pression sont les suivants :

- 3 KPa pour une durée de 3 s dans le cas d'une onde isolée ;
- 0,45 KPa dans le cas d'ondes de pression successives.

Les études menées grâce au programme de MHA ont permis de déterminer les courbes de variation de pression en fonction du temps et de la situation géographique.

On a pu ainsi constater : que l'entrée et la sortie des rames navettes du tunnel ne posaient pas de problèmes particuliers car la vitesse des navettes en ces points n'est pas élevée (de l'ordre de 80 km/h) par suite de la proximité du départ ou de l'arrivée ; que le passage au pied des puits de ventilation au niveau des côtes où les navettes ont des vitesses de l'ordre de 120 km/h occasionnait un dépassement des critères ce qui a conduit à décider la fermeture au moins partielle des puits pour limiter les fluctuations de pression.

Les variations de pression dues aux rameaux de pistonnement sont inférieures à ces critères (0,20 KPa à 140 Km/h) pour le passage de navettes. Des essais de simulation d'une traversée complète du tunnel ont été réalisés au Centre de Derby, sur un échantillon de 30 personnes et ont permis de conclure qu'il n'y avait pas de gêne sensible.

Une attention particulière est actuellement portée sur le cas du conducteur de la locomotive de tête qui subit les variations les plus importantes à chaque traversée du tunnel.

Sur le réseau du chemin de fer allemand DB, un critère de 200 Pa/s a été retenu pour l'étude des trains à grande vitesse. Des essais sont en cours au centre de Derby pour simuler la situation du conducteur.

Quant aux ondes de pression provoquées par le passage des trains devant les rameaux de pistonnement, elles génèrent des oscillations basse fréquence dans le tunnel. Ces ondes sont en fait d'un niveau très faible et s'amortissent rapidement.

Un critère important devant être pris en compte dans la conception des wagons des navettes est la force latérale exercée par les mouvements d'air dans le tunnel en présence des rameaux : lorsque ceux-ci sont ouverts, le passage d'un wagon devant chacun d'eux provoque une force avec une composante perpendiculaire à l'axe du tunnel, cette force résultant de l'interaction entre la vitesse d'air dans le rameau, les vitesses moyennes d'air le long de l'espace annulaire de part et d'autre du rameau et la vitesse du train.

La sollicitation s'exerçant sur un wagon est composée d'une succession d'actions de type impulsionnel en raison de leur faible durée d'application, se répétant régulièrement à chaque passage du wagon devant un rameau.

Les caractéristiques de chaque force impulsionnelle sur un wagon donné sont directement fonction de la position relative de ce dernier le long de la rame :

- les wagons situés en tête de train subissent au passage d'un rameau une force d'aspiration dirigée vers le rameau ;
- les wagons situés en queue subissent une force dirigée en sens contraire, avec des caractéristiques différentes de la précédente ;
- les wagons situés en milieu de rame ne sont soumis à aucune action significative.

Cette force est proportionnelle au carré de la vitesse du train. Son amplitude peut atteindre 10 KN ou plus dans les conditions normales d'exploitation, ayant pour conséquence :

- une oscillation latérale continue des wagons par suite de la réaction dynamique des caisses et bogies ;
- des effets de fatigue sur les matériels dont il faut tenir compte au niveau de la conception.

Il est donc très important compte tenu de l'ordre de grandeur de ces forces, de la caractériser de façon précise afin de prendre en connaissance de cause, toutes les dispositions constructives en découlant.

Les premiers essais ont montré les points suivants : en soufflage, les forces sont plus fortes mais intéressent des surfaces plus faibles ; en aspiration, les forces sont plus faibles mais intéressent des surfaces plus grandes et sont intimement liées à la position du wagon par rapport aux parois du tunnel.

Actuellement, le sujet n'est toujours pas clos, des solutions sont en cours de mise au point et portent :

- sur la conception des navettes : adoption d'une forme arrondie pour les angles des caisses, caractéristiques de suspension des bogies ;
- le génie civil : forme du débouché du rameau, étude de déflecteurs, précision de forage du tunnelier ;
- le positionnement de la voie dans le tunnel ;
- l'exploitation : réduction de la vitesse maximale des trains, procédures spéciales à mettre en cas d'incidents (procédure de ralentissement des trains avant fermeture des rameaux de pistonnement ou en cas d'arrêt d'un train).



Cabine de pilotage d'un tunnelier

Les rameaux de pistonnement sont munis d'obturateurs destinés d'une part en cas d'incendie à éviter le passage des fumées d'un tunnel à l'autre et d'autre part en cas d'exploitation en voie unique à permettre une isolation partielle du tunnel en entretien.

La variation de position de ces obturateurs peut conduire à des vitesses d'air dans les rameaux considérables et à des variations de pression très importantes ; par exemple, dans le cas où l'on fermerait tous les rameaux sauf un, la vitesse de l'air atteindrait alors 180 m/s dans le rameau.

Ceci conduit à définir des procédures de fermeture et ouverture des rameaux de pistonnement et de contrôle des vitesses trains, pour éviter de se placer dans des conditions critiques. Ces procédures doivent tenir compte du scénario considéré qui peut être soit l'intervention du personnel en tunnel, soit un incendie.

Conséquences sur les équipements fixes

Le programme de calcul de pression a permis de déterminer les variations de pression maximales en examinant les scénarios de trafic dans le tunnel les plus défavorables. Ces scénarios couvrent aussi bien les cas d'exploitation normale, en voie unique, les cas de rattrapage d'horaire et ceux d'incidents divers tels que freinage d'urgence, ouverture d'une porte de traversée jonction, etc...

Les conditions extrêmes actuellement prises en compte sont les suivantes :

- pression maximale dans les tunnels principaux : 24 KPa ;
- pression minimale dans les tunnels principaux : - 16 KPa ;
- différence de pression maximale entre les deux tunnels principaux : 22 KPa ;
- différence de pression maximale entre un tunnel et la galerie de service : 24 KPa.

Les phénomènes aérodynamiques affectent notamment les composants suivants :

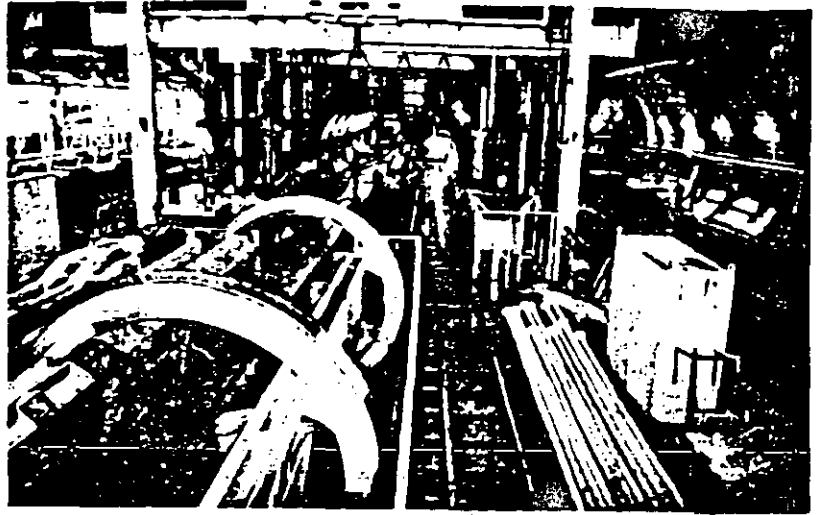
- caisses et cloisons ;
- portes de communication entre wagons et portes coupe-feu ;
- systèmes de ventilation et conditionnement d'air ;
- pantographes.

Les caisses et cloisons doivent être dimensionnées pour les variations de pression rencontrées dans les différents cas d'exploitation et qui sont bien supérieures à ceux rencontrés généralement sur le matériel roulant. Ces conditions sont défavorables évidemment pour le devis de masse.

Le passage répété de wagons devant les rameaux de pistonnement va engendrer des phénomènes de fatigue. Les études ont permis de quantifier ces phénomènes et d'établir des spécifications pour les constructeurs, mais là encore ces conditions sont très inusuelles et contraignantes.

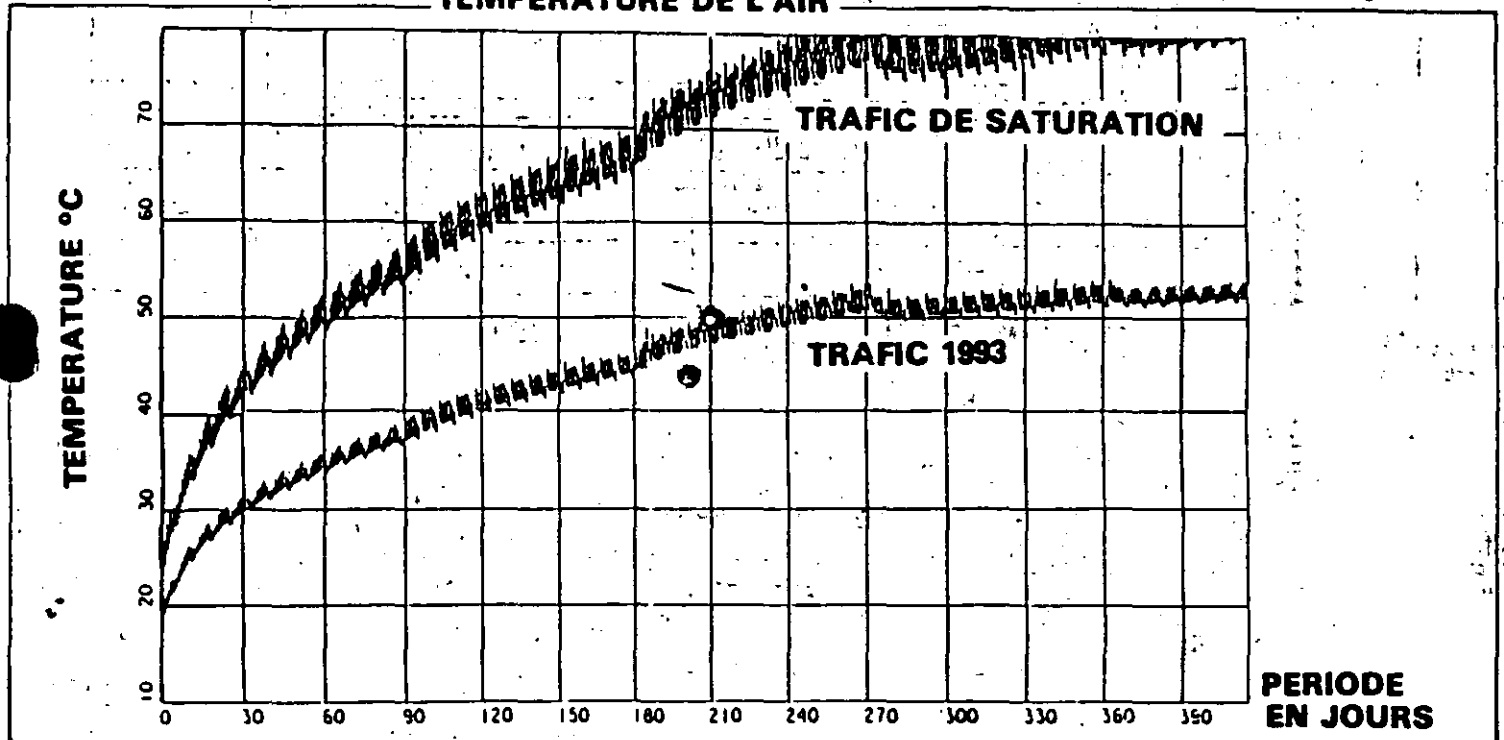
La variation de pression dans l'annulus tout au long du train engendre à l'intérieur de celui-ci un régime de pression qui dépend de la porosité des caisses, des fuites aux portes de secours, aux portes entre wagons, aux interlocuteurs ainsi que de la conception du système de ventilation.

Ces variations de pression vont se traduire par des efforts s'exerçant sur les portes de communication et portes coupe-feu entre wagons ainsi que par un courant d'air longitudinal qui varie en fonction du nombre de portes ouvertes ou fermées. Les données aérodynamiques sont connues. Les phénomènes sont maintenant du ressort de la conception du matériel roulant.



Puits de Sangatte avec vue sur les trois galeries

TEMPERATURE DE L'AIR



HAUSSE DE LA TEMPERATURE DE L'AIR DANS LE TUNNEL SANS REFROIDISSEMENT



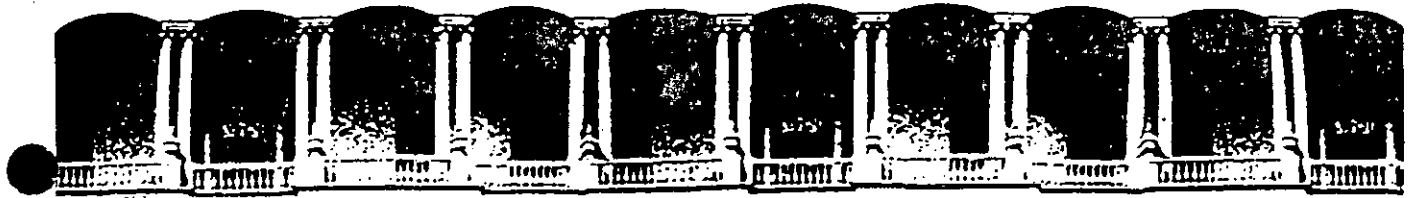
Transport du personnel

Le système d'air conditionné va être affecté par les variations de pressions internes et externes aux wagons se produisant tout au long du trajet à l'extérieur et à l'intérieur du tunnel et notamment au passage devant les rameaux de pistonnement. Les essais réalisés en décembre 1987 dans le tunnel du Simplon ont montré qu'à la vitesse de 160 km/h un pantographe de fabrication classique présentait des problèmes de portance se traduisant par l'apparition fréquente d'arcs électriques et induisant une baisse sensible de rendement du système de traction et des risques d'usure prématurés de la caténaire. Les vitesses des rames navettes demeurent inférieures à 160 km/h. Cependant ce problème fera l'objet d'un examen particulier par les fabricants de locomotives lors des études d'exécution des essais en soufflerie prévus pour valider les solutions retenues.

Aspects thermodynamiques

Position du problème - La résistance à l'avancement de trains étant beaucoup plus importante dans le tunnel qu'à l'air libre, ceci conduit à des puissances de traction très importantes. Toute la puissance de traction se transforme en chaleur sous la seule forme d'énergie potentielle car l'entrée et la sortie du





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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO:

TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992

PERFIL GEOLOGICO SIMPLIFICADO A LO LARGO DEL TUNEL

FERROVIARIO SUR

PALACIO DE MINERIA

A N E X O N o . 2

PROFIL GEOLOGIQUE SIMPLIFIE LE LONG

DU TUNNEL FERROVIARE SUD

Channel Tunnel

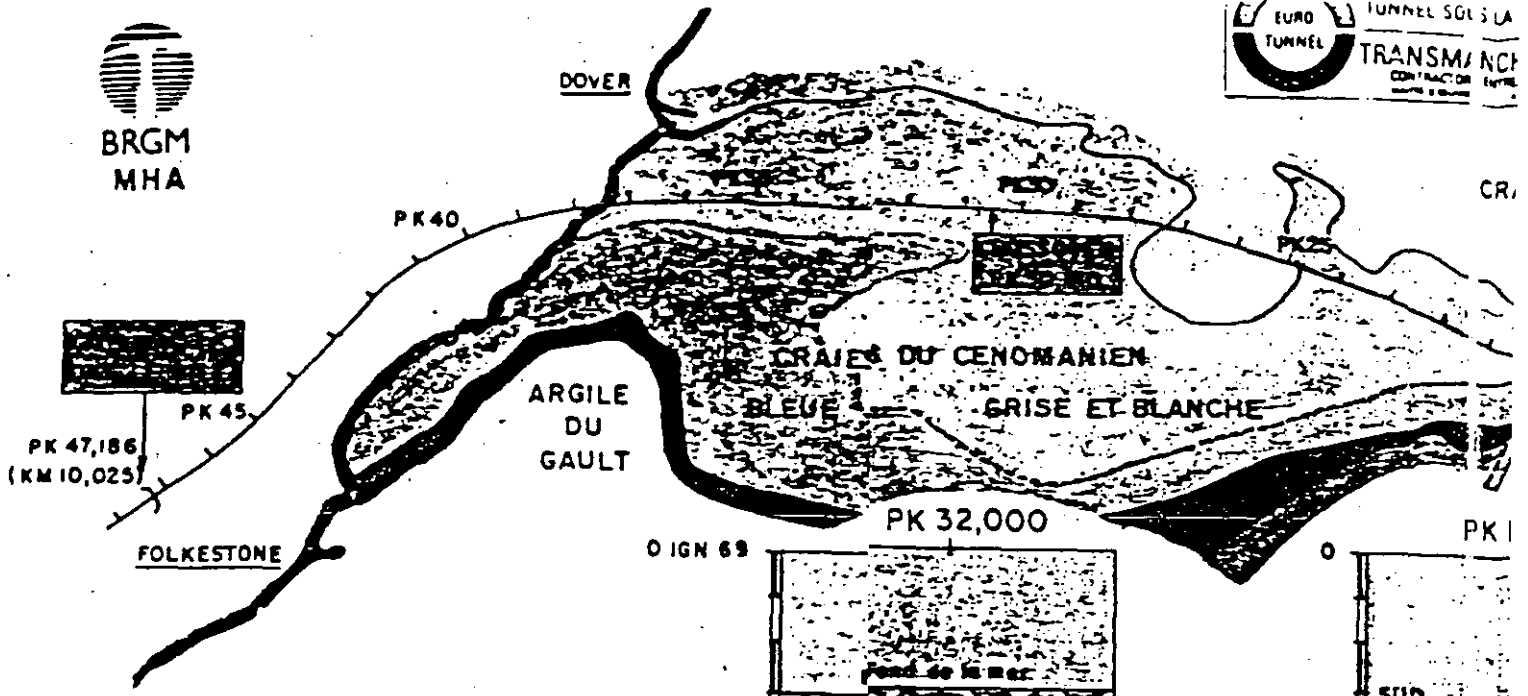
Tunnel Sous La Manche

Transmanche Link

PERFIL GEOLOGICO SIMPLIFICADO A LO LARGO

DEL TUNEL FERROVIARIO SUR

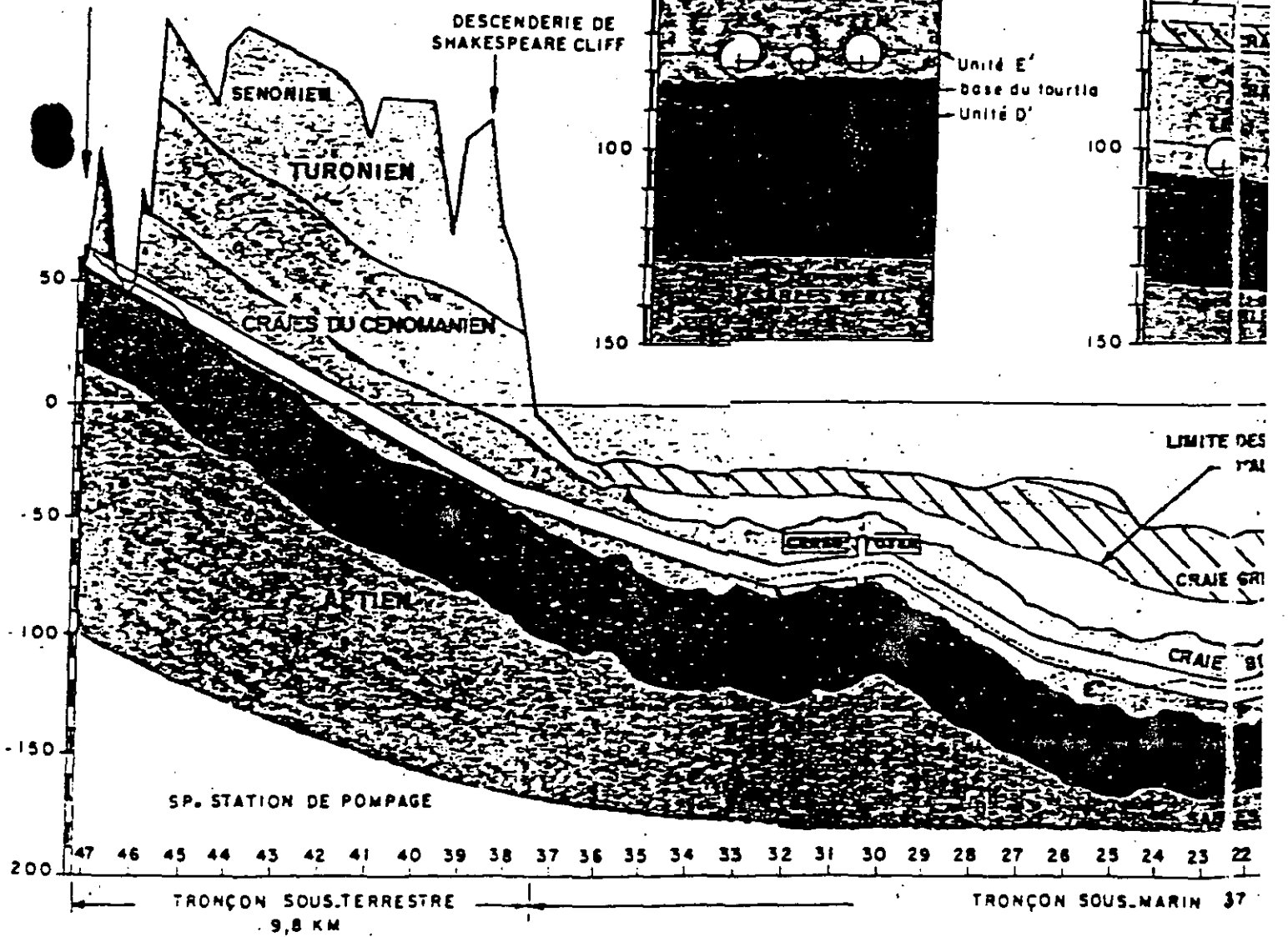
Julio de 1991



UK

PORTAIL DE CASTLE HILL

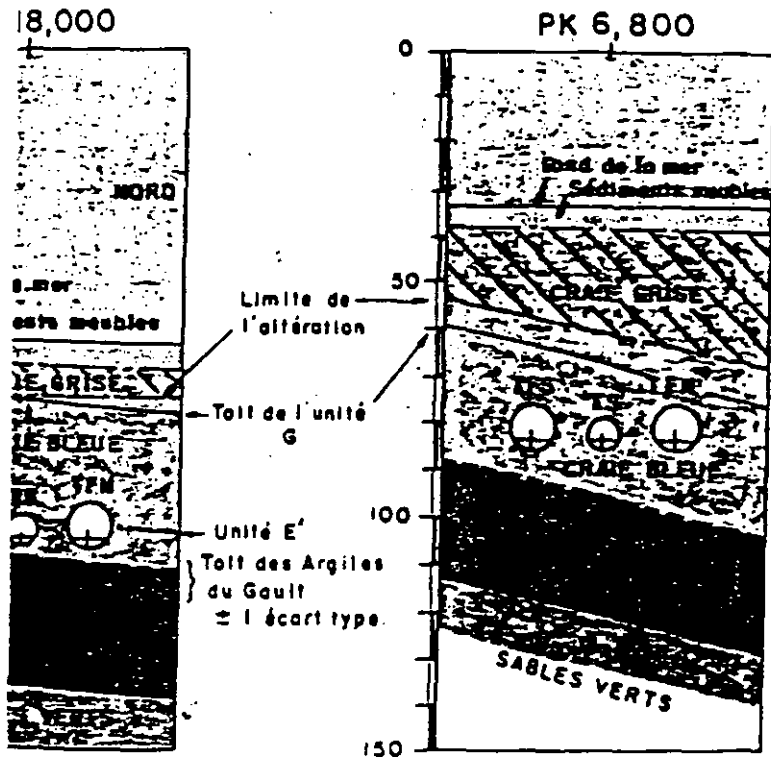
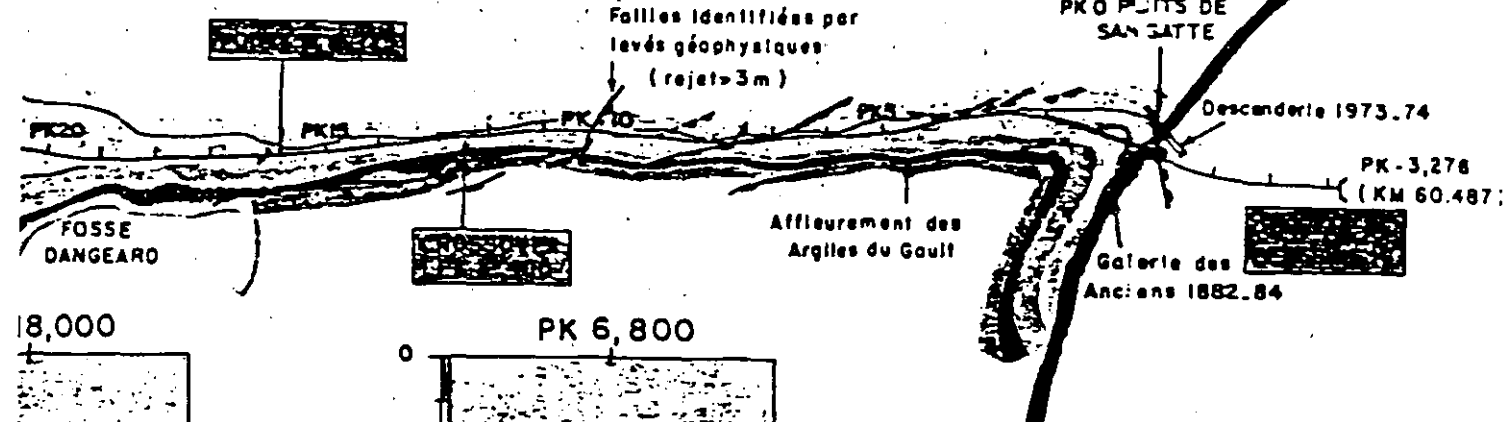
DESCENDRIE DE SHAKESPEARE CLIFF



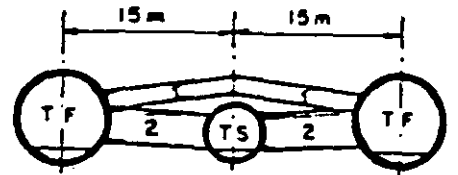
VUE EN PLAN



ALLES DU TURONIEN ET DU SENONIEN



- ① Rameau de pistonnement
- ② Rameau de communication

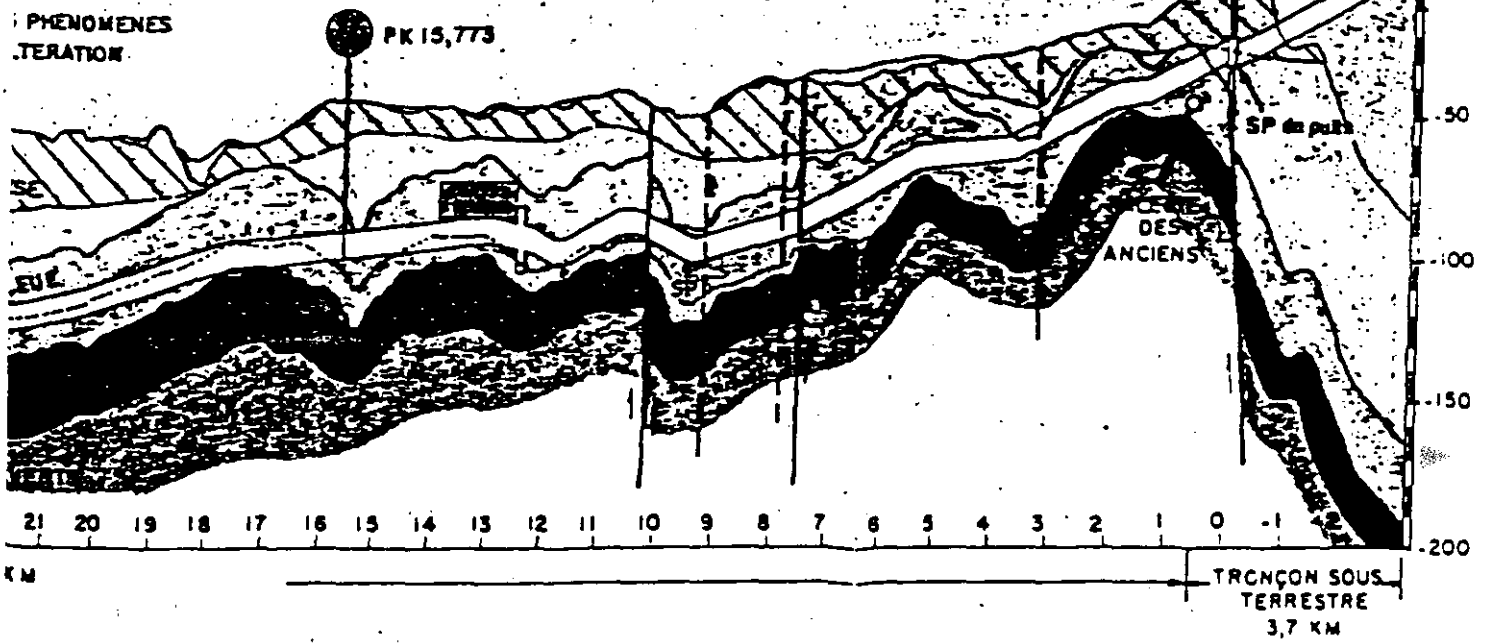


TUNNEL FERROVIAIRE
 Ø excavation 8,80 m
 Ø intérieur 7,60 m

TUNNEL DE SERVICE
 Ø excavation 5,74 m
 Ø intérieur 4,80 m



Niveau moyen de la mer = 0 "IGN 69"





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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION.

CUARTO MODULO:

*TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

UN TUNEL PARA EUROPA

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL

PALACIO DE MINERIA

A N E X O . No. 3

U N T U N E L P A R A E U R O P A

Traducción del artículo titulado:

Un Túnel per L'Europa

Autor: Paolo Patrino, reportero corresponsal en

Londres del diario La Stampa.

Traductor: Ing. Francisco Mendoza von Borstel

Julio de 1991

A N E X O No. 3

U N T U N E L P A R A E U R O P A

TRADUCCION DEL ARTICULO UN TUNEL PER L'EUROPA

Autor: Paolo Patruno.

Revista: Ulisse 2000.

Las obras en proceso bajo el Canal de La Mancha(1) constituyen una de las empresas humanas más fascinantes del Siglo XX.

De acuerdo con los cálculos de los científicos, Inglaterra se separó de Europa hace 8,000 años emigrando hacia el Océano y se transformó en una isla. En el curso del mes de Noviembre de 1990, a menos que se presente algún tropiezo imprevisto, por primera vez desde aquella remota era geológica Inglaterra recobrará su cordón salvavidas con Europa que ha constituido su elabón permanente, aún cuando haya estado sepultado a 50 m debajo del mar.

Nota del T.(1): Erróneamente en español se denomina Canal de La Mancha, a pesar de que en francés significa Canal de La Manga.

Después de un escepticismo y una creciente incredulidad, seguido por un gran asombro, estamos ahora siendo testigos del capítulo final de una de las más fascinantes empresas humanas del Siglo XX: la construcción del Túnel bajo el Canal. Antes de que el invierno descienda sobre sus agitadas aguas, el túnel de servicio será terminado (alrededor de treinta millas de longitud en su mayor parte bajo el mar y parcialmente bajo tierra firme). El túnel de servicio, complementado paralelamente con dos túneles ferroviarios, unirá Londres con París a mediados de 1993, si todo marcha de acuerdo con el programa. A partir de esa fecha, cada 15 minutos los trenes transbordadores circularán con pasajeros, automóviles, carros de ferrocarril para el transporte de vehículos y furgones para carga. Se espera que el rápido viaje de 30 minutos bajo el fondo del mar impulsará en forma imprescedente al turismo y al comercio.

En estas condiciones Europa quedará realmente unida en la vida diaria, así como en los retóricos aspectos políticos y diplomáticos. En términos ingenieriles, la construcción del Túnel del Canal constituye una proeza de las que hacen época, que será consignado en los libros de historia, como es el caso de la apertura del Canal de Suez o la llegada del hombre a la luna.

En efecto, durante siglos los hombres se han parado sobre las arenosas playas de Normandía y en Pas de Calais o bien en los acantilados blancos de Dover sonando reunir artificialmente lo que la Naturaleza dividió en los albores del tiempo. A decir verdad,

los habitantes del continente han acariciado este sueño en aras del progreso científico y el libre comercio, dos expresiones frecuentemente utilizadas meramente para encubrir los menos edificantes deseos de conquista militar. En los últimos doscientos años la prensa ha informado sobre no menos de una docena de proyectos para unir Inglaterra con el resto de Europa, bien sea por medio de puentes, túneles u otras brillantes ideas. De todos estos proyectos uno será suficiente a guisa de ilustración: en 1802 el Ing. francés Albert Mathieu-Favre presentó a la consideración de Napoleón un plan para construir un túnel bajo el mar, iluminado con candelabros, para el paso de carruajes tirados por caballos, principal medio de transporte de aquellos tiempos. La duración estimada para el viaje era de cinco horas. Sin embargo esta idea no cristalizó principalmente porque Napoleón cayó del poder. A pesar de esto, antes de fines del fértil Siglo XIX hubo una persona que realmente inició el trabajo en el Túnel del Canal. El Coronel F.E.B. Beaumont, un empresario inglés cuyo nombre revela su origen francés, concibió un proyecto de ferrocarril para la Compañía Ferroviaria del Sureste e inició en 1881 la excavación en el acantilado de Shakespeare, cerca de Folkestone, en el preciso lugar en donde un siglo después se erigió una enorme planta de construcción, destinada la mitad para trabajos arriba del suelo y el resto para obras subterráneas, a profundidades de unos cien metros bajo el nivel del mar. Esto constituye ahora el signo visible de un esfuerzo más decidido para realizar y concluir triunfalmente este increíble plan.

Cabe mencionar que en 1881 el proyecto de Beaumont fue diferido debido a que el Gobierno de Su Majestad se aterrorizó ante la idea de que elementos "subversivos" de toda Europa pudieran aprovechar el nuevo túnel para infiltrarse en el suelo británico ajeno a disturbios. En estas condiciones, dos años después de haberse iniciado las obras este proyecto también fué arrumbado. A estas fechas solamente 2,000 yardas del túnel se habían completado en el lado británico y apenas 1,839 m por el lado francés. Tal decisión se adoptó a pesar de que la Reina Victoria, que padecía mareos anoraba disponer de "algo, cualquiera que fuera" posible encontrar que la librara de las tribulaciones que le causaba el viaje por mar al continente, debido a que por su parte el cáustico Primer Ministro Lord Palmerston, cuya desconfianza de la Europa Continental estaba tan profundamente enraizada en su mente que le hacía proclamar en voz en cuello, ante cualquiera que lo escuchara, que "nunca deberíamos reducir la distancia de por si ya demasiado corta", aludiendo a la anchura del Canal Inglés.

En esta forma durante varias décadas ya no se volvió a hablar del Túnel bajo el Canal, debido parcialmente al resultado de la Primera Guerra Mundial. Sin embargo, nuevamente en los años treinta la idea volvió a resurgir con el Proyecto de André Basdevante, consistente en disponer de un enlace carretero y ferroviario. También entonces el proyecto fue archivado a consecuencia del rápido deterioro en la situación internacional y la guerra de Hitler contra Inglaterra y como consecuencia también del monopolio que tenían las empresas para cruzar en barco el Canal.

Finalmente, en su turno Mrs. Thatcher condicionó la aceptación del proyecto a cambio de que, "por lo menos por ahora", Inglaterra no introduciría trenes de alta velocidad en el tramo de Londres al Túnel del Canal, para no incrementar los impuestos fiscales. Es verdad que el consentimiento de Mrs. Thatcher realmente no facilitó el cambio para la construcción del Túnel, ya que inmediatamente precisó que no se dispondría de ninguna ayuda financiera gubernamental proveniente de la bolsa de los contribuyentes. En consecuencia el apoyo financiero debería ser precisamente de origen privado. En respuesta a esta actitud, cincuenta bancos, (no solamente Ingleses y Franceses, sino también Americanos, Alemanes, Italianos y Japoneses siendo estos últimos los más numerosos) tomaron la iniciativa y constituyeron un consorcio para financiar este mega-proyecto. No obstante, las dificultades no tardaron en aparecer. Debido a que el costo inicial, estimado en un poco más de 4,500 millones de libras esterlinas, resultaba superior a 8,000 millones. Además de que, según los cálculos de los banqueros, antes de junio de 1993, en que se ha programado poner en servicio el Túnel, dichos costos podrían alcanzar a algo así como 9,500 millones de libras esterlinas.

A pesar de todos los escollos, los trabajos continuaron ininterrumpidamente en tierra y bajo el mar a un ritmo de 24 horas por día. A bajo, en la profundidad, en que no se notaba la diferencia entre el día y la noche, las cuadrillas de veinte a treinta hombres trabajaban en turnos alternados en los túneles, guiado por computadoras y rayos laser que no permiten desviaciones

mayores de algunas pulgadas, es decir prácticamente ninguna, a fin de asegurar que los dos lados eventualmente se junten. Un pequeño "ejército bajo el mar" está trabajando con un total de treinta mil hombres en los dos frentes, perfectamente organizados y determinados a cumplir con este excepcional reto. Desafortunadamente y a pesar de todas las precauciones tomadas, el proyecto ha cobrado varias víctimas entre la esforzada fuerza de trabajo:

Inevitablemente en noviembre de 1990, cuando se termine el túnel de servicio los grupos de trabajo de Ingleses y Franceses triunfalmente se encontrarán para felicitarse y los tapones de champana volarán, porque se habrá logrado una de las grandes hazanas del Siglo, un hecho que captura la imaginación de la gente. Entonces y solamente entonces la terminación del Túnel del Canal dejará de ser una dudosa meta.

El túnel de servicio que está a punto de terminarse será una arteria de 4.50 m de diámetro, y al mismo tiempo se prosigue la construcción de los dos túneles ferroviarios. Bajo el mar se está construyendo una larga cadena de masas de concreto reforzado y pilotes de acero, con un peso equivalente al de tres torres Eiffel. Las excavaciones se están llevando a cabo con una docena de gigantescos "topos" dotados de dientes de acero, que miden 270 m de largo y pesan 500 toneladas. Los topos avanzan lentamente triturando y devorando la roca, mientras giran sus cabezas cortadoras, a un ritmo de avance de 200 m por semana. Los dos túneles principales tendrán a su terminación 7.5 m de diámetro,

justo lo suficiente para permitir el paso a través de ellos a trenes a 150 km por hora de velocidad.

Los túneles ferroviarios estarán interconectados al túnel de servicio por conductos a intervalos de 375 m, que constituirán vías de escape de emergencia en eventos tales como descomposturas o accidentes. Otras conexiones con el túnel de servicio servirán para la ventilación. Adicionalmente se tendrán sitios a la mitad del camino en donde los trenes podrán pasarse de un túnel al otro en casos de accidentes o bien cuando se lleven a cabo trabajos de mantenimiento. Cuando se concluyan los túneles bajo el agua, constituirán los más largos del mundo: un total de 150 km.

entre las terminales de Folkestone y Coquelles. En este último lugar los Franceses están construyendo una área de convivencia para la Europa reunida, que han denominado el "campo de brocado", (o sea tela de oro), en conmemoración del histórico encuentro acaecido en 1520, en la misma Coquelles, entre Enrique VIII y Francisco I.

Aseguran los directores del consorcio Anglo-Francés con Eurotúnel que todo se ha previsto para proteger a los pasajeros en caso de descomposturas de los trenes, incendios o sabotaje por terroristas. A este respecto los Ingleses han insistido en disponer de vallas especiales para prevenir que entren al Túnel perros con hidrofobia, lo que constituye una vieja pesadilla que las Islas Británicas han logrado evitar mediante el "feliz aislamiento" de Continente que está a punto de desaparecer para siempre.

Un tunnel per l'Europa

di Paolo Patruno

*Sotto la Manica si sta realizzando
una delle più affascinanti imprese del secolo.*

Londra - Ottomila anni fa, hanno calcolato gli scienziati, l'Inghilterra si staccò dal continente europeo, andando alla deriva nell'Oceano e trasformandosi in isola. Ebbene, per la prima volta da quella remota era geologica, nelle prossime settimane se non addirittura nei prossimi giorni se non interverranno complicazioni impreviste, l'Inghilterra recupererà il perduto cordone ombelicale con l'Europa, un legame fisso anche se sprofondato cinquanta metri sotto il fondo del mare. Perché, prima scettici e increduli, poi attoniti, oggi finalmente siamo arrivati al capitolo conclusivo di una delle più affascinanti avventure umane del secolo, la costruzione della galleria sotto la Manica.

Prima che l'inverno increspi le burrascose acque della Manica, infatti, verrà ultimato il tunnel di servizio (50 chilometri di cunicolo un po' sottoterra e la maggior parte sottomarino), corollario della duplice galleria ferroviaria che a metà del '93, stando ai programmi, collegherà Parigi a Londra. Su speciali treni-navetta verranno trasportati con cadenza ogni quarto d'ora migliaia di passeggeri con auto al seguito e camion con merci. Insomma, con una rapida corsa di mezz'ora circa sotto il letto della Manica, turismo e commercio riceveranno nuovo slancio. E l'Europa, al di là delle formule politiche e diplomatiche, sarà davvero più unita nella realtà quotidiana.

La costruzione della galleria sotto la Manica rappresenta una sfida tecnologica eccezionale, temeraria, di quelle che segnano davvero un'epoca, che compaiono sui libri di storia come l'apertura del canale di Suez o la conquista della Luna. Perché per decenni, o meglio per secoli, l'uomo appostato sulle spiagge sabbiose della Normandia e del Pas de Calais oppure sulle bianche scogliere di Dover è sempre stato irresistibilmente attratto dal sogno di congiungere di nuovo, artificialmente, quello che la natura aveva separato nell'alba dei secoli.

A dire il vero, sono stati soprattutto i «continentali» a subire questa tentazione, in nome del progresso della scienza o della libertà di ►►

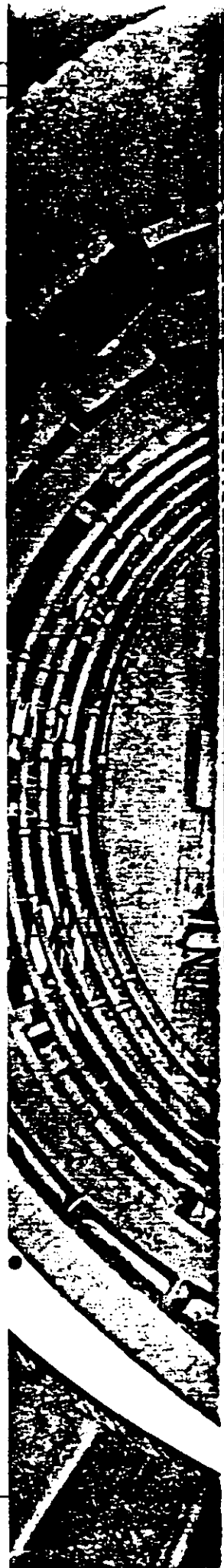
A TUNNEL FOR EUROPE

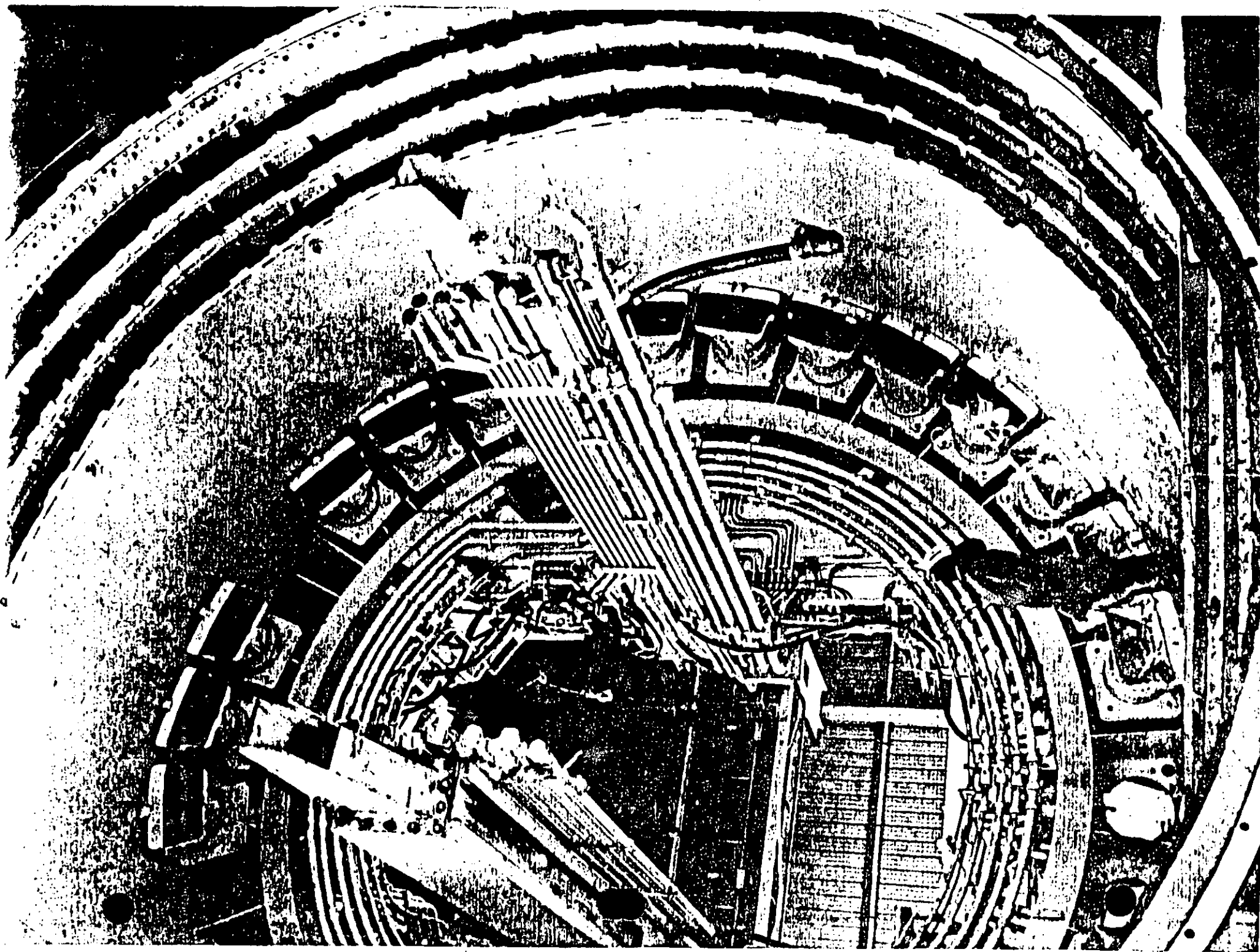
by Paolo Patruno

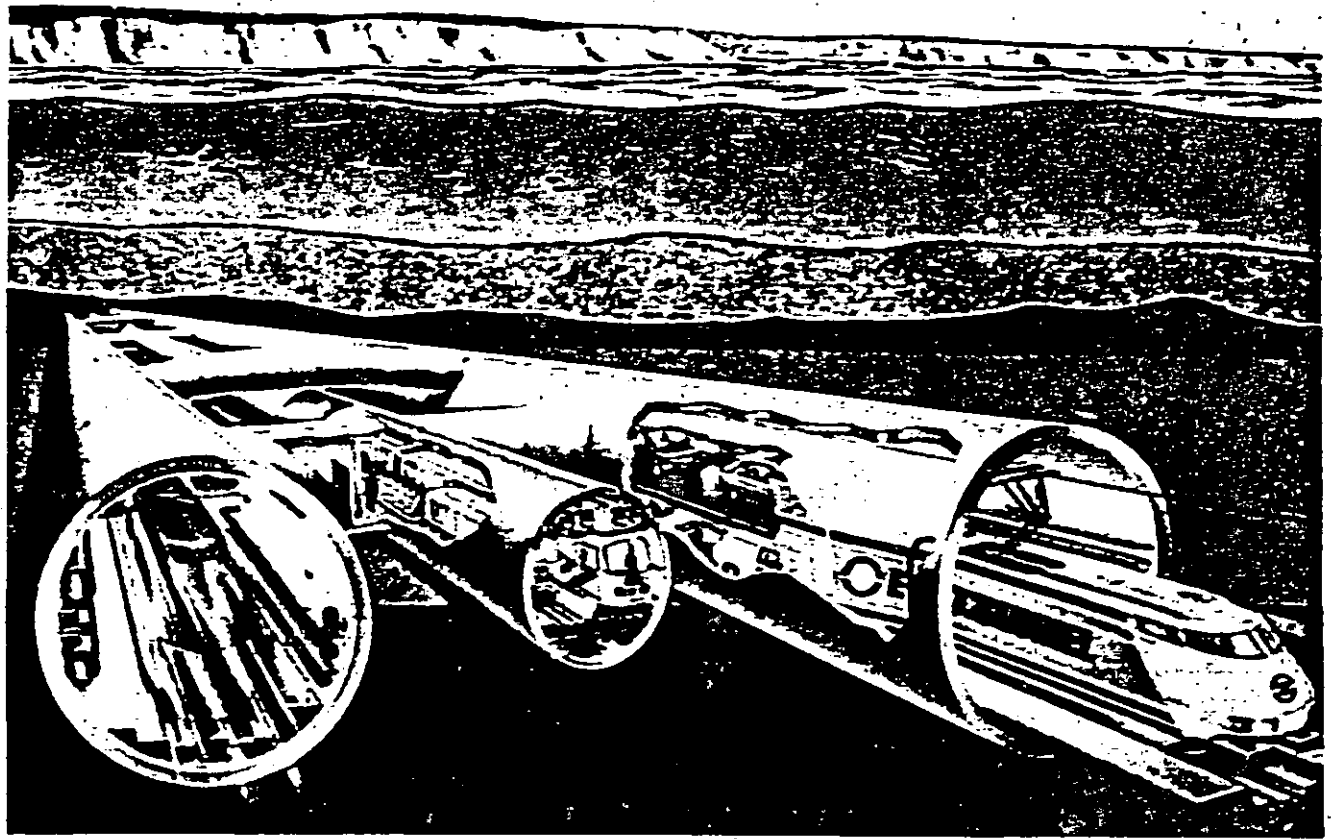
The work in progress under the Channel is one of the most fascinating human enterprises of the twentieth century.

According to the calculations of scientists, England broke away from Europe eight thousand years ago, drifting out into the ocean and becoming an island. In the next few weeks, if not the next few days (if nothing unexpected goes wrong), for the first time since that remote geological era England will recover its lifeline to Europe — a permanent link, even though it is buried fifty meters beneath the bottom of the sea. For, after great scepticism and incredulity, followed by astonishment, we are now witnessing the final chapter in one of the most fascinating human enterprises of the twentieth century — the construction of the Channel tunnel. Before winter descends on the choppy waters of the Channel, in fact, the service tunnel will be brought to completion (almost thirty-five miles long, mainly under the sea though partly under the mainland). The service tunnel will run parallel to the two rail tunnels which will link London and Paris from mid-1993, if everything goes according to plan. Every fifteen minutes, special shuttle trains will load up with passengers, cars, lorries, and freight. The rapid thirty-minute journey under the bed of the sea should give tourism and trade an unprecedented boost.

And Europe really will be united, in day-to-day life as well as in political and diplomatic rhetoric. In engineering terms, the construction of the Channel tunnel is an extraordinary, epoch-making challenge, the sort that will go down in the history books, like the opening of the Suez Canal or the landing on the Moon. For centuries, in fact, men who have stood on the sandy beaches of Normandy and Pas de Calais or on the white cliffs of Dover have dreamt of rejoining artificially what ►►







commercio, con due dizioni che spesso servivano soltanto a mascherare mire meno confessabili, di penetrazione, di conquista militare. Negli ultimi due secoli, le cronache hanno registrato almeno una dozzina di progetti per saldare l'isola al continente mediante ponti, gallerie o altre trovate. Fra tanti, basti ricordare il piano dell'ingegnere minerario francese Albert Mathieu-Fravre, sottoposto a Napoleone nel 1802. Prevedeva una galleria sottomarina illuminata da candelabri nella quale potessero transitare le carrozze a cavallo, che erano il mezzo di locomozione dell'epoca. Tempo di percorrenza: cinque ore. Ma non se ne fece nulla, complice la caduta di Napoleone.

Eppure, prima che il fecondo Ottocento terminasse, ci fu qualcuno che cominciò davvero a lavorare, concretamente, sul terreno, al progetto di galleria. L'intraprendente colonnello F.E.B. Beaumont, un inglese di origine francese come indica il cognome, studiò un progetto ferroviario per la South-Eastern Railway Company iniziando i lavori di scavo nel 1881, dalla Shakespeare Cliff, le scogliere presso Folkestone. Proprio dove oggi, oltre un secolo dopo, un gigantesco cantiere per metà a cielo aperto e per metà sprofondato cento metri sotto il mare, ha rilanciato i lavori con ben maggiore determinazione per portare a termine vittoriosamente questo fantascientifico progetto.

Quella volta, invece, il tunnel si arrestò in fretta: il governo di Sua Maestà era terrorizzato all'idea che i «sovversivi» di tutt'Europa ►►

Il disegno indica la complessa opera del tunnel sotto la Manica: i due tunnel di marcia e quello di servizio al centro.

Schematic drawing of the Channel Tunnel, with two tunnels for vehicles and a service tunnel in the middle.

Nature had divided at the dawn of time.

To tell the truth, it is mainly the Continentals who have nurtured this dream, in the name of scientific progress and free trade — two expressions often used merely to mask the less edifying aim of military conquest. In the last two hundred years, the press have reported at least a dozen projects to join England to the rest of Europe by means of bridges, tunnels, or other brilliant ideas. Of all these projects, one will suffice as an illustration — in 1802 the French mining engineer Albert Mathieu-Fravre presented Napoleon with a plan for a tunnel under the sea, illuminated by candelabra, for the passage of horsedrawn carriages, the principal means of transport at that time. The estimated journey time was five hours. But nothing came of it, partly because Napoleon fell from power.

And yet, before the end of the fertile nineteenth century, there was one person who actually started work on the ground for a Channel tunnel. Colonel F.E.B. Beaumont, an enterprising Englishman whose surname clearly betrays French origins, devised a railway project for the South-Eastern Railway Company, and digging began in 1881 at Shakespeare Cliff, near Folkestone. At the very place where, more than a century later, an enormous construction site, half above ground and half one hundred meters beneath the sea, is the visible sign of a much more determined effort to bring the incredible plan to a triumphant conclusion.

In 1881, however, the tunnel came to a rapid standstill. Her Majesty's government were terrified at the idea that "subversives" from all over ►►



Unfortunately, however, the project has claimed a number of victims among this dedicated workforce.

But in November, when the service tunnel should be completed, the English and French teams will meet with triumphant handshakes, and champagne corks will be flying, because it will be one of the great successes of the century, a feat to capture the imagination of the people. Then, and only then, the completion of the Channel tunnel will no longer be in doubt.

The service tunnel, then, is about to be completed, an artery 4.5 meters in diameter, while work continues on the two railway tunnels. Under the sea there is a long chain of masses of reinforced concrete, and steel piles equivalent to three Eiffel Towers are assembled as the tunneling progresses, carried out by a dozen giant "moles" with steel teeth, up to 270 meters long and weighing 500 tons. The moles move slowly forward, shattering and swallowing rocks with their rotating blades, at a rate of 200 meters a week. The two main tunnels are 7.5 meters in diameter, just enough for the 150kph trains to pass through.

The two railway tunnels are connected to the service tunnel by passages at intervals of 375 meters, emergency exits in the event of breakdowns or accidents. Other connections with the service tunnel will be

da una galleria all'altra in caso di incidenti o di lavori di manutenzione. Alla fine sarà completato così il più lungo sistema di tunnel sottomarini del mondo, 150 chilometri dal terminal di Folkestone a quello di Coquelles. Qui i francesi stanno approntando una speciale area di incontro dell'Europa riunita, denominata «il Campo del Drappo d'Oro» per ricordare lo storico incontro avvenuto nel 1520 proprio a Coquelles fra Enrico VIII e Francesco I.

Tutto è stato studiato, sostengono i responsabili del consorzio anglo-francese Eurotunnel, per garantire la sicurezza dei viaggiatori da guasti, incendi, sabotaggi terroristici. Gli inglesi hanno anche ottenuto speciali griglie per impedire che nel tunnel s'infilino cani ammalati di rabbia. Un vecchio incubo, dal quale l'isola inglese è stata finora risparmiata, uno dei segni del suo «felice isolazionismo» dal Continente che sta per finire.

Paolo PATRUNO, giornalista, corrispondente de «La Stampa» da Londra.

Una visione dall'alto del terminale di Folkestone, in Inghilterra.

The terminal at the Folkestone end of the tunnel in England.

made for ventilation, and there will be points halfway along where trains will be able to switch from one tunnel to the other in case of accident or when maintenance work is being carried out. When finished, it will be the longest tunnel under the sea in the world, 150 kilometers from the Folkestone terminal to the Coquelles terminal. Here the French are building a special meeting area for reunited Europe, called "the Field of the Cloth of Gold" in commemoration of the historic meeting in 1520, at Coquelles itself, between Henry VIII and Francis I. Everything has been studied, claim the directors of the Anglo-French consortium Eurotunnel, to protect passengers from breakdowns, fires, or terrorist sabotage. The English have even insisted on special grills to prevent rabid dogs from entering the tunnel. An old nightmare, which the British Isles have so far managed to avoid, one of the signs of the "happy isolation" from the Continent which is about to come to an end.

Paolo PATRUNO, journalist, the daily La Stampa's correspondent in London.



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

*CUARTO MODULO:
TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

INGLATERRA YA NO ES UNA ISLA

PALACIO DE MINERIA

A N E X O No. 4

INGLATERRA YA NO ES UNA ISLA

Traducción del artículo titulado

L'angleterre n'est plus une île

Publicado en la Revista

Science & Vie No. 879-Diciembre 1990

Autor: Philippe Donnaes.

Traductor: Ing. Francisco Mendoza von Borstel.

Julio de 1991

INGLATERRA YA NO ES UNA ISLA

En tres horas un parisino se trasladará a Londres sin haber abordado un barco. Después de cuatro años de trabajo durante los cuales los accionistas de Eurotúnel habían cejado de confiar, los dos equipos de trabajo, franceses e ingleses se encontrarán victoriosos a más de 100 m bajo el nivel del mar (aproximadamente a 40 m bajo el nivel del fondo marino del Canal de la Mancha)(1). A partir de 1993 por esta obra se transportarán anualmente treinta millones de pasajeros y 15 millones de toneladas de carga, que viajarán a 160 km/hora por un triple conducto de 50 km de longitud. Jean de Gand, personaje de la literatura de Shakespeare, se retorcerá en su tumba deplorando que Inglaterra ya no estará aislada: "esta tierra preciosa engarzada en un mar de plata... este trono real... este otro Edén, un semi paraíso,... esta fortaleza construida por la misma naturaleza, contra la infección y contra la gran guerra..."

Nota del T.(1): Erróneamente en español se le denomina Canal de La Mancha, a pesar de que en francés significa Canal de La Manga.

DE COQUELLES A FOLKESTONE EN TRENES DE ALTA VELOCIDAD
PARA CRUZAR EL CANAL DE LA MANCHA.

Cuando el Túnel bajo el Canal de la Mancha entre en servicio en junio de 1993 será posible viajar en tren de Francia a Inglaterra. Los convoyes del tren de alta velocidad (TGV) estarán constituidos por vagones especiales para el transporte de pasajeros, automóviles (ya que el Túnel no tendrá caminos carreteros) y carga, en poco más de tres horas entre París y Londres, a velocidades de punta de 150 km/hora. Los tres conductos que unirán la terminal de Coquelles y su homóloga inglesa en Folkestone, tendrán una longitud de alrededor de 50 km, que en el lugar más profundo se encontrará a 128 m bajo el nivel del agua en el Canal de la Mancha.

Entre las dos galerías ferroviarias paralelas, de 7.60 m de diámetro cada una, habrá un túnel de menores dimensiones, 4.80 m de diámetro, interconectado a cada 375 m con sus dos grandes hermanos. Este tercer túnel constituirá en realidad una ruta interior que contendrá todos los servicios de mantenimiento y evacuación en casos de emergencia. Igualmente llevará el sistema de ventilación de todo el proyecto. Adicionalmente, en caso de accidente o incendios graves, los pasajeros y el personal podrán ser evacuados y trasladados a refugios especiales mientras llegan los auxilios. Dos interconexiones, una a 17 km de la costa

francesa y otra a 8 km de la costa inglesa permitirán pasar de uno a otro de los conductos ferroviario en caso de averías o accidentes.

Los trabajos del cruzamiento se iniciaron en 1987, a partir del acantilado de Shakespeare en la costa inglesa. En la costa francesa la salida se encuentra en Sangatte, a 10 km de Calais en donde se construyó una gran lumbrera de 57 m de diámetro y 57 m de profundidad. A partir de este punto estratégico de construcción, las cuadrillas de tuneleros franceses iniciaron los tres túneles (dos ferroviarios y uno de mantenimiento), bajo el Canal de la Mancha. Simultáneamente en Sangatte se comenzaron los tres conductos hacia el portal de Beussingue en la terminal de Coquelles. Dos de estos túneles, uno para los servicios y el otro para cruzar hacia la galería ferroviaria en Sangatte-Beussingue permiten que esta terminal constituya un lugar de retorno.

En total, los Franceses y los Ingleses han excavado simultáneamente con 11 topos a máxima velocidad. Las máquinas francesas se han construido para transformarse en verdaderos submarinos, debido a que la creta azul en el subsuelo de la Mancha se caracteriza por la presencia, en el lado francés, de numerosas fallas que dan lugar a la entrada de filtraciones más o menos importantes.

En la lumbrera abierta en Sangatte se recibe la rezaga triturada proveniente de los túneles y desde allí se bombea, adicionada con

agua, hasta el sitio de decantación y almacenamiento en Flond-Pingnon.

A fines de diciembre, en los últimos metros antes de la unión de los dos frentes de excavación del túnel central, el topo Robbins británico se desviará completamente fuera del eje del conducto, empotrándose en la creta para permitir que el topo Brigitte, su homólogo francés, tenga vía libre y el honor de concluir el trabajo. A partir de este instante, Inglaterra ya no será una isla, y se transformará en una península de Europa.

ONCE TOPOS PARA EXCAVAR 150 KM DE GALERIAS.

Brigitte, Severine, Catherine, Virginie y las otras... son los encantadores nombres femeninos asignados a los monstruos subterráneos que excavan los túneles a un ritmo de 500 m por mes cada uno. Los topos, que semejan orugas subterráneas, cuyo peso oscila entre 1,000 y 2,500 toneladas constituyen verdaderas orugas telúricas formadas por una sección cilíndrica de corte de 12 m de longitud y un diámetro de 8.80 m en el caso de las máquinas para excavar los dos túneles ferroviarios. Son equipos con una altura equivalente a un edificio de tres pisos. La parte frontal del equipo cortador se prolonga en una sección de alrededor de 250 m de longitud dentro de la cual se agrupan todas las funciones vitales mecánicas y la logística de la construcción

constituida por: evacuación de la rezaga, colocación e inyección de empaque de las dovelas del revestimiento, el sistema de engrase, la ventilación y la alimentación eléctrica.

Cada una de las excavadoras del túnel utilizadas en el lado francés son en verdad híbridos mutantes capaces de transformarse instantánea y voluntariamente en verdadero submarinos, que deben resistir presiones de agua hasta de 11 kg/cm², es decir una presión hidrostática total de unas 6000 toneladas a lo largo del topo. En realidad y contrariamente a los homólogos topes británicos que trabajarán continuamente dentro de una capa de creta azul, homogénea e impermeable, los equipos franceses tendrán que avanzar dentro de un susuelo heterogéneo caracterizado por la presencia de numerosas zonas fracturadas. En consecuencia, al cruzar una falla geológica con agua a alta presión, la cabeza rotatoria de la máquina deberá hacerse totalmente hermética para constituir así un tapón estanco de la excavación. En estas condiciones el topo avanzará entonces a menor velocidad permitiendo que en la parte posterior el material y el personal trabajen en una zona de seguridad prácticamente seca.

Después de concluir el primer tramo del túnel ferroviario entre Sangatte y Coquelles, el 18 de diciembre de 1989, la máquina será volteada para trabajar hacia Sangatte. En el portal de

Coquelles el topo será girado para iniciar su excavación en el segundo túnel ferroviario. En virtud de no disponerse de una grúa capaz de levantar en una sola maniobra las 800 toneladas que pesa la cabeza del topo y para evitar tener que desmontar la máquina para situarla en el nuevo frente de trabajo se ha recurrido a realizar tal operación mediante el empleo de 32 cojines de aire inflados a una presión de 3.5 kg/cm², lo cual se logra con 6 compresoras capaces de suministrar 140,000 litros de aire por minuto. La delicada operación se realiza sobre una losa de concreto recubierta con una capa de pintura a base de resina epóxica destinada a asegurar una perfecta estanquidad del aire, como la que se utiliza en los hidrodesslizadores Hovercraft.

SISTEMA DE SEGURIDAD

Con objeto de proporcionar la máxima protección a los trabajadores se implantó una Organización de Seguridad en la "Obra del Siglo" que se mantiene 24 horas al día y durante los 7 días de la semana.

Antes de iniciar la operación del topo, el operador penetra por una esclusa a la zona de corte para inspeccionar el desgaste de los dientes cortadores de la cabeza rotatoria y verificar la calidad de la roca en el frente de trabajo.

El 27 de abril de 1989 el topo T4, identificado por los trabajadores como Virgine, efectuó una salida triunfal en el portal de Beussingue, mostrando a los espectadores su cabeza cortada e erizada de dientes de carburo de tungsteno. Este primer evento ocurrió después de 10 meses de reptación subterránea en un tramo del túnel de servicio de 3.2 km, desde la lumbrera de Sangatte a la terminal de Coquelles.

720,000 DOVELAS BAJO EL CANAL DE LA MANCHA.

El revestimiento de los 150 km de galerías que constituyen el Túnel bajo la Mancha requerirá la colocación de 120,000 anillos constituidos cada uno de 6 dovelas o vértebras de concreto armado prefabricadas, de 32 a 40 cm de espesor, que asegurarán la solidez y estanqueidad de la obra. De las 720,000 dovelas, con un peso de 6 a 8 toneladas cada una, 221,000 se necesitan para los 57 km de galerías, las que fueron fabricadas en una planta instalada en Sangatte en la que se consumieron 490,000 m³ de concreto y 35,000 toneladas de acero, equivalentes a tres veces el metal que se utilizó en la torre Eiffel.

El refuerzo de cada dovela se fabrica de varillas corrugadas sol-

dadas automáticamente, que se introducen, formando una sola pieza en los moldes de acero, posteriormente se rellenan de concreto los moldes en cinco líneas de colado. Los moldes rellenos de concreto se introducen después en estufas para acelerar el fraguado y permitir la remoción de las piezas a las 8 horas del colado. Posteriormente se limpian y pesanan manualmente las dovelas así prefabricadas antes de trasladarlas al patio de almacenamiento.

A los 28 días de fraguado se alcanza la resistencia de 55 megapascales, o sea alrededor de un 20% mayor resistencia que el de los concretos normales. Una vez que las dovelas son marcadas con tinta indeleble para su posterior identificación, se recubren en todo su perímetro con un compuesto de neopreno capaz de garantizar la impermeabilidad que demanda el proyecto.

En caso de que la excavación del Túnel cruce una falla geológica transversal, el topo se enfrentará con el agua infiltrada proveniente del Canal de la ~~Margna~~ y en estas condiciones estará sujeto a una presión de 10 kg/cm², correspondiente a una columna líquida de 100 m de altura.

De acuerdo con el trazo de cada túnel y el tipo de éstos, es decir el ferroviario o el de mantenimiento, el personal a bordo del topo ordenará y seleccionará entre 57 tipos de dovelas, las adecuadas para formar el anillo que se requiere para proseguir el

trabajo. Esta solicitud la recibirá el operador de Sangatte que a su vez, la transmitirá a un banco de información automatizado que procederá a localizar las dovelas, las cuales serán cargadas por una de las 5 grúas de pórtico que se mueven en un "mar de concreto". Las 40 toneladas de este monstruoso rompecabezas de 6 dovelas serán transportadas y descendidas por las galerías hasta ser depositadas en las vagonetas que las conducirán hasta los brazos erectores disponibles en el topo.

Una vez que las 6 dovelas se hayan colocado, con una precisión de milímetros, se atornillarán dentro del mismo topo. A continuación la máquina avanzará para que el anillo de dovelas quede fuera de la sección cilíndrica posterior de la misma. Finalmente se inyectará un mortero entre el anillo de dovelas y la excavación del conducto a fin de empaclarlo y solidarizarlo con la formación geológica.

En esta forma, como una serpiente subterránea que emerge de su antigua piel, la máquina tunelera avanza, empujada por gatos hidráulicos dentro de la roca, dejando atrás un nuevo anillo colado que constituye el revestimiento final del Túnel. Terminado lo anterior, se repetirá el ciclo de construcción avanzando el topo.

La planta de prefabricación de dovelas constituye un equipo

autónomo ultrasofisticado capaz de producir diariamente de 400 a 450 unidades; es decir, una pieza aproximadamente en 4 minutos. Estos elementos de concreto se almacenan a cielo abierto en un patio de 26,000 metros cuadrados en donde esperan pacientemente 28 días hasta alcanzar el grado de madurez necesario para su colocación en la obra.

LOS DESECHOS DE LOS TUNELES Y LAS INSTALACIONES EN LAS TERMINALES.

La extracción de la rezaga triturada proveniente de la excavación en el túnel se realiza a un ritmo de 1,300 toneladas por día lo cual demanda el consumo de 8,000 KWh. Hasta el sitio llamado Fond-Pingnon, localizado a varios cientos de metros de la entrada de la obra se moviliza la rezaga proveniente de la excavación de los túneles a través de un sistema de conducción de 13 km de longitud y 250 mm de diámetro. La roca triturada que se conduce con la adición de un 50% de agua, se deposita en lo equivalente a una presa de bajales constituida por una cortina de creta triturada de 28 m de altura y una longitud de 1 km. Esta instalación constituye una verdadera obra de ingeniería civil que cumple rigurosamente con los requisitos técnicos del Comité permanente de presas. Su construcción requirió el movimiento de 1'100,000 metros cúbicos de materiales graduados.

Contrariamente a las cortinas clásicas que son impermeables en toda su extensión, la presa de Fond-Pignon se comportará como un dique decantador a través de un corazón permeable ligado a un delantal de arena en su desplante constituidos ambos de un material con una granulometría muy especial. Esta arena tuvo que ser importada especialmente desde Bélgica como producto de un dragado en el mar, ya que localmente no se pudo localizar un banco de préstamo adecuado.

En el extremo final del filtro de drenaje se recupera el agua que se volverá a usar para licuar la nueva rezaga resultante de la excavación en el túnel.

Al terminar el trabajo, los tres millones de metros cúbicos de rezaga que se almacenarán atrás del dique de Fond-Pignon, una vez decantados y compactados se incorporarán al mejoramiento del paisaje en la región.

Las instalaciones en Fond-Pignon, constituyen el sitio de salida de un gigantesco sistema "digestivo" cuyo estómago se localiza al frente de la máquina perforadora y cuyas dimensiones permiten manejar un caudal efectivo de 625 metros cúbicos por hora, cantidad que corresponde a un avance simultáneo de 3 m en cada uno de los topes. La cabeza giratoria de este "estómago" gigantesco subterráneo se encuentra hasta una profundidad de 50 metros abajo del fondo de la lumbrera de Sangatte, en donde se dispone de una

instalación de bombeo en la que se adiciona un 50% de agua a la rezaga hasta obtener una mezcla óptima bombeable. La rezaga proveniente de los frentes de trabajo se transporta en vagonetas que vacían automáticamente su carga y regresan hasta las máquinas excavadoras. La operación de horadación en los túneles representa un reto tecnológico en el campo de construcción de los túneles, por su parte los trabajos de terracerías en las futuras terminales no son despreciables y esto justifica la imagen de la formidable armada de camiones de volteo, tractores empujadores, equipos cargadores de toda clase que se emplean en el frente de trabajo de Coquelles. En una superficie de 700 Ha. la terminal francesa, que ocupó una extensión tres veces mayor que su homóloga en Folkestone, constituye uno de los más importantes proyectos de ingeniería civil en proceso a nivel mundial, que implica la ejecución de 10 millones de metros cúbicos de cortes y rellenos.

La planta de construcción está situada sobre antiguos esteros en donde las capas de turba y limo alcanzan espesores de 5 a 12 m. En consecuencia, para acelerar artificialmente el hundimiento del terreno se construyeron terraplenes de sobrecarga provistos de drenes verticales y capas de arena drenante.

FUERZA DE TRABAJO

En este proyecto trabajan en total 11,700 hombres de los cuales 900 laboran bajo el Canal de la Mancha.

En virtud de que la máquina excavadora es ciega, su operador asegura el avance centímetro a centímetro de ésta guiándose por un "hilo de Ariadna" constituido por un rayo de luz laser. Este último suministra la posición real de la perforadora dentro de la galería que está excavando, mostrando sobre una pantalla de una computadora la dirección requerida para avanzar correctamente. Gracias a estos equipos el operador está en condiciones de asegurar que la máquina excave según el proyecto.

Fuera de la sala de mando en la que reina un calor infernal, se efectúan en forma sistemática sondeos de 20 m de profundidad en el frente de trabajo. Estos reconocimientos preventivos se realizan para identificar zonas fracturadas del subsuelo en donde se tienen que aplicar planes de "cicatrización", mediante inyecciones programados de acuerdo con los parámetros geológicos previamente definidos en las exploraciones realizadas en la creta.

En caso de detectarse una zona altamente permeable y de naturaleza inestable, se procede a tratarla enfrente de la perforadora mediante morteros de fraguado rápido que se inyectan a través de los sondeos de exploración.

Cuando la máquina tenga que atravesar una falla en presencia de agua a presión (tales fallas solamente existen en el lado

francés) automáticamente el equipo se adapta para hacerlo totalmente estanco, aislando el frente del corte de la parte posterior de la máquina en donde sale el material y se encuentran los trabajadores.

Como ocurre en las minas, se establecen los controles indispensables para la movilización del personal en las galerías y en consecuencia se implantan reglamentos y registros en la obra mediante sistemas de conteo e identificación ya conocidos.

Después de que los obreros cambian su ropa común por los uniformes reglamentarios, (operación que se realiza en la llamada sala de cambio), proceden a presentarse en la plataforma de embarque (situada a 18 m abajo del terreno) en donde se tiene el tablero de seguridad en el cual depositan su placa de identificación en que aparece en color la zona correspondiente al sector de galerías en donde trabajarán y a cambio de esto reciben un pase para su transporte de personal. Después sólo queda que aborden la calesa que los hará descender 60 m bajo tierra en la lumbrera de Sangatte, a partir de la cual podrán llegar hasta la máquina perforadora, movilizándose en los carros para el transporte del personal.

L'ANGLETERRE N'EST PLUS UNE ÎLE

En trois heures, un Parisien se retrouvera à Londres sans avoir pris le bateau. Après quatre ans d'un travail auquel les actionnaires d'Eurotunnel avaient cessé de croire, les deux

équipes, la française et l'anglaise, se retrouvent victorieusement à plus de 100 m sous le niveau de la mer (et à 40 m environ sous le niveau du sol marin). Dès 1993, on attend 30 millions de passagers et 15 millions de tonnes de fret,

qui voyageront à 160 km/h le long de ce triple boyau de 50 km de long.

Jean de Gand, héros de Shakespeare, se retournera-t-il dans sa tombe en déplorant que l'Angleterre ne soit plus, désormais, « Cette pierre précieuse sertie dans la mer d'argent... ce trône royal... Cet autre Eden, demi-paradis,... cette forteresse construite par la nature, pour elle-même, contre l'infection et contre la main de la guerre... » ?



Ce sont eux les responsables, sur le terrain, de la fin de l'isolement de la Grande-Bretagne : les personnels des tunneliers, britanniques (dont on voit une équipe ci-dessus) aussi bien que français.

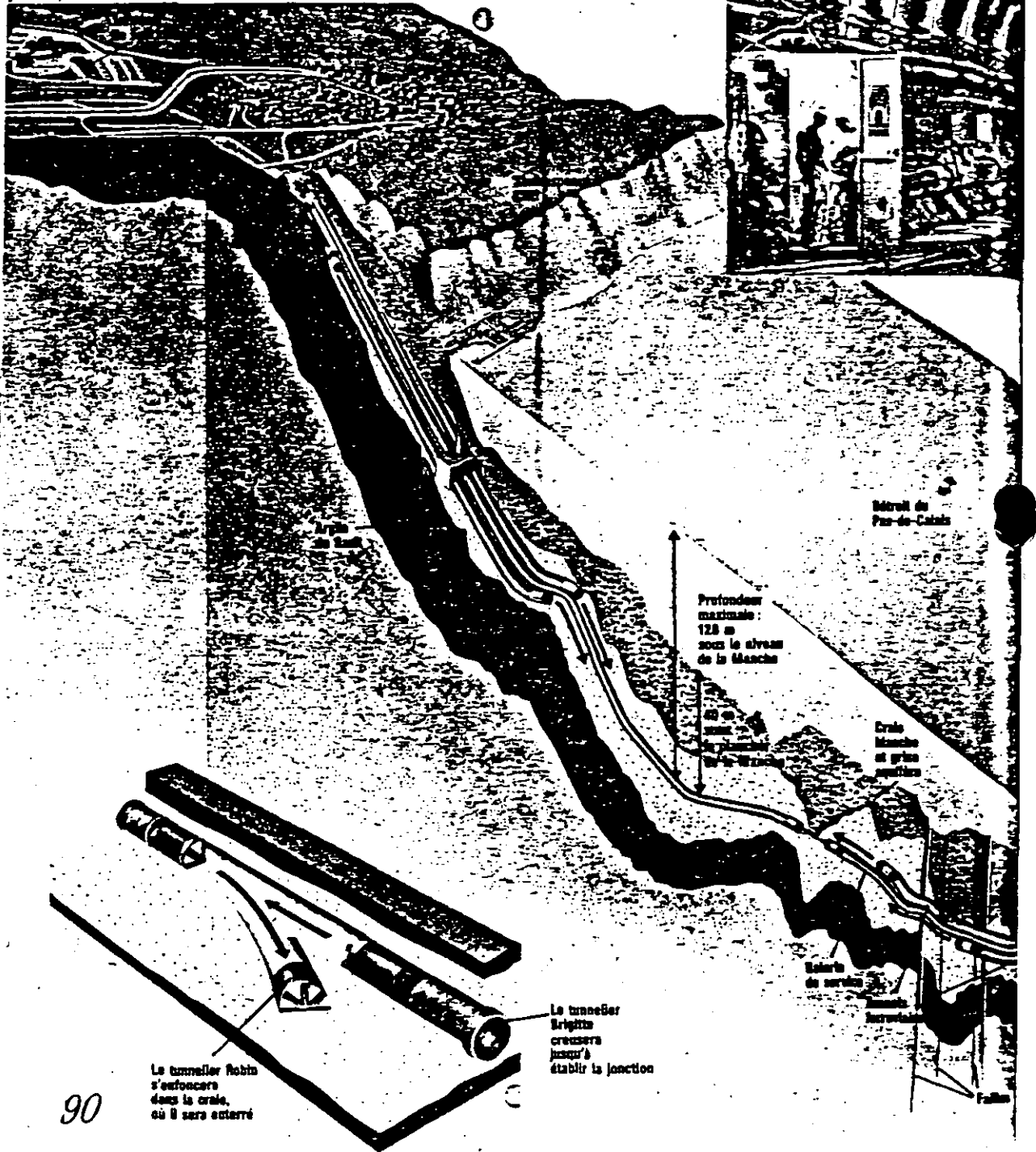


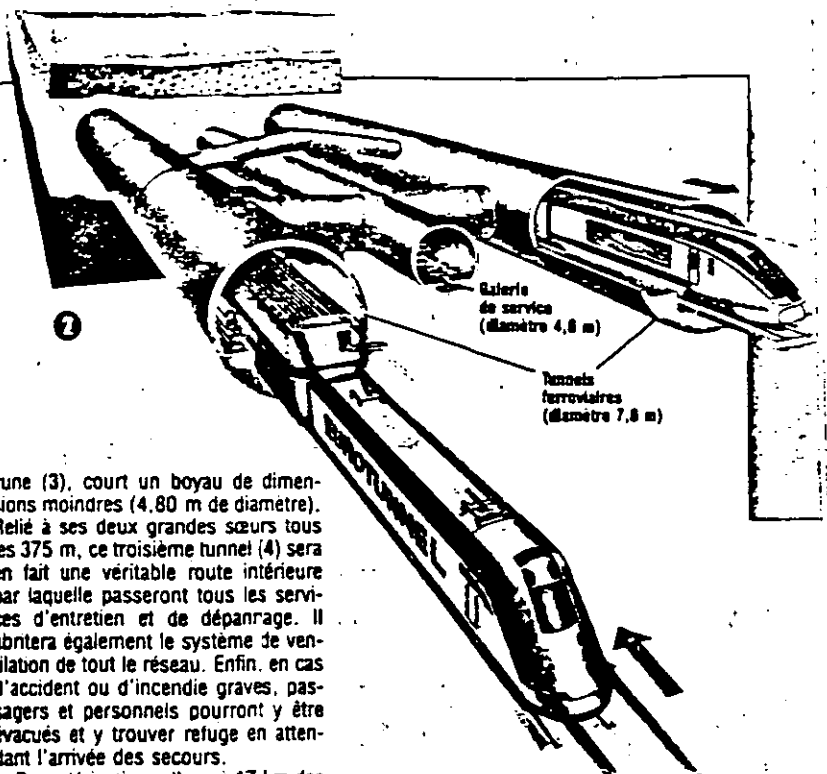
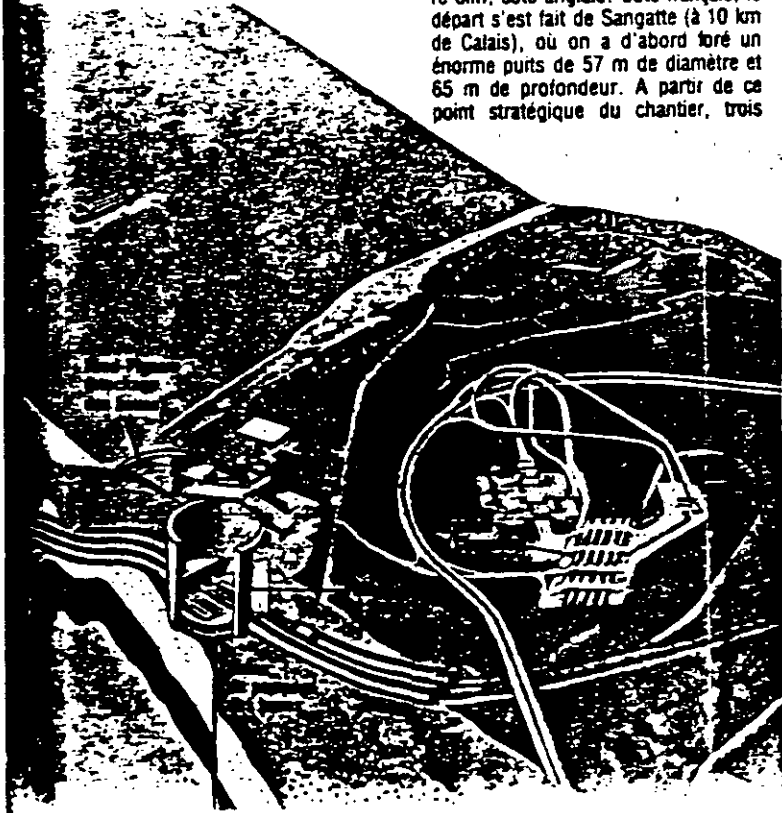
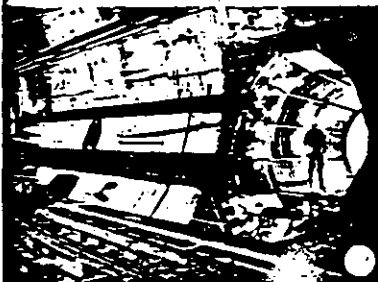
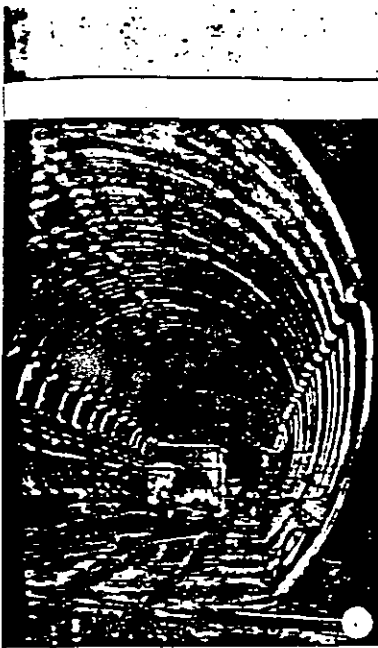
Coquelles, terminal du tunnel côté français. C'est là qu'embarqueront les passagers à destination de l'Angleterre (dont on aperçoit la côte). L'accès se fera, entre autres, par l'autoroute A1.

De Coquelles à Folkestone en TGV trans-Manche

Lorsque le tunnel sous la Manche entrera en service, en juin 1993, on pourra aller de France en Angleterre en train. Des convois de TGV et de navettes spéciales transporteront voyageurs, voitures (il n'y a pas de tunnel routier) et fret en un peu plus de trois heures entre Paris et Londres, à des vi-

tesse de pointe de 160 km/h. Le triple boyau (dessins 1 et 2) reliant le terminal de Coquelles à son homologue anglais de Folkestone aura 50 km de long environ, son point le plus profond sera à 128 m sous le niveau de la Manche. Entre les deux galeries ferroviaires parallèles de 7,60 m de diamètre cha-





cune (3), court un boyau de dimensions moindres (4,80 m de diamètre). Relié à ses deux grandes sœurs tous les 375 m, ce troisième tunnel (4) sera en fait une véritable route intérieure par laquelle passeront tous les services d'entretien et de dépannage. Il abritera également le système de ventilation de tout le réseau. Enfin, en cas d'accident ou d'incendie graves, passagers et personnels pourront y être évacués et y trouver refuge en attendant l'arrivée des secours.

Deux dérivations, l'une à 17 km des côtes françaises, l'autre à 8 km des côtes anglaises, permettront aux rames de passer en cas de besoin (panne, accident, etc.) d'une galerie ferroviaire à l'autre.

Les travaux de creusement ont démarré en 1987. A partir de Shakespeare Cliff, côté anglais. Côté français, le départ s'est fait de Sangatte (à 10 km de Calais), où on a d'abord foré un énorme puits de 57 m de diamètre et 65 m de profondeur. A partir de ce point stratégique du chantier, trois

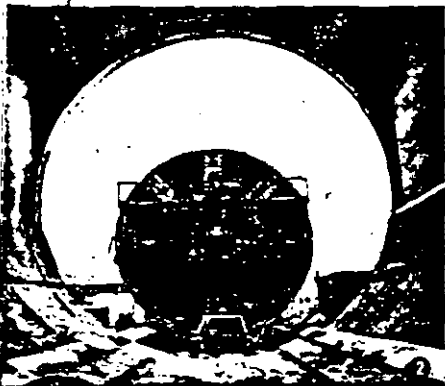
tunneliers français ont commencé à creuser les trois galeries (les deux ferroviaires et la galerie d'entretien) sous la Manche, pendant que deux autres ont foré le triple tronçon allant de Sangatte au portail de Beussingue, qui débouche dans le terminal de Coquelles. De ces deux derniers tunneliers, l'un a foré le boyau de service, pendant que l'autre a creusé la galerie ferroviaire Sangatte-Beussingue à l'aller puis a fait demi-tour pour faire Beussingue-Sangatte au retour.

Au total, Français et Anglais ont creusé avec onze tunneliers (voir détails p. 92) simultanément en période de pointe. Les machines françaises étaient spécialement conçues pour devenir de véritables sous-marins, car la craie bleue du sous-sol de la Manche est caractérisée, côté français, par la présence de nombreuses failles, engendrant des infiltrations plus ou moins importantes.

Le puits de Sangatte abrite, par ailleurs, l'usine de pompage des boues issues du creusement vers le bassin de stockage et de décaction de Fond-Pignon.

Fin décembre, aux derniers mètres avant la jonction des deux moitiés du boyau central, Robin, le tunnelier britannique, s'écartera complètement de l'axe en s'enfonçant dans la craie (5) pour laisser à Brigitte, son homologue française, la voie libre et l'honneur de finir le travail. Jusqu'à cet instant, l'Angleterre sera encore une île : après, elle deviendra "presqu'île" de l'Europe.

11 taupes pour 150 kilomètres de galeries



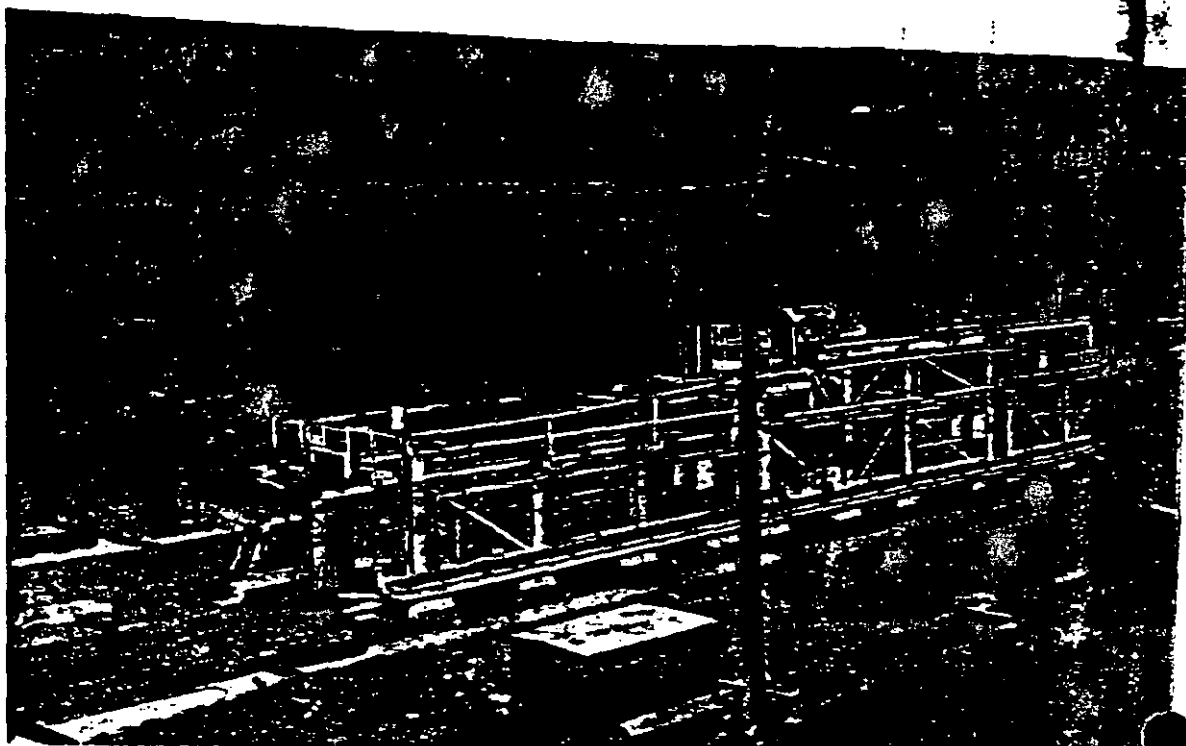
Brigitte, Séverine, Catherine, Virginie et les autres... Sous ces prénoms féminins charmeurs, se cachent les monstres souterrains qui creusent les galeries du tunnel au rythme de 500 m par mois chacun.

Des chenilles souterraines de 2 500 tonnes. Chaque tunnelier, dont le poids moyen oscille entre 1 000 et 2 500 t, est une sorte de chenille tellurique, dotée d'un organe de coupe cylindrique de 12 m de longueur et d'un diamètre de 8,80 m pour les machines creusant les deux tunnels ferroviaires, c'est-à-dire aussi haut qu'un immeuble de trois étages. L'engin se prolonge par une excroissance oblongue de 250 m environ (1), sa jupe, au sein de laquelle sont regroupées toutes les fonctions vitales pour la mécanique et la logistique du chantier : évacuation des déblais, acheminement des voussoirs, systèmes de graissage, de ventilation et d'alimentation électrique.

Chacun des trois tunneliers encore à l'ouvrage côté français est en fait un mutant hybride capable de se transformer instantanément et à volonté en un véritable sous-marin "encaissant" une pression d'eau de 11 kg/cm², soit 6 000 tonnes de poussée hydraulique. En effet, contrairement à leurs homologues britanniques qui travaillent en permanence dans une craie bleue, homogène et imperméable, les appa-

reils français progressent dans un sous-sol hétérogène caractérisé par la présence de nombreuses zones fracturées. Conséquence : au passage d'une faille géologique, ou lors de la moindre rencontre avec une région aquifère, la tête rotative de l'engin devient totalement hermétique, créant ainsi un écran parfaitement étanche entre le front de taille et la galerie forée. La coupe avance moins vite, mais, à l'arrière, matériel et personnel sont en sécurité.

Demi-tour vers Sangatte. Après avoir terminé le premier tronçon ferroviaire Sangatte-Coquelles (voir grand dessin p. 90), le 18 décembre 1989, Pascaline (2) a fait volte-face pour repartir vers Sangatte en creusant une galerie identique dans l'autre sens. Aucune grue n'étant capable de déplacer, en une seule charge, les 800 t de la tête du tunnelier, et pour éviter de démonter l'engin, on a eu recours à une rotation sur coussin d'air. Bilan de l'opération : un demi-tour sur 32 coussins d'air gonflés à 3,5 bars par l'intermédiaire de 6 compresseurs débitant ensemble 140 000 litres/minute. La délicate manœuvre s'est déroulée en douceur (3) sur une dalle de béton recouverte d'une couche de peinture à base de résine époxy destinée à assurer une étanchéité parfaite, faute de quoi, il aurait fallu un matelas d'air et une puissance de compression.



720 000 voussoirs sous la Manche

Le revêtement des 150 kilomètres de galeries du tunnel sous la Manche réclamera 120 000 vertèbres en forme d'anneaux, de 32 à 40 cm d'épaisseur composées chacune de 6 voussoirs, ou éléments en béton armé préfabriqué, qui en assureront la solidité et l'étanchéité. Soit 720 000 voussoirs de 3,6 à 8 tonnes chacun, dont 221 000 pour les 57 kilomètres de galeries françaises.

A l'achèvement des travaux, l'usine de Sangatte qui les fabrique aura consommé 490 000 m³ de béton et 35 000 t d'acier (soit trois fois plus de métal que pour la tour Eiffel).

Le squelette d'un voussoir est constitué d'une cage en acier crénelé, assemblée et soudée automatiquement dans l'atelier d'armatures (1). Ce treillis est ensuite inséré dans un moule (sur l'une des cinq chaînes de l'usine), ce dernier étant alors rempli de béton.

Le voussoir pénètre alors dans un four d'étuvage qui accélère la prise, en autorisant un démoulage après 8 heures (2). Toutes les opérations de finition, ragréage, talochage et surfacage (3) sont achevées manuellement à la fin du cycle, avant stockage.

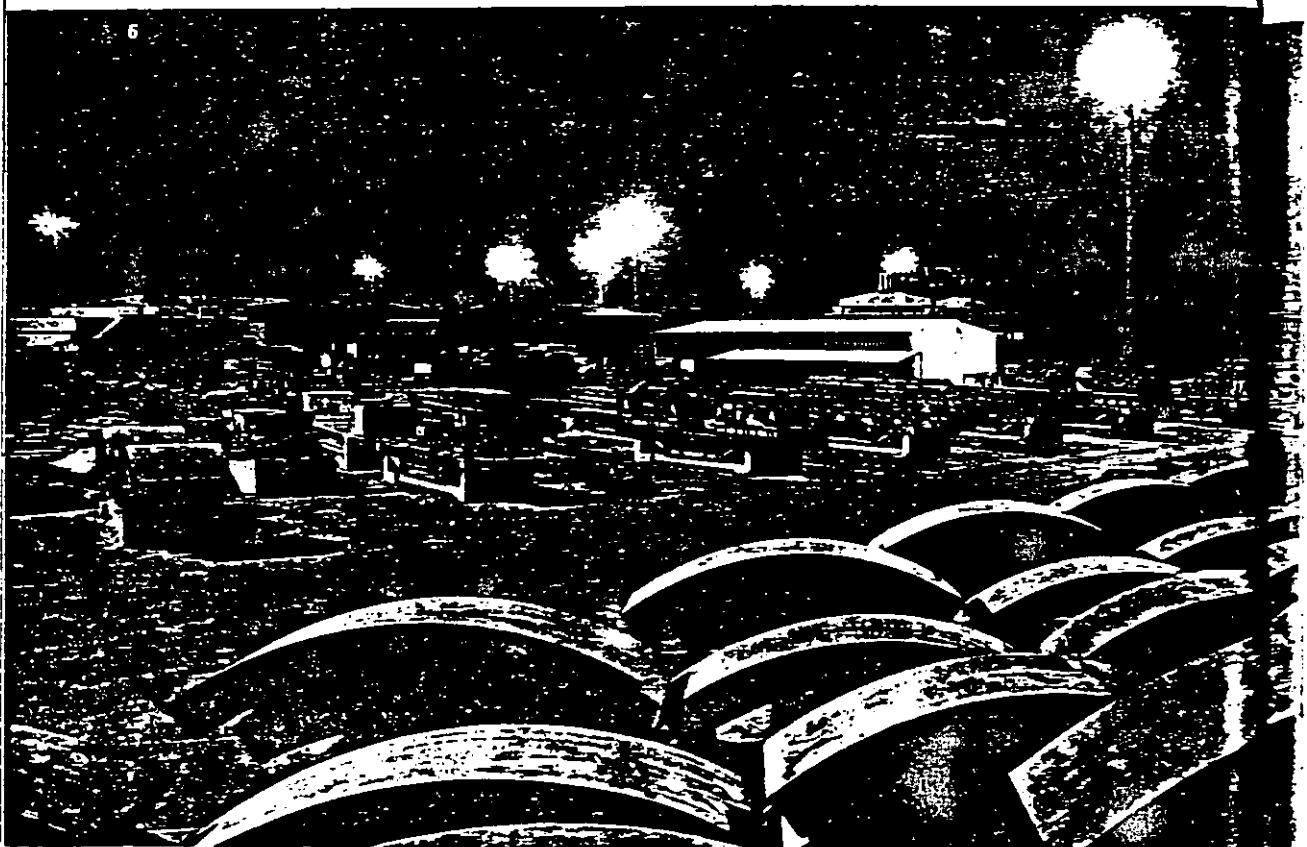
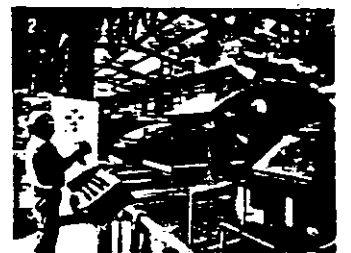
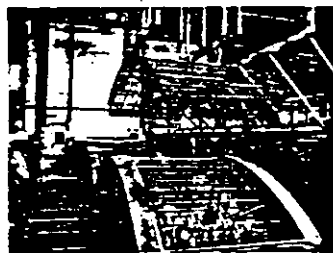
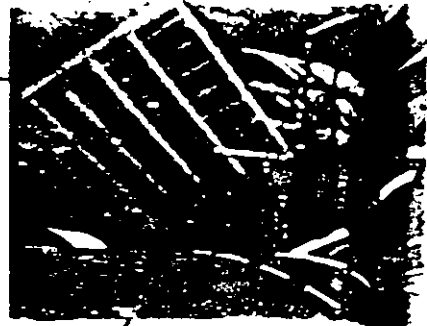
Au bout de 28 jours de maturation, il atteint la compacité voulue, soit une résistance de 55 MPa (mégapascal), soit 20 % de plus que le béton des ouvrages courants.

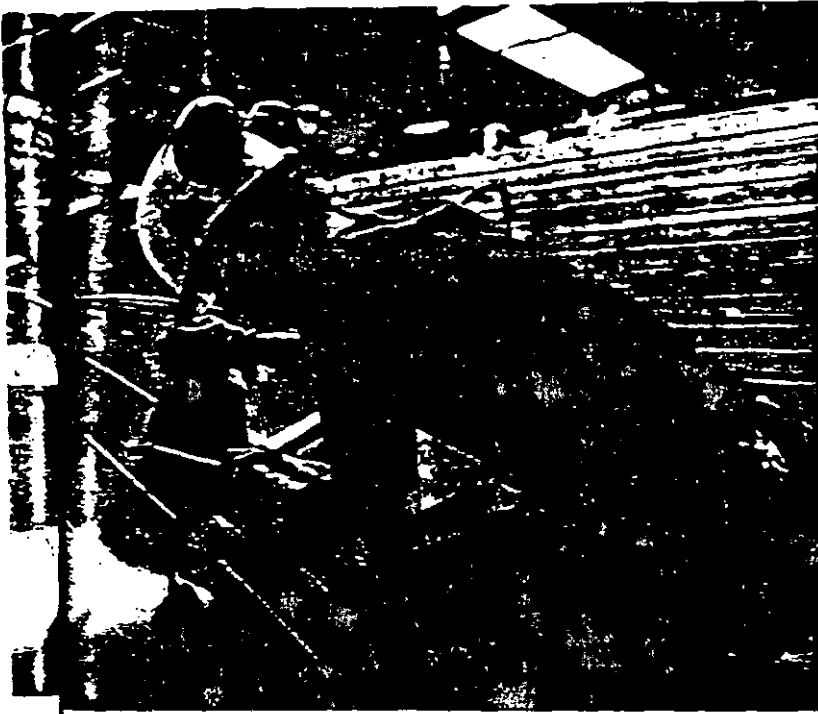
Une fois tatoué à l'encre indélébile pour une identification (4), le voussoir est revêtu, sur tout son périmètre, d'un joint de caoutchouc néoprène capable de garantir l'étanchéité dans la pire des hypothèses.

C'est ce qui se produirait si le tunnelier rencontrait une faille géologique totalement traversante : il se trouverait alors au contact de l'eau de la Manche infiltrée. En d'autres termes, il serait soumis à une pression correspondant à une colonne liquide de 100 m de hauteur.

54 types de voussoirs. En fonction de la courbure du tronçon de tunnel abordé (et aussi du type de tunnel : ferroviaire ou boyau d'entretien), l'équipe de pose à bord du tunnelier commandera sur son clavier tel ou tel type d'anneau.

L'ordre transite par l'opérateur de Sangatte, qui le renvoie sur un poste informatisé commandant la recherche





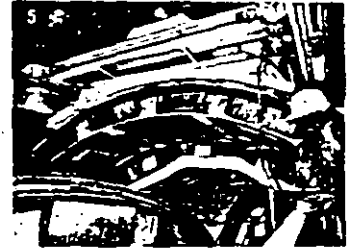
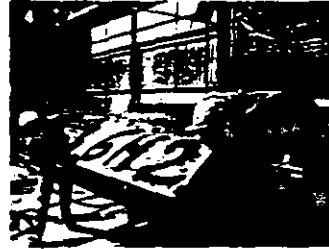
nés au millimètre près à l'intérieur même du tunnelier (5), puis boulonnés en place. un coulis de mortier est injecté entre l'anneau et la paroi du tunnel pour les solidariser définitivement.

Ensuite, comme un serpent sortant de sa mue, le tunnelier avance d'un cran dans la roche, laissant le nouvel anneau collé au précédent et à la paroi de la galerie. Et ainsi de suite.

L'unité de préfabrication des voussoirs est une usine autonome ultra-sophistiquée qui produit quotidiennement de 400 à 450 unités, soit un élément toutes les trois minutes environ. Ces coques de béton sont ensuite stockées à ciel ouvert, sur une superficie de 26 000 m² (6), où elles attendent patiemment (28 jours) d'atteindre le degré de maturité nécessaire pour leur mise en œuvre.

automatique et le prélèvement des six voussoirs correspondants, opération exécutée par l'un des cinq ponts roulants informatisés qui survolent en permanence cet "océan de béton" ; les 40 tonnes de ce puzzle monstrueux, sont alors descendues vers les galeries et déposées sur un wagonnet, pour terminer dans les bras érecteurs de la jupe du tunnelier.

Une fois les six voussoirs position-



Les boues du tunnel et les déblais des terminaux



Afin d'évacuer les déblais du creusement, le tunnel est doté d'un système digestif souterrain représentant 1 300 t de matériel et consommant 8 000 kWh. Le site de Fond-Pignon, à quelques centaines de mètres hors de l'enceinte du chantier (voir grand dessin p. 90), recueille les déjections boueuses issues des tunneliers, par l'intermédiaire d'un réseau de canalisation de 13 km de long et de 250 mm de diamètre. Les boues ainsi acheminées sont déversées dans un terrain en pente fermé par un barrage de 28 m de haut, long d'un km en crête. Il s'agit d'un véritable ouvrage de génie

civil (1), soumis à un faisceau de prescriptions très pointues qui a dû, à ce titre, recevoir l'agrément du Comité technique permanent des barrages. Sa construction a nécessité 1 100 000 m³ de remblais préalablement asséchés à la chaux (afin de pouvoir être travaillés convenablement).

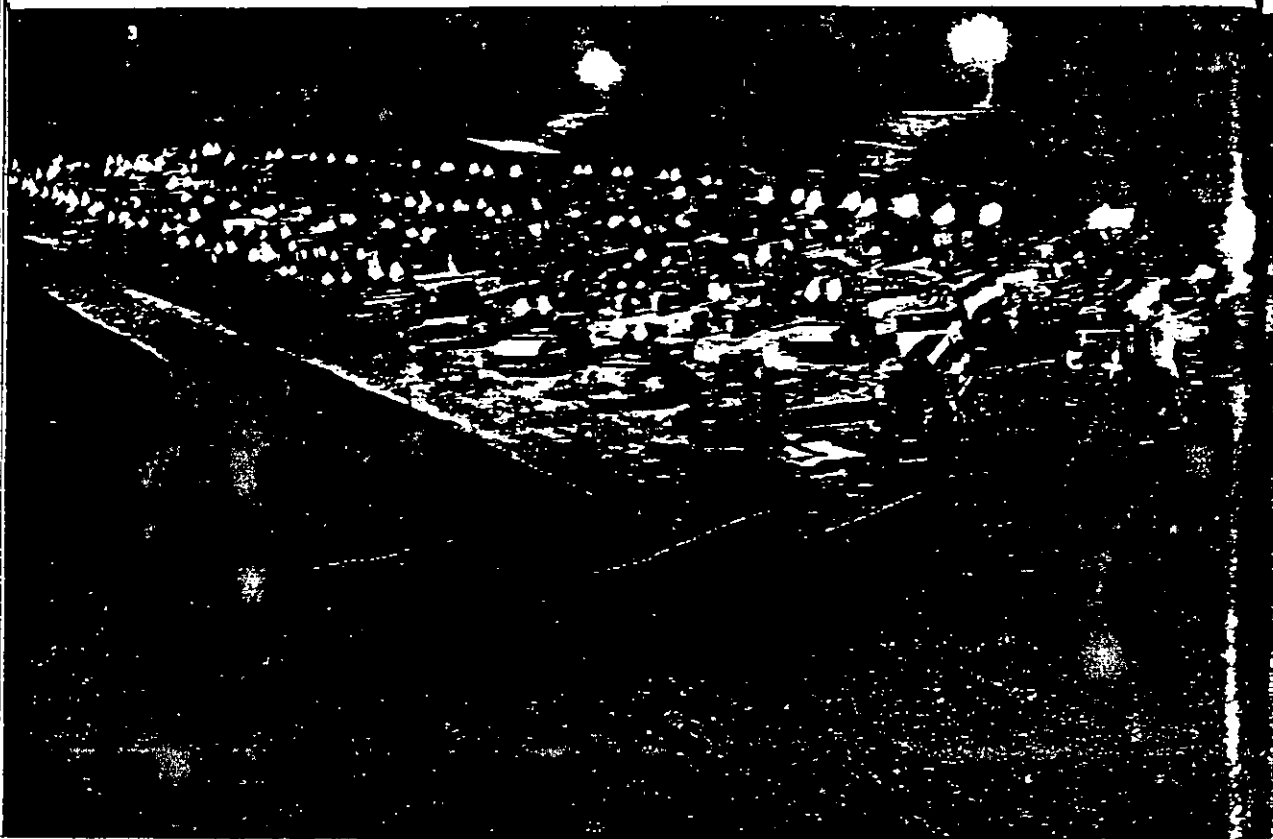
Contrairement aux barrages classiques, qui sont étanches sur toute leur épaisseur, le barrage de Fond-Pignon comporte, sur toute sa face côté boues, et sur une bonne épaisseur, un tapis de drainage dont le sable, d'une granulométrie spéciale inexistante dans la région, a dû être spécialement

importé de Belgique après dragage en mer. Après drainage, l'eau des boues retournera dans le circuit pour liquéfier les nouvelles boues dans le but de faciliter leur évacuation. A l'issue des travaux, les trois millions de m³ de boues qui viendront s'entasser à l'arrière de la muraille de Fond-Pignon feront, après décantation et consolidation, l'objet d'un réaménagement paysager.

Voyage au cœur de l'estomac.

Fond-Pignon n'est que la pointe émergée d'un gigantesque système digestif enterré, conçu et dimensionné pour assurer un débit effectif de 625 m³/h, une valeur qui correspond à un avancement simultané de 3 m pour chacun des tunneliers. La plaque-tournante de cet estomac géant souterrain est située à 50 m de profondeur, à la verticale du puits de Sangatte (voir dessin p. 90), où l'installation de pompage des boues traite et dilue les déblais, afin de les amener à leur degré de pompabilité optimale, soit une teneur en eau constante se situant aux alentours de 50 %. Les matières, acheminées depuis le front de taille par des convois de wagons (2), y sont déversées par retournement et vidange automatique des cuves, grâce à un ensemble de culbuteurs.

En surface, une armada d'engins. Si les opérations de forage représentent le défi technologique ma-





jour du tunnel, les travaux de terrassement des futurs terminaux ne sont pas en reste, à l'image de la formidable armada de dumpers (camions de transport des matériaux terrassés), bouteurs (traduction française de bulldozers), pelleteuses et chargeuses en tous genres, déployée sur le site de

Coquelles (3). Sur 700 ha de superficie, le terminal français, trois fois plus étendu que son homologue de Folkestone, est un des plus importants projets de génie civil en cours d'exécution dans le monde, avec 10 millions de m³ de remblais et déblais à déplacer. Le chantier se situe sur d'anciens

polders, dont les couches de tourbe et de vase atteignent de 5 à 12 m d'épaisseur. Conséquence : pour accélérer artificiellement le tassement des terrains, ces derniers ont été surchargés de remblais après la mise en place de drains verticaux et d'une couche de sable drainant.



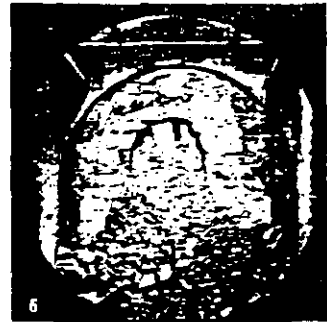
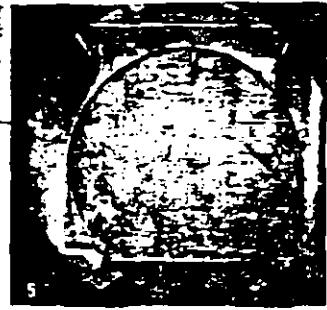


beaucoup plus importants (comme pour les hydroglisseurs Hovercraft, par exemple).

Organes clés et baromètres de sécurité du "chantier du siècle", les tunneliers fonctionnent, sauf incident, 24 heures sur 24 et 7 jours sur 7. Après avoir accédé à la tête de coupe par un sas, l'opérateur ausculte ici (4) l'état d'œuvre des molettes du bouclier rotatif.

Virginia devant les caméras. Le

27 avril 1989, le tunnelier T4 — Virginie pour les intimes ! — effectuait une sortie triomphale au portail de Beussingue, en révélant aux spectateurs sa mâchoire hérissée de dents en carbure de tungstène (5, 6 et 7). Ce premier événement médiatisé, intervenant après plus de 10 mois de reptation souterraine, ne constituait en fait que l'achèvement des 3,2 km de tunnel de service reliant le puits de Sangatte au terminal de Coquelles.



11 700 hommes pour le tunnel, dont 900 sous la

Le tunnelier est aveugle. Le conducteur assure un pilotage au centimètre près, guidé par le fil d'Ariane d'un étroit faisceau laser. Ce dernier donne la direction réelle du

conducteur de faire en permanence coïncider les deux.

Depuis le poste de commande, où règne une chaleur d'enfer, des sondages rayonnants de 20 m de por-

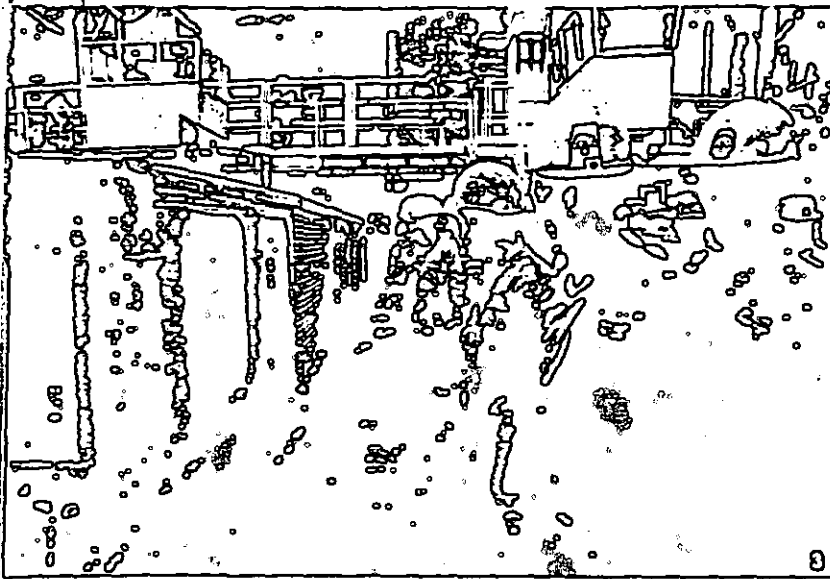
nerent des fractures du sous-sol, et dont la "cicatrisation" est suivie et traitée par des programmes informatiques qui intègrent l'évolution des paramètres géologiques du terrain.

En cas de détection d'une zone à très forte perméabilité, ou de nature instable, celle-ci est directement traitée et consolidée depuis le tunnelier, grâce à des mortiers à prise rapide injectés dans les forages de sondage.

Dans le cas extrême où l'engin traverserait une faille avec présence d'eau (de telles failles n'existent que du côté français), il se met automatiquement en mode "confinement": le bouclier devient totalement étanche, isolant l'avant du front de coupe de l'arrière, c'est-à-dire du matériel et des hommes.

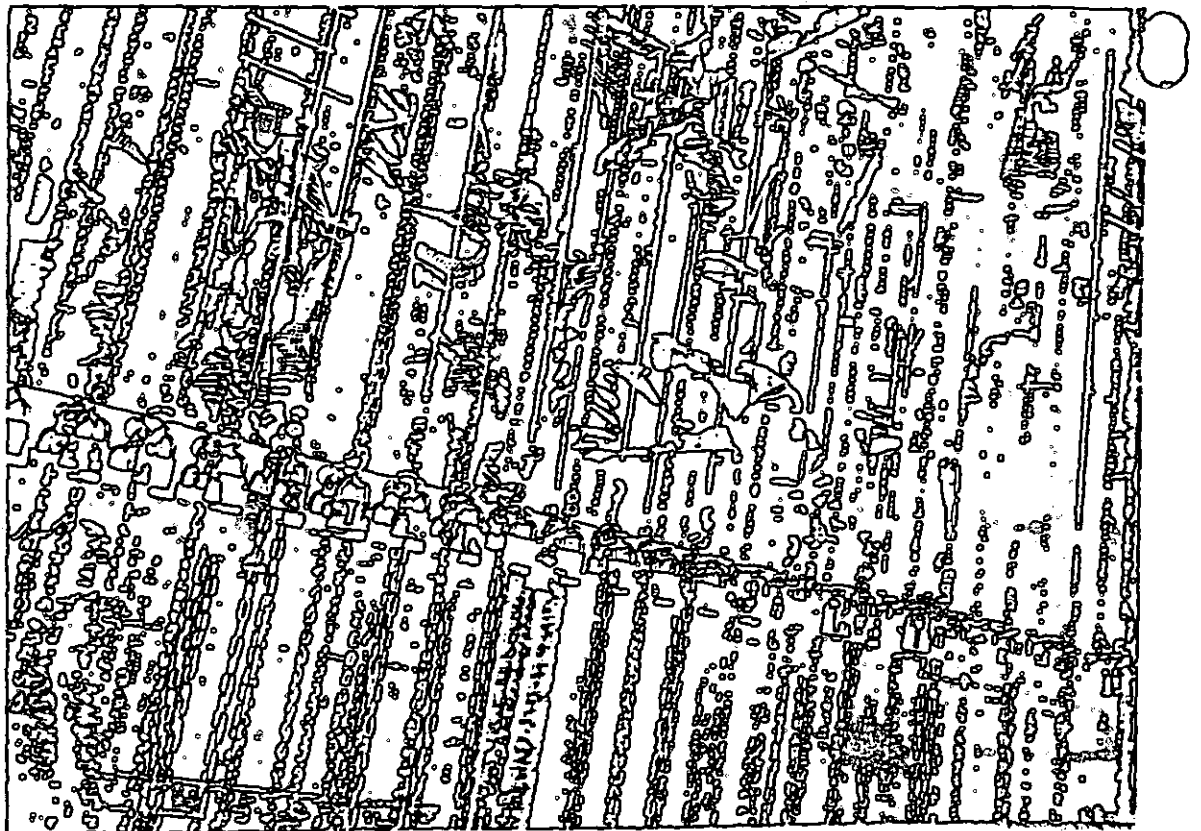
Comme à la mine. Le contrôle et la circulation du personnel dans les galeries sont, bien entendu, soigneusement réglementés et regis par la mise en œuvre d'un système de comptage et d'identification largement basé sur l'expérience des mines.

Après avoir endossé sa combinaison réglementaire dans la "salle des pendus" (2), l'ouvrier se rend sur la plate-forme d'embarquement (à 18 m au-dessus du sol), où est implanté le tableau de sécurité-



tunnelier dans la galerie qu'il creuse, indiquée sur un écran d'ordinateur (1), où s'affiche également la direction imposée. Il s'agit pour le

tée sont régulièrement effectués au-delà du front de taille. Cette reconnaissance préventive est réalisée par des forages destructifs qui gé-





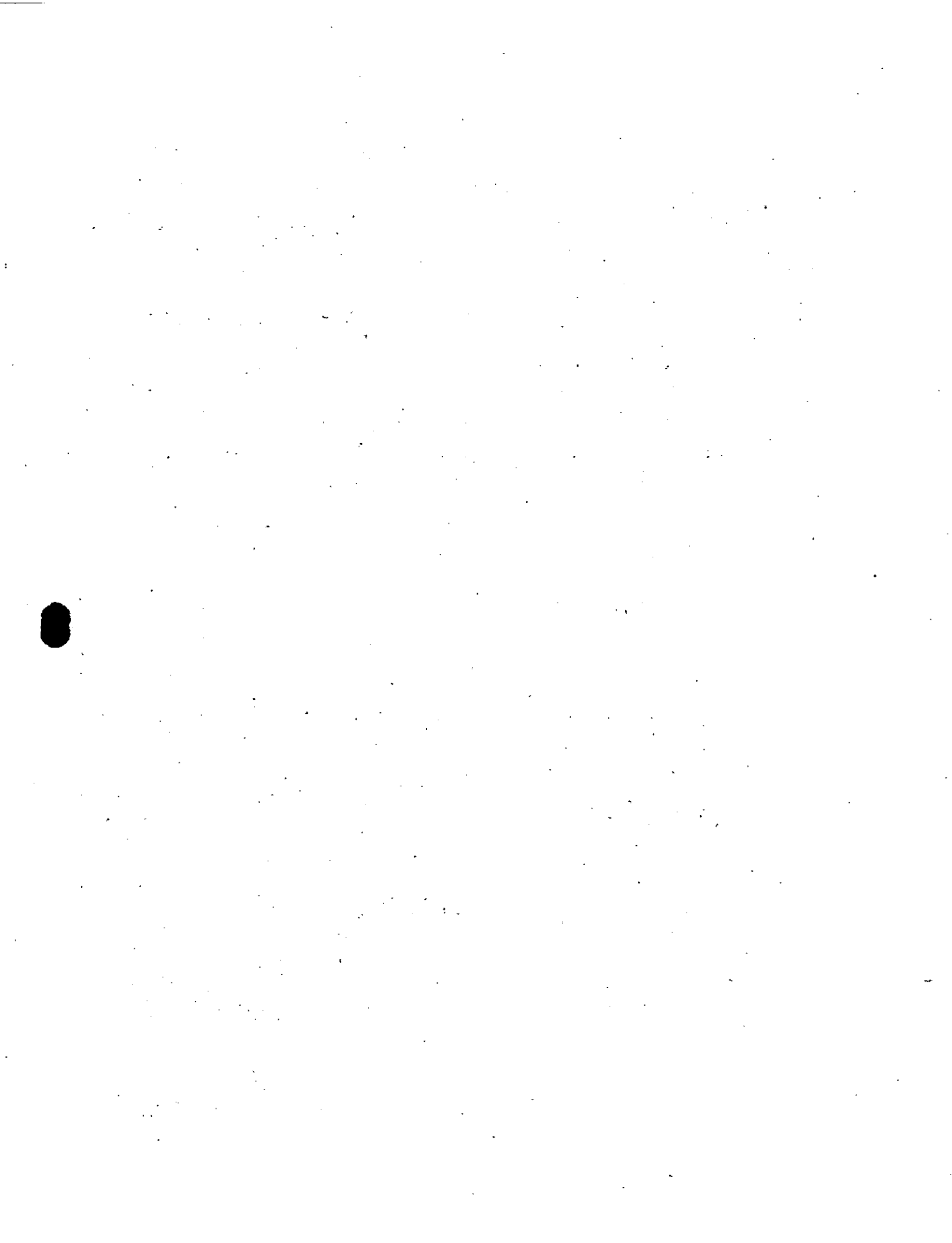
secours. Il y dépose sa plaque d'identité dans la zone de couleur correspondant au secteur de galeries où il se rend, et reçoit en échange

un jeton de transport personnel. Il n'a plus alors qu'à embarquer dans la draine qui le descend 60 m sous terre, dans le puits de San-

gatte, d'où il pourra accéder aux tunneliers, grâce au réseau de rames de transport (3).

Philippe Donnaes







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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MADULO:

*TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

VISTA GENERAL DE LAS INSTALACIONES

PALACIO DE MINERIA

A N E X O No. 5

VUE GENERAL DES INSTALLACIONES

C h a n n e l T u n n e l

Tunnel sous La Manche

Transmanche Link

Vista general de las instalaciones

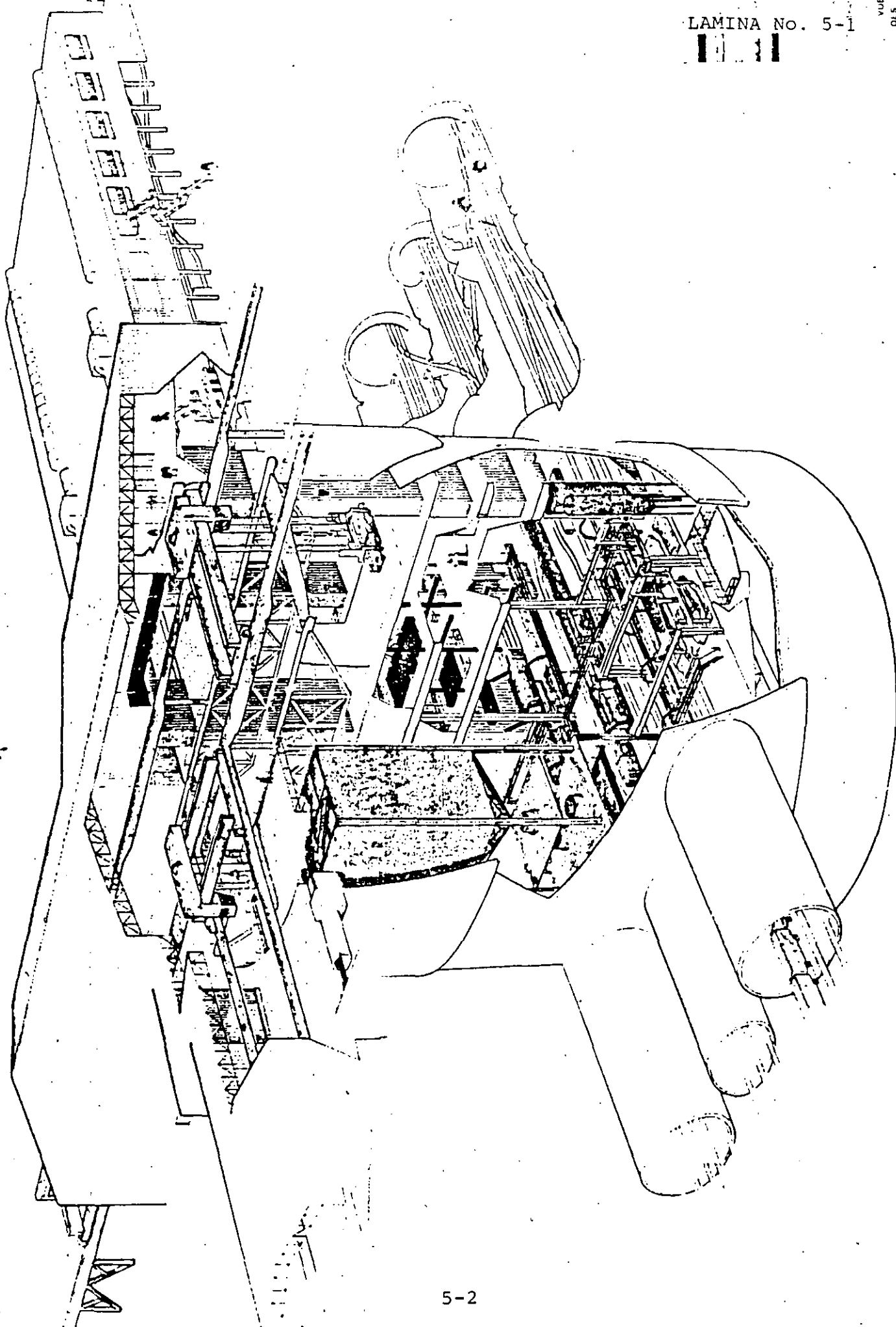
(en la lumbrera de Sangatte)

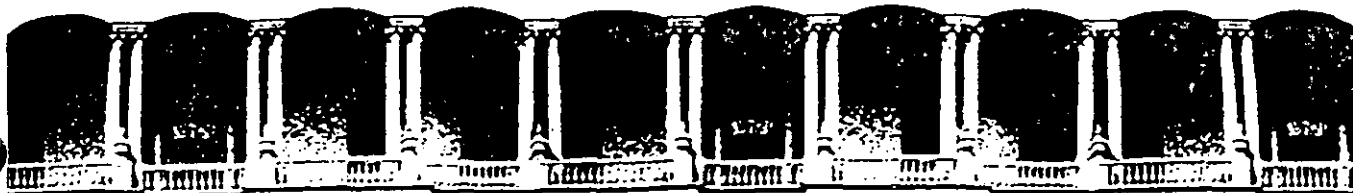
Julio de 1991

A N E X O No. 5

VISTA GENERAL DE LAS INSTALACIONES EN LA LUMBRERA DE SANGATTE,

En la lámina No. 5-1 se ilustran las complejas instalaciones en la lumbrera de Sangatte en el lado francés del Túnel bajo el Canal.





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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO :

*TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

EXCAVADORA INTEGRAL DE TUNEL " TOPO" No. T-4

PALACIO DE MINERIA

A N E X O N o . 6

T U N N E L I E R T - 4

C O N F I N E D S O I L S H I E L D

G e n e r a l A s s y

Excavadora integral de túnel "Topo" No. T-4

Excavadora con escudo confinado

Plano general

Julio de 1991

VER. 110. 071

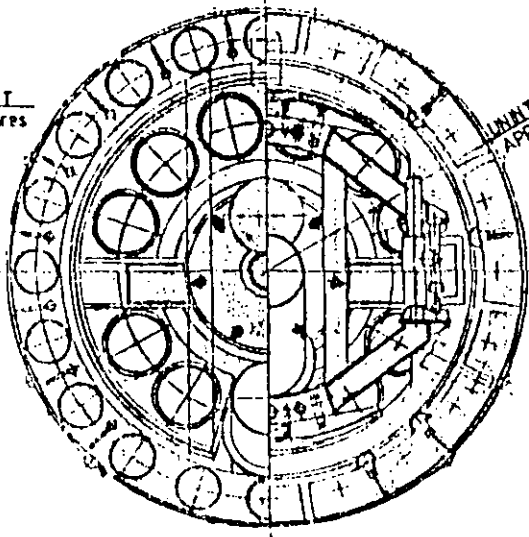
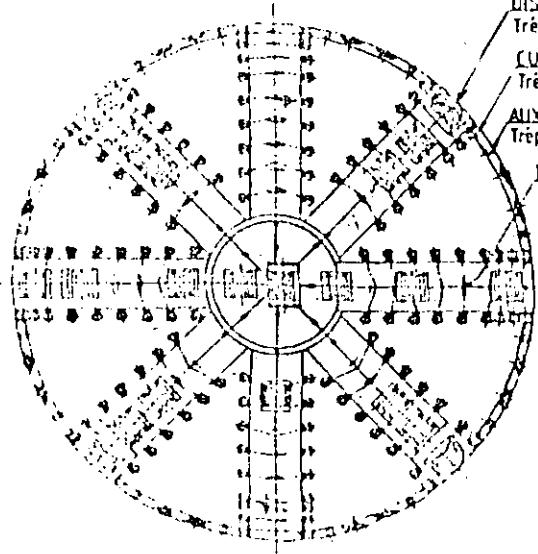
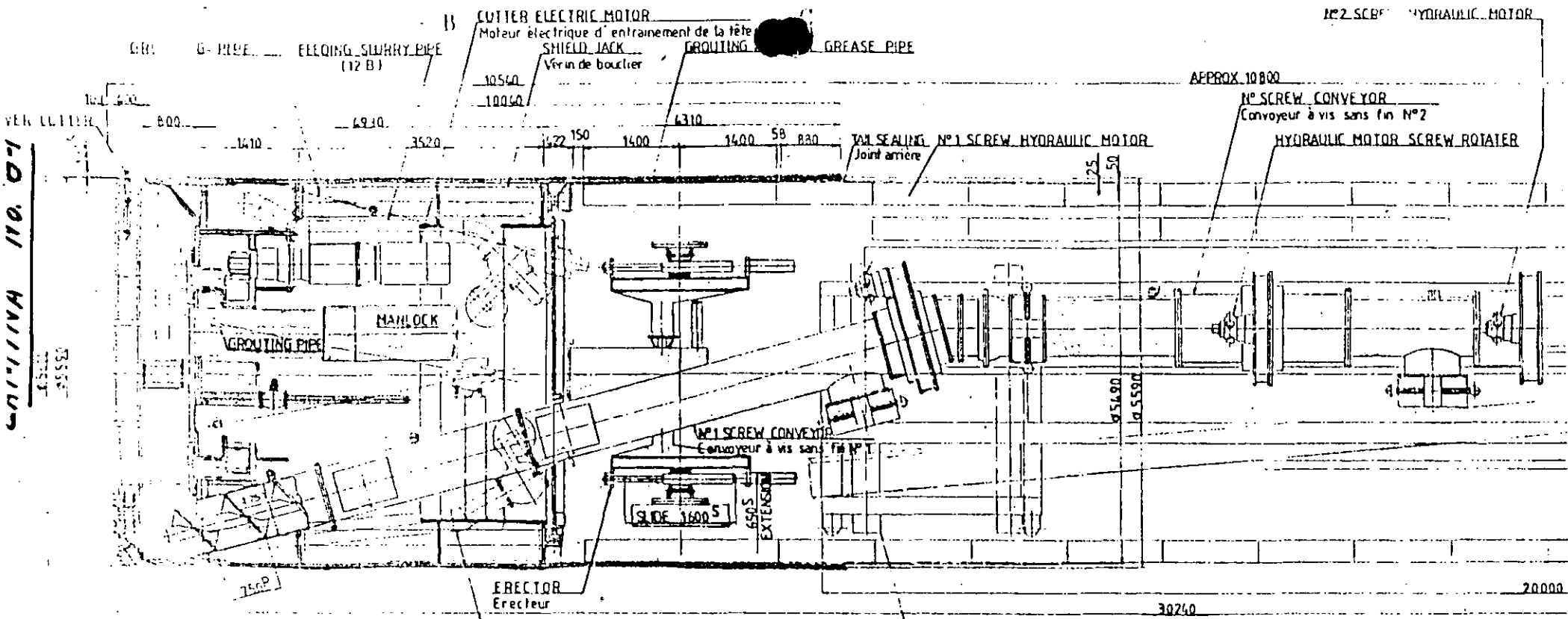


FIG. A

FIG. B.B

FIG. C.C

6-1

TUNNELIER T4

NO	DESCRIPTION	REVISION	DATE
1
2
3
4
5

APPROVED: [Signature]
 CHECKED: [Signature]
 DATE: 1/12
 GENERAL



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

*CUARTO MODULO:
TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

EL TUNEL DEL CANAL Y SUS SERVICIOS

PALACIO DE MINERIA

A N E X O No. 9

EL TUNEL DEL CANAL Y SUS SERVICIOS

Traducción del artículo titulado:

THE CHANNEL TUNNEL AND ITS SERVICE

Traductor: Ing. Francisco Mendoza von Borstel

JULIO DE 1991

I N D I C E

EL TUNEL DEL CANAL Y SUS SERVICIOS

	PAGINA
Introduccion.	9-1
Antecedentes del Proyecto del Túnel.	9-1
Diseño y Construcción.	9-3
Operación.	9-4
Centro de Exposición.	9-5
COMUNICACIONES POR CARRETERA.	9-5
SERVICIOS DE PASAJEROS EN LA RED FERROVIARIA BRITANICA (BR).	9-6
Servicio Diurno de Pasajeros.	9-6
PLANO DE PRINCIPALES LINEAS FERROVIARIAS.	9-9
Servicios de pasajeros con interconexiones.	9-10
Servicios Nocturnos.	9-10
Nuevas Estaciones.	9-10
SERVICIOS DE CARGA Y PAQUETERIA.	9-11
PLANO DE COMUNICACIONES FERROVIARIAS.	9-12
Planes Operativos.	9-13
Inversión en los Servicios de Carga.	9-14
Sistema Intermodal de Carga y los Nuevos vagones.	9-15
Paquetería.	9-16
NUEVA TRONCAL FERROVIARIA Y UNA SEGUNDA TERMINAL EN LONDRES.	9-16

I N D I C E

	PAGINA
Evolución Preliminar del Proyecto de una nueva Línea Troncal.	9-17
Participación del Sector Privado	9-19
Planes Actuales.	9-20
Proposiciones Alternativas.	9-21
Direcciones.	9-23
Bibliografía.	9-23

EL TUNEL DEL CANAL Y SUS SERVICIOS

Introducción.

El Túnel del Canal, actualmente en construcción entre Folkestone (Kent) y Calais Francia, está programado para entrar en operación en junio de 1993. Los dos túneles excavados para el servicio ferroviario, que están interconectados a un túnel de servicio, tendrán alrededor de 50 km (31 millas) de longitud. Se espera que esta obra aportará beneficios importantes a los viajeros y a la industria, como consecuencia de un servicio más rápido y confiable para el transporte de pasaje y carga. Constituye uno de los proyectos de ingeniería civil más grandes de Europa que está siendo financiado y construido por el Sector Privado. En forma complementaria se ha puesto en marcha un programa para terminar de mejorar y ampliar los actuales servicios ferroviarios en la fecha en que se ponga en servicio el nuevo Túnel. El costo total de la inversión que harán los ferrocarriles británicos (BR) superará los 1,400 millones de libras esterlinas. Adicionalmente existe un plan a largo plazo para ampliar aún más la capacidad del sistema ferroviario, mediante la construcción de una línea troncal de alta velocidad entre Londres y el Túnel del Canal. En este artículo se describe el Proyecto y las actividades que se están llevando a cabo en las comunicaciones británicas por carretera y ferrocarril, para lograr la mejor utilización del Túnel.

Antecedentes del Proyecto de Túnel.

El Proyecto se está llevando a cabo después de una reunión de alto nivel realizada en 1981 entre la Gran Bretaña y Francia, en la que se convino organizar un grupo combinado de trabajo para preci

sar y examinar los aspectos técnicos y económicos de un convenio bilateral para construir una intercomunicación física entre las dos naciones. Como resultado de un informe favorable, se solicitaron a las empresas constructoras ofertas para este proyecto, - - partiendo de la base de que bajo ninguna circunstancia se dispondrá de subsidios o garantías gubernamentales. A fines de 1985 - las ofertas recibidas se habían reducido a cuatro, de las cuales dos incorporaban túneles, otra un puente y la cuarta la combinación de una carretera y un túnel entre dos islas artificiales. En enero de 1986, el Primer Ministro Británico y el Presidente de -- Francia anunciaron que había sido seleccionada la solución consistente en dos túneles Ferroviarios que serían realizados por un -- consorcio entre Chanel Tunnel Group Ltd y France Manche, S.A. En febrero de 1986 se firmó entre los dos países un tratado que fué ratificado por ambos gobiernos en junio de 1987 (véase referencia sobre este asunto al final de la traducción). Tal convenio establece entre otras cosas, reglamentaciones relativas a asuntos tales como jurisdicción nacional y las medidas necesarias para proteger los intereses públicos en aspectos de seguridad e impactos ambientales; así como la naturaleza de un esquema en que participa - el Sector Privado. Se incluyen también procedimientos para atender arbitrajes en caso de disputas derivadas de la interpretación del tratado.

En marzo de 1986 se firmó un convenio entre los dos gobiernos y los concesionarios de Eurotúnel, (consorcio de socios del Channel Tunnel Group Ltd y France Manche, S.A.).

El citado convenio concede a Eurotúnel el derecho de construir y explotar el Túnel durante un período de 55 años, después de los cuales la propiedad se revertirá a los dos gobiernos. El arreglo estipula también que los gobiernos proporcionarán la infraestructura adicional necesaria y que Eurotúnel estará en condiciones de - implantar su propia política comercial por el servicio proporcionado, incluyendo las tarifas de peaje. El Proyecto está siendo - -

financiado a través de préstamos bancarios y parcialmente con bonos de fondos británicos y franceses.

En la Gran Bretaña, la Ley de 1987 relativa al Túnel bajo el Canal de La Mancha, contiene las autorizaciones necesarias para que los trabajos se realicen por el llamado BR Kent, County Council y los concesionarios. El Secretario de Estado para los Transportes - está autorizado para adquirir en forma obligatoria los terrenos - necesarios para el proyecto, emitir el equivalente a los permisos de planeación detallados para los trabajos subterráneos así como - las autorizaciones para la construcción de la terminal Británica y otros servicios complementarios. La Ley prohíbe el empleo de fondos públicos o el otorgamiento de garantías. También requiere que BR publique y mantenga al día el plan destinado a proporcionar los servicios ferroviarios internacionales. En 1987 se llegó a un - - acuerdo sobre los términos y condiciones entre los concesionarios y BR y la Sociedad Nacional Francesa de Caminos de Hierro (SNCF) para utilizar el túnel durante los 55 años del período establecido en la concesión.

Diseño y Construcción.

El proyecto del Túnel consiste en dos túneles ferroviarios, cada uno de 7.6 m (25 pies) de diámetro y un túnel auxiliar de servicio ubicado entre estos dos primeros, de 4.8 m (16 pies) de diámetro. Este último túnel estará interconectado a cada 375 m (1230 pies) a los túneles principales, para permitir el acceso a trabajos de mantenimiento y servir como ruta de evacuación en casos eventuales de emergencia. La construcción está siendo realizada por Eurotúnel a través de Transmanche Link, consorcio integrado por cinco empresas contratistas británicas y cinco francesas. Los trabajos preliminares de construcción principiaron en 1987 y en diciembre de ese año se inició la excavación del túnel de ser-

vicio. El proyecto en conjunto se ha programado para entrar en servicio en junio de 1993.

Las dos mitades del túnel de servicio se unieron el 1º. de diciembre de 1990, en un lugar situado a 22.2 km (13.8 millas) desde la costa inglesa y a 15.6 km (19.7 millas) de la costa francesa. A principios de enero de 1991 se habían excavado 28.3 km (17.6 millas) bajo el mar en el túnel principal del lado Norte y 24.7 km (15.3 millas) del túnel ferroviario del lado Sur. La construcción de las obras terminales se está ejecutando al mismo tiempo y se estima que en general van en programa.

Operación.

Los automóviles y camiones podrán cruzar sobre plataformas de ferrocarril a las que tendrán acceso y salida por su propia propulsión, sin requerir reservaciones previas. Este servicio estará disponible día y noche con trenes de salida a intervalos frecuentes. Al comenzar la operación el Eurotúnel se tendrán trenes unitarios para vehículos cada 15 minutos y trenes de carga a cada 20 minutos. Los vehículos se cargarán en las dos terminales ahora en construcción en ambos extremos del Túnel, una situada cerca de Folkestone y la otra cerca de Calais. Los trenes se formarán con uno o dos conjuntos de furgones cerrados. En dichos conjuntos de vagones de dos pisos se podrán transportar en promedio 108 vehículos, mientras que los vagones de un solo piso tendrán capacidad para transportar 54 automóviles o 12 autobuses. El sistema de vías en cada terminal permitirá manejar los trenes unitarios sin necesidad de voltearlos en reversa. Normalmente los choferes permanecerán en sus vehículos durante la travesía del canal que durará alrededor de 35 minutos. El tiempo total de tránsito a través del sistema, entre la caseta de cobro de una terminal y la salida en la otra, se estima que requerirá de 60 a 80 minutos durante la mayor parte de los días del año y en condiciones normales de tráfico. Se dispondrá de --

personal a bordo de los trenes a fin de cumplir con las normas de seguridad y auxiliar a los pasajeros en casos de emergencia.

Eurotúnel está planeando ordenar inicialmente la fabricación de 17 trenes unitarios que se entregarían en 1993, de los cuales -- 9 serían para pasajeros y ocho para carga. Hay previsión de adquirir posteriormente más equipo rodante. Al iniciar la operación del Túnel se estima que se presentarán picos diarios de unos 200 - trenes en cada sentido, incluyendo los convoyes de paso.

Centro de Exposición.

En septiembre de 1988 Eurotúnel puso en servicio en Folkestone un Centro de Exposición en el que se muestra un panorama completo -- del sistema de transporte, así como láminas y modelos con texto - bilingües. Se presenta además una maqueta del Proyecto total, a escala 2 mm igual a 1 pié (aprox. 1:150) de las instalaciones -- ferroviarias y los vagones para el transporte de vehículos, con -- todo lo cual se proporciona una idea general de cómo quedarán -- las estaciones terminales al concluirse y ponerse en operación el sistema. Está a la disposición del público una biblioteca con -- los documentos relativos al Túnel del Canal. Particularmente son bien recibidas las visitas de carácter educativo. Se calcula que durante el primer año de servicio de este Centro se tendrá una -- afluencia de alrededor de 366,000 visitantes.

COMUNICACIONES POR CARRETERA.

Se están invirtiendo grandes sumas de dinero para mejorar el sistema de comunicaciones por carretera dentro y alrededor de Kent, lo cual permitirá un mejor acceso del tráfico vehicular para cruzar el canal en las terminales de carga y en los puertos.

Se ha planeado una inversión de £710 millones a precios de 1989 para mejorar la red de carreteras y autopistas. De esta cantidad,

£265 millones se destinarán a completar y ampliar la autopista -- M20, desde Folkestone hasta su unión con la autopista orbital M25 de Londres y el mejoramiento de la A20 a Dover. Un total de £330 millones se invertirán en mejorar los caminos A27/A259 a lo largo de la costa Sur y £115 millones en la rehabilitación de la ruta - M2/A2. Adicionalmente a lo anterior el gobierno está poniendo a - disposición de las autoridades locales de Kent, relacionadas con - el Túnel del Canal, un paquete de £75 millones para completar su - programa normal de caminos en su condado.

SERVICIO DE PASAJEROS EN LA RED
FERROVIARIA BRITANICA (BR).

En julio de 1988, la BR constituyó los llamados Servicios Europeos de pasajeros como un nuevo Sector de negocios responsable de promover la implantación, a partir de 1993, de los planes relativos al servicio internacional de pasajeros a través del Túnel.

Servicio Diurno de Pasajeros.

La empresa BR manejará las rutas de Londres a París y a Bruselas, utilizando equipo rodante especialmente diseñado que será adquirido conjuntamente por CNCF y la Societe Nationale de Chemins de -- Fer Belges. La BR invertirá en estos trenes £350 millones a precios de 1989, lo cual permitirá poner en servicio en las nuevas líneas troncales de Europa Continental, convoyes capaces de alcanzar hasta 300 km/h. (180 millas por hora). Lo anterior será compatible con los sistemas de electrificación en Gran Bretaña, Bélgica y Francia. Cada tren tendrá una longitud de 393 m (430yd) y estará constituido por 18 vagones con locomotoras en cada extremo. Tales convoyes llevarán alrededor de 800 asientos. La sección de primera clase, que ocupará seis carros en el centro del tren, es--

...

tará separada de los de clase estandar por dos carros con restaurante y bar. Las actividades migratorias se realizarán sobre los propios trenes, mientras que los servicios de aduana se instalarán en estación terminal Waterloo de Londres. La construcción de talleres de mantenimiento para estos trenes ya se ha iniciado en el lado Oeste de Londres.

Durante el verano, el servicio típico consistirá en 15 trenes diarios en ambos sentidos entre Londres y París y otros 15 que transitarán en una sola dirección entre Londres y Bruselas. Los trenes diarios tardarán alrededor de 3 horas entre Londres y París y 2 -- horas 40 minutos entre Londres y Bruselas, aún cuando el tiempo a Bruselas será mayor hasta que se completen, a mediados de 1990, -- las líneas Belgas de alta velocidad.

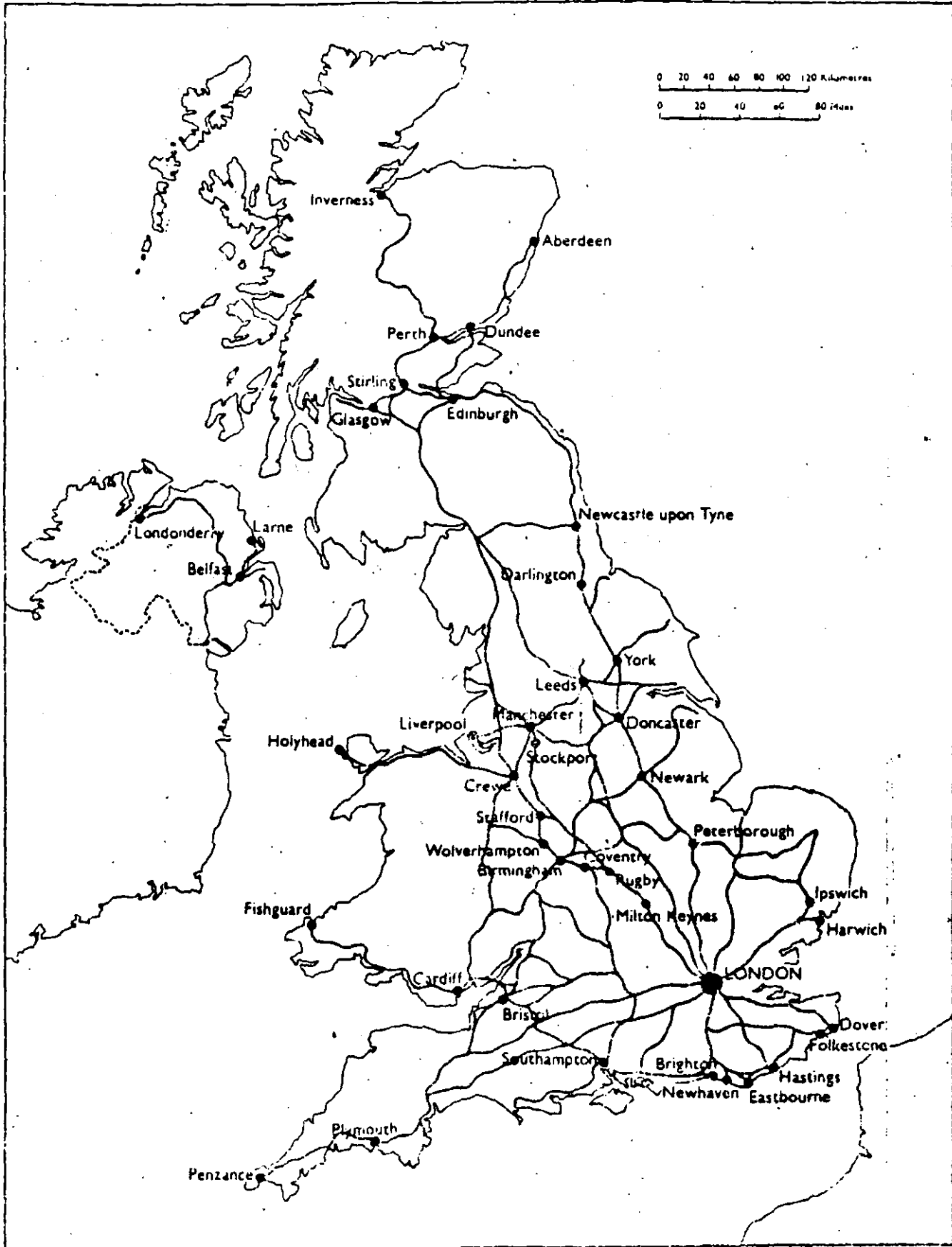
Adicionalmente se han considerado servicios en trenes con destino diferentes a Londres, utilizando para ello la red electrificada, pero este servicio es muy probable que no esté disponible hasta 1994. Se requerirá un diseño modificado de los trenes para proporcionar servicios regionales. Los trenes se dividirán por mitad a partir de Londres, en forma tal que la longitud actual de los andenes en las estaciones resulte adecuada para un servicio confortable. Por este motivo habrá necesidad de incorporar locomotoras en puntos intermedios a fin de que los trenes cortados por la mitad puedan utilizarse desde cualquier extremo. Para el servicio más allá de Londres, las formalidades de aduana y migración se realizarán a bordo de los trenes en las instalaciones adecuadas que llevarán las locomotoras. BR pretende comprar siete de estos trenes modificados.

Se ha propuesto que todas las mañanas haya dos medios trenes con destino a París a partir de las líneas principales de la costa Occidental. Uno de ellos, constituido por nueve carros de pasajeros

partirá de Manchester con escalas en Stockport, Crewe y Stafford. La otra mitad, también con nueve carros de pasajeros partiría de Wolverhampton con paradas en Birmingham y Coventry hasta juntarse con la primera mitad del tren en Rugby. Los dos trenes acoplados, con destino a París, harían escala en Milton Keynes. Un sistema similar con destino a París transitaría por la línea principal en la costa Oriental. La mitad de estos trenes iniciaría su recorrido en Edinburgo con paradas en Newcastle en el Tyne, Darlington y York. Por su parte, la otra mitad saldría de Leeds con paradas en Wakefield, Doncaster y Newark. Las dos mitades se juntarían en Peterborough. Servicios similares se tendrían en ambas líneas con destino a Bruselas. (Veáse mapa anexo con los principales ferrocarriles de la Gran Bretaña).

Por las noches habría trenes procedentes de París y Bruselas que se dividirían en dos partes en Rugby y Peterborough para proseguir a Manchester, Wolverhampton, Edinburgo y Leeds, con escalas en las mismas estaciones servidas por trenes con rumbo al Sur. Como una medida provisional BR está planeando operar algunos servicios inter-ciudadinos procedentes del Norte hacia Waterloo, con el fin de evitar la necesidad de que los pasajeros crucen Londres.

Major Railways in Britain



Servicios de pasajeros con interconexiones.

Adicionalmente a los servicios directos, se prevén interconexiones que permitirán ampliar, hasta donde sea posible dentro de la Gran Bretaña, los beneficios de los trenes internacionales de pasajeros. En particular se propone proporcionar un servicio diurno proveniente de Bristol al Sur de Gales. con destino a Waterloo, la estación terminal en Londres para los servicios ferroviarios del Túnel. Esto permitirá evitar la necesidad de que los pasajeros crucen la Capital, entre Londres y Paddington, terminal normal de los trenes procedentes de Gales del Sur y el Oeste de Inglaterra y la propia Waterloo. En la propuesta estación Internacional en Ashford, se tendrán también servicios de conexión a muchos lugares en Kent y a lo largo de la costa Sur.

Servicios Nocturnos.

La Empresa BR tiene planes para operar los servicios nocturnos desde Londres hasta París y Bruselas y más adelante hasta lugares más lejanos cuando lo justifique la demanda potencial. Estos trenes no estarían limitados a las líneas electrificadas en la red ferroviaria de la BR. Los trenes nocturnos estarían equipados para transportar 500 pasajeros en una combinación de carros dormitorios y sillas reclinables.

Nuevas Estaciones.

Se va a construir una nueva estación terminal internacional para pasajeros, como una ampliación de la existente en Waterloo. Inicialmente los convoyes utilizarán la vía existente a Dover que pasa a través de Tonbridge y Ashford con sus instalaciones para cargar trenes en transbordadores. El trabajo de construcción de la nueva terminal, cuyo costo excede los £100 millones (a precios de 1990-91), se iniciará en diciembre de 1990. Fácilmente será accesible a otras comunicaciones, que incluyen las del tren subterráneo de Londres y las rutas domésticas de BR que salen de Waterloo. Sus cinco andenes,

con un total de 400 m de longitud (440yd), serán considerablemente más largos que las de las plataformas normales, a fin de permitir el abordaje a trenes de 18 carros. Existirán casetas para la venta de boletos para tomar el sistema subterráneo, en forma similar a las disponibles en los servicios de BR. Los servicios de aduana y verificación de migración para los servicios que concluyen en Londres se ubicarán en la nueva terminal.

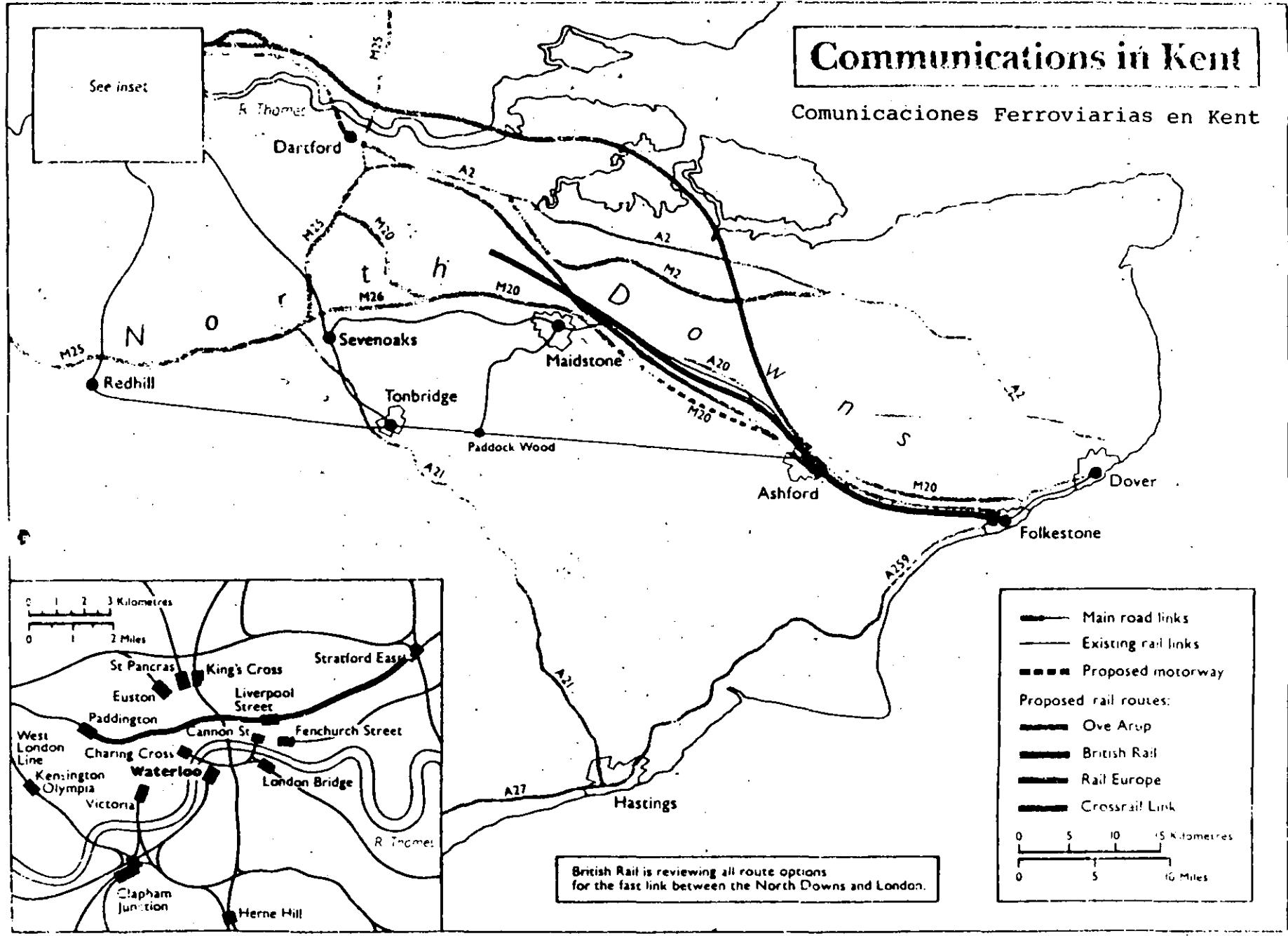
En los planes se incluye la construcción de una nueva estación internacional en Ashford (Kent) en donde se detendrán algunos de los trenes internacionales para atender las demandas locales o para -- efectuar conexiones con los servicios domésticos. Será posible -- también disponer de servicios de conexión hasta Ashford provenientes de trenes locales de Kent a lo largo de la costa Sur. La autorización para operar la nueva estación está considerada en la Ley para el Túnel. En noviembre de 1989 se presentó al Parlamento una Ley particular que permitirá que BR realice la estación propuesta en Ashford en tal forma que sea capaz de disfrutar del servicio de la nueva troncal ferroviaria propuesta. (Veáse plano con las -- comunicaciones ferroviarias en Kent). Se dispondrá inicialmente de patios de estacionamiento con capacidad preliminar de por lo menos 2,000 vehículos. La estación se construirá en colaboración -- con una empresa especializada en fraccionamientos urbanos. Dicha estación incluirá locales comerciales, algunos de los cuales serán construidos por BR en los terrenos que ya no se requieran para el uso ferroviario. La Ley autoriza también la construcción de una curva en West Hampstead, (al Noroeste de Londres) para facilitar el acceso entre King's Cross y la línea principal de la costa Occidental.

SERVICIO DE CARGA Y PAQUETERIA.

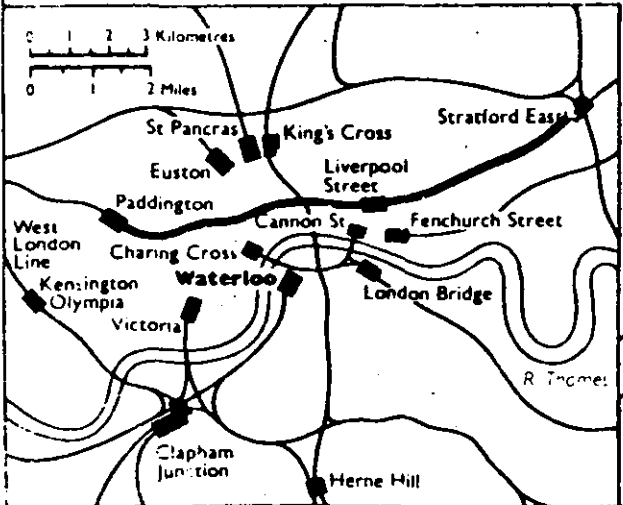
Se estima que el Túnel incrementará grandemente el servicio de carga internacional que maneja BR. En los años subsiguientes al comienzo de operación del Túnel se prevé que el negocio de distribución de paquetería por BR podría llegar a triplicarse hasta ser de 61 millones de toneladas por año.

Communications in Kent

Comunicaciones Ferroviarias en Kent



See inset



— Main road links
— Existing rail links
— Proposed motorway
— Proposed rail routes:
— Ove Arup
— British Rail
— Rail Europe
— Crossrail Link

0 5 10 15 Kilometres
 0 5 10 Miles

British Rail is reviewing all route options for the fast link between the North Downs and London.

Planes Operativos.

BR pretende establecer una red regional de terminales de carga que darían servicio a los principales centros de población e industria de la Gran Bretaña. Tres criterios normarán la selección de los si tios para estas terminales:

- Volumen suficiente de tráfico para asegurar el éxito económico de las inversiones requeridas en los servicios de la terminal y su equipamiento.
- Disponibilidad de terreno suficiente para las necesidades presen tes y las de su futuro crecimiento.
- Acceso efectivo de caminos hasta las terminales.

El tráfico proveniente de más de una terminal rápidamente podrá embarcarse en trenes con destino a la Europa Continental en "centros ferroviarios de operación". La BR está planeando construir tres tales centros en Crewe, Doncaster y Wembley (al Norte de Londres).

Inicialmente BR ha contemplado operar 27 trenes de carga en cada dirección, para hacer frente al requerimiento de mover 61 millones de toneladas al año, equivalentes al movimiento anual a través de Kent de 400,000 tractocamiones. Dichos trenes utilizarán una mezcla de vagones convencionales y vehículos intermodales. La inversión para mejorar las rutas al Túnel permitirá disponer de 35 rutas cargueras por día y en cada dirección, que serán suficientes para transportar hasta 14 millones de toneladas por año, dependiendo del tráfico y la combinación de los dos sistemas de transporte. BR pretende proporcionar en cada terminal regional un servicio diario a la Europa Continental, asignando para cada servicio su propia y predeterminada ruta en la Gran Bretaña y la debida coordinación con los itinerarios europeos de tierra firme. Los trenes tendrán hasta 750 m (820yd.) de

longitud con una capacidad máxima de carga útil de 1,000 toneladas, equivalente a lo que pueden transportar 50 autocamiones bien cargados. Los trenes transitarán a velocidades hasta 120 km por hora - (75 millas por hora), y se programarán para llegar a destinos tales como París, Bruselas o Stuttgart, al día siguiente de su salida de la Gran Bretaña y 2 días en total hasta lugares más lejanos, como Milán o Barcelona.

Inversión en los Servicios de Carga.

La empresa BR ha recibido la aprobación del Gobierno para invertir en la adquisición de 30 nuevas locomotoras eléctricas de carga Clase 92, destinadas a mover trenes cargueros a la misma velocidad que los servicios similares en el Continente Europeo. Tales trenes podrán operar en los diversos sistemas electrificados que se utilizan en Gran Bretaña, a través del Túnel del Canal y al Norte de Francia. La tracción eléctrica, combinada con rieles continuos soldados, se reflejarán en que estas locomotoras resulten más silenciosas que las que se utilizan actualmente en trenes de carga arrastrados por locomotoras diesel.

Las dos rutas asignadas a trenes cargueros que utilizarán el Túnel del Canal, transitarán, vía Redhill, Tonbridge y Ashford, o bien -- por Maidstone y Ashford. El gobierno ha aprobado un plan de inversión para mejorar la infraestructura ferroviaria, que incluye la -- electrificación de la única línea central aún no electrificada en la ruta carguera entre Londres y el Túnel del Canal (Redhill a -- Tonbridge). Otras inversiones mejorarán la línea Occidental de Londres tampoco electrificada que constituirá una ruta para los trenes cargueros procedentes del Túnel del Canal hasta el centro operativo de carga en Wembley. La inversión en locomotoras de carga y la electrificación de la Sección Redhill-Tonbridge alcanzará un total de alrededor de £112 millones a precios de 1990-91.

...

Mediante sistemas muy avanzados de computación se controlará el tráfico carguero. Esto permitirá la integración con el sistema europeo de los ferrocarriles y los sistemas de los clientes. En estas condiciones los usuarios podrán tener acceso al sistema para monitorear los itinerarios y localizar sus cargas dentro de la red ferroviaria.

Sistema Intermodal de Carga y los Nuevos vagones.

BR anticipa que una alta proporción del tráfico carguero a través del Túnel será del tipo "intermodal". Tal tráfico utilizará remolques convertibles que puedan indistintamente ser montados sobre vías de ferrocarril, o bien remolcados como tractocamiones. Este es un sistema para las operaciones de carga que cada vez se utiliza más en Europa Continental. La nueva tecnología aplicada a vagones de carga permitirá a BR aceptar remolques convertibles que ya son estándar en Europa, así como contenedores que puedan continuar operando conforme a las normas para cargas aun en vigor en la Gran Bretaña. Los nuevos diseños para vagones intermodales, con una estructura baja de piso, facilitarán el uso de unidades desmontables con una altura que no exceda los 2.67 m (8 pies 9") que se permiten conforme a las actuales normas de carga de la Gran Bretaña.

El equipo ferroviario de nuevo diseño, adaptado al empleo de plataformas bajas para carga, está siendo contemplado por BR ya que considera que resultará mejor desde el punto de vista del costo, invertir en nuevas tecnologías de vagones en vez de tener que ampliar túneles y puentes a fin de poder adoptar el gálibo de mayor tamaño que se usa en el Continente. En coordinación con los socios continentales BR propone invertir en una gran flota de vagones intermodales que incorporen plataformas de bajo perfil. Dicha flota estará asignada a los servicios del Túnel bajo el Canal y se manejará en forma centralizada.

Paquetería

Actualmente el negocio de paquetería de BR ofrece dos servicios a Europa, bien sea mediante vuelos nocturnos desde Birmingham hasta el aeropuerto de Bruselas o por mar desde Newhaven. El Túnel permitirá a BR ofrecer dos nuevos servicios de paquetería:

- Servicio de un mismo día entre Londres y París o Bruselas, - utilizando espacios disponibles en los trenes entre estas dos capitales, y
- Vía trenes nocturnos de pasajeros, para la paquetería documentada hasta las 17:00 horas en la mayoría de los centros regionales y la cual se entregaría al día siguiente en los centros principales de Europa.

Será posible manejar paquetería proveniente de localidades provinciales utilizando la actual red de entrega el mismo día y el servicio de vehículos que cruzan Londres que, actualmente conecta a - - Waterloo con todas las terminales de la capital. Se está examinando la posibilidad de establecer un servicio de paquetería en trenes de alta velocidad que salgan de Londres con destino a Bruselas a las 21:30 horas. Tal servicio se interconectaría al actual sistema Británico con los grandes centros de paquetería europea. Todos estos servicios podrán utilizarse en el otro sentido mediante la probable asociación de los ferrocarriles europeos y otros transportistas.

NUEVA TRONCAL FERROVIARIA Y UNA SEGUNDA TERMINAL EN LONDRES.

Los actuales planes de BR serán adecuados hasta el momento en que se utilice al máximo la capacidad de las líneas férreas existentes entre Londres y el Túnel bajo el Canal. Por esta razón se está -- trabajando en concretar una proposición para construir una nueva

troncal que dé servicio a Waterloo y una segunda terminal Londinense en King's Cross. Se espera proceder a la construcción de esta nueva línea cuando sea comercialmente viable.

Evolución Preliminar del Proyecto de una nueva Línea Troncal.

En agosto de 1987 se preparó el Estudio sobre el Impacto en Kent debido al crecimiento del tráfico internacional ferroviario. Este trabajo se realizó bajo los auspicios del Comité unido de Consultores de Kent, encabezado por el Departamento de Transportes. La conclusión fué que debido al crecimiento del tráfico internacional, la capacidad de las líneas ferroviarias existentes de BR eventualmente podrá llegar a constituir una grave restricción. Un incremento en el número de personas que se transportan diariamente a Londres procedentes del Norte de Kent está contribuyendo ya a congestionar las actuales líneas ferroviarias existentes. Después de este primer reporte BR puso en marcha un grupo de Estudio cuyos resultados publicados en julio de 1988, indicaron que será necesario hacer mejoras radicales al sistema ferroviario que da servicio al Túnel, posiblemente antes de fines del siglo. Se precisó también que la mejor solución consiste en la construcción de una línea troncal, completamente nueva, para dar servicio a Waterloo, así como una segunda terminal en Londres, la cual debería destinarse exclusivamente al servicio de los trenes de pasajeros, en forma similar a lo que ocurre en las rutas de trenes de alta velocidad en Francia, todo esto con el fin de facilitar los servicios de interconexión internacional rápida. Los trenes cargueros no podrán operar a alta velocidad, pero fácilmente se movilizarán sobre la red ferroviaria existente gracias a poder utilizar las vías que resulten liberadas con la nueva troncal. Este reporte identificó cuatro posibles corredores para la nueva troncal en base a las recomendaciones de los Consultores Regionales, lo cual se tomará en cuenta en el estudio posterior de la nueva línea de alta velocidad. Los Residentes Locales mostraron una gran oposición a todos los corredores.

Una iniciativa de Ley privada que propone a King's Cross de Londres como el lugar para localizar la segunda terminal internacional, se presentó en el Parlamento en noviembre de 1988. King's Cross se eligió después de examinar otros posibles lugares, incluyendo a White City (al Oeste de Londres) y a Stratfort al Oriente de Londres). La ubicación de King's Cross permitirá tener un buen acceso por ferrocarril a Midlands, al Norte de Inglaterra y Escocia. Como ocurre con Waterloo, King's Cross tendrá buenas conexiones con el sistema subterráneo de Londres y el área urbana que dispone de muy buen servicio de autobuses.

Después de un estudio muy minucioso en el que participaron los consultores, la empresa BR dió a conocer en marzo de 1989 su ruta preferida para la nueva troncal. Esta proposición incorporaba parte de las soluciones de localización de la ruta original y tomaba en consideración los criterios establecidos por el Consejo del Condado de Kent. La ruta partía del Túnel del Canal en Folkestone hasta Ashford y después seguía a lo largo del corredor de la autopista M20 hasta después de Maidstone; continuaba después en túnel bajo North Downs pasando por South Darenth y llegaba a Londres en un túnel a partir de Swanley. Finalmente terminaba en un conducto subterráneo hasta King's Cross, con una espuela conectada a las vías superficiales existentes en Waterloo. En esta etapa se estimaba que el costo del proyecto sería de alrededor de £1,700 millones. Tal línea troncal permitiría reducir en cerca de 30 minutos la duración del recorrido por el proyecto, dando lugar a que el viaje de Londres a París se pudiera hacer en 2 horas 30 minutos y en 2 horas 10 minutos entre Londres y Bruselas. Para mejorar la red regional de transporte de Kent se proponía una estación en Mid-Kent Parkway, cerca de Maidstone, que permitiera que el viaje a King's Cross fuera de 25 minutos, disponiéndose ahí de un estacionamiento para 4,000 automóviles.

Los residentes de Kent y el Sureste de Londres continuaban oponiéndose en forma considerable a la construcción de esta línea troncal -

a diferencia de lo que ocurría en la región Norte de Francia, a través de la cual se está construyendo una línea de alta velocidad hasta el Túnel. Lo anterior se explica porque Kent es una área relativamente muy poblada. Por lo tanto hubo una gran preocupación sobre los efectos que tendría el ferrocarril en las villas cercanas. Una nueva troncal de ferrocarril como ésta es de menor importancia económica para el desarrollo de Kent que en el Norte de Francia. Aun cuando la proposición de construir un túnel de acceso a Londres tenía menos oposición, subsistía una considerable preocupación derivada de las molestias que se generan en los sitios de construcción, razón por la cual, en septiembre de 1989 BR dió a conocer una modificación en la ruta de la troncal para reducir tales disturbios temporales. Por su parte, el costo estimado para el proyecto se había incrementado considerablemente como resultado de una estimación más detallada que ahora se tenía y la incorporación de las modificaciones convenidas para reducir los daños ambientales, particularmente los originados por la construcción de los túneles en Londres.

Participación del Sector Privado.

La empresa BR invitó al sector privado a participar en la construcción de la nueva línea troncal ferroviaria para lo cual, en noviembre de 1989 anunció que BR había seleccionado como socio del sector privado a Eurorail, una asociación entre las empresas Trafalgar - House y BICC, a fin de constituir con ellos un consorcio responsable para los servicios ferroviarios del Túnel del Canal, incluyendo la construcción y operación de la nueva troncal ferroviaria. BR y Eurorail estaban ampliamente satisfechos con la ruta preferida entre el Canal y North Downs, pero aún así volvieron a considerar las opciones para entrar a Londres, incluyendo ahora una estación internacional para el estacionamiento de vehículos en una área al Oeste de Kent. En la primavera de 1990 BR y Eurorail sometieron a la consideración del Gobierno un plan de negociación.

...

En junio de 1990 el Gobierno expuso que el plan de negociación no era aceptable. Se dijo que los beneficios que tendrían los usuarios rutinarios de la red regional ferroviaria, no justificaban la magnitud del subsidio solicitado; aun más, el bajo interés propuesto y los pagos diferidos de £1,000 millones aprobados, involucraban un sustancial riesgo para los contribuyentes fiscales. Por otra parte el Gobierno tenía que tomar en consideración el contenido de la Sección 42 de la Ley del Canal que prohibía el subsidio público en servicios internacionales de ferrocarril, previsión ésta que permitía garantizar una competencia equitativa con los servicios aéreos y los de transbordadores marítimos, que no estaban subsidiados. A la vista de esta decisión, BR y Eurorail convinieron en que no existían bases para proseguir en esta etapa con el proyecto de hacer participar al sector privado.

Planes Actuales.

La citada posición del Gobierno enfatizaba que los pronósticos del crecimiento en la demanda de pasajeros mostraban la necesidad de disponer de una mejor capacidad en el proyecto que eventualmente pudiera requerirse y que BR proponía posponer la realización del proyecto tan pronto como resultara viable. Sin embargo, como el Gobierno no estaba convencido de que las proposiciones actuales constituyeran la mejor solución, particularmente por lo que respecta a los servicios de transporte rutinario de personal entre sus domicilios y el trabajo solicitó a BR que completara sus estudios considerando otras rutas optativas desde North Downs y Waterloo y a King's Cross. Tales nuevos estudios, que incluirían el análisis de las proposiciones de rutas alternativas a King's Cross vía Stratford, deberían ser independientemente verificadas por consultores externos. Sin embargo la declaración gubernamental indicaba que había una favorable aceptación sobre el corredor adecuado para la nueva troncal entre el Túnel del Canal y North Downs, pero aún se requerían consultas adicionales de un más fino detalle. Estas consultas públicas fueron iniciadas por BR en septiembre de 1990 y los resultados serán publicados en un reporte ambiental completo. Adicionalmente -

el Gobierno consideró que resultaría correcto salvaguardar tal decisión de la ruta de acuerdo con los términos de planeación y en consecuencia BR debería ser consultada sobre la adopción de otros planes dentro del corredor protegido. Las directivas iniciales sobre la citada salvaguardia, destinadas a las autoridades de Planeación locales en Kent fueron emitidas por el Secretario de Estado para el Transporte, en septiembre de 1990.

A pesar de todo la Gran Bretaña continúa teniendo la obligación de disponer en breve tiempo de eficientes servicios ferroviarios hacia Europa y los precedentes de esta última. Lo anterior se demuestra con los planes de BR para invertir más de £1,400 millones en las actividades relacionadas con el Túnel del Canal. Los aspectos financieros de la nueva troncal se mejorarán conforme crezca la demanda por los servicios para lo cual BR está trabajando en concretar sus proposiciones a fin de estar en condiciones de proceder una vez que se demuestre la viabilidad de la multicitada nueva línea férrea.

Proposiciones Alternativas.

Asociados con BR dos grupos, han iniciado nuevos estudios de rutas alternativas, tanto para el tráfico de pasajeros como para el servicio de carga. En ambas proposiciones se contempla la construcción de una línea que cruzaría el río Támesis, llegando a Londres por el Oriente. Stratford constituirá una importante terminal en los dos planes, con la opción de utilizar también King's Cross. En ambos planes se vé que Stratford tiene buen acceso tomando en consideración mejoras, tales como la extensión de la línea Jubilee y la vía llamada East-West Cross Rail, así como la promoción de la regeneración urbana en la parte Oriente de Londres y en otras localidades a lo largo de la ruta.

Un grupo de estudio encabezado por la firma de ingenieros Ove Arup está dando apoyo a una de estas rutas alternativas que sigue muy de cerca la preferida línea de BR que pasa Ashford a lo largo de la autopista M20. La ruta en cuestión cruzaría Medway cerca de

Rochester y al río Támesis en un túnel al Norte de Dartford, para arribar luego a Londres sobre la superficie a través de Essex. La línea serviría a Stratford y podría alargarse hasta King's Cross. Se contempla la edificación de estaciones para dar servicio al tráfico de pasajeros rutinarios en varios lugares a lo largo de la línea.

La troncal de enlace consistiría de vías tanto para carga como para pasajeros, construidas de acuerdo con las normas intercontinentales denominadas UIC B, con provisión de mayores gálibos. Durante los períodos de demanda de punta en el servicio de pasajeros la línea de carga se aprovecharía para mejorar los servicios de pasajeros en Kent y el Sureste de Essex. Este esquema ha sido considerado por las partes promotoras de la construcción de un sistema ferroviario integrado que diera servicio a toda la Gran Bretaña. Este Grupo propone la electrificación de las líneas clave en Gran Bretaña y su rehabilitación gradual en varios años para cumplir con los estándares UIC B.

El otro Grupo conocido como Rail Europe, encabezado por Manufacturers Hannover y Bechtel, ha propuesto una línea siguiendo la llamada ruta "Talis" que cumpla con las normas UIC C. Su ruta sería en Túnel desde Ashford a Sittingborne, atravesaría los ríos Medway y Támesis en túneles subacuáticos, (constituidos por secciones precoladas que se sumergen para unirse bajo el agua) y después sigue sobre la superficie hasta Londres. Se considera para esta solución a Stratford como punto terminal.

El Gobierno anunció en junio de 1990 su preocupación concerniente a las proposiciones de BR/Eurorail y declaró también que resultaba incuestionable que las rutas alternativas pudieran ser mejores desde el punto de vista financiero y en consecuencia se estaban solicitando a BR que las estudiara de nueva cuenta. Lo anterior está siendo realizado como parte de los trabajos de asesoría de BR sobre las opciones de ruta dentro de Londres. Conviene precisar nuevamente que el trabajo está siendo verificado por consultores externos.

Direcciones.

British Railways Board, PO Box 100, 24 Eversholt Street, London NW1 IDZ.

Department of Transport, 2 Marsham Street, London SW1P 3EB.

Eurotúnel:

The Channel Tunnel Group Ltd, Victoria Plaza, 111 Buckingham Palace Road, London SE1W 0ST.

France Manche SA, Tour Franklin, 100 Terrasse Boieldieu, 92081 Paris, La Defense, Cedex 11, France.

Fanufactures Hannover Ltd, The Adelphi, 1-12 John Adam Street, London WC2N 6HT.

Over Arup Tunnel Rail Link Group, 13 Fitzroy Street, London W1P 6BQ.

Bibliografía Complementaria.

T I T U L O	AUTOR	FECHA	COSTO EN £
BONAVIA, Michael R. The Channel Story ISBN 0 7153 8964 5	David & Charles	1987	995
Channel Fixed Link. Concession Agreement. Cm 9769 ISBN 0 10 197690 9	HMSO	1986	490
Amendment No.1 to the Concession Agreement. Cm 406 ISBN 010 104062 8	HMSS	1988	110
Channel Tunnel Act 1987 ISBN 010 545387 0	HMSO	1987	850
International Rail Services for the United Kingdom.	British Railways Board	1989	Free
Treaty... concerning the Construction and Operation by private	HMSO	1986	270
Concessionaires of a Channel Fixed Link... Cm 9745 ISBN 010 197450 7			

...

NOTAS: El término "Británico" se utiliza informalmente en este artículo, como equivalente del Reino Unido de la Gran Bretaña y el Norte de Irlanda. La Gran Bretaña comprende Inglaterra, Escocia y Gales.

La traducción corresponde a una publicación de Foreign and Commonwealth Office by Reference Services, Central Office of Information.

Printed in the UK for HMSO. Dd 8932285 R 5150 1/91.

Traductor: Ing. Francisco Mendoza von Borstel
Mayo de 1991.



Reference Fact Sheet



Foreign &
Commonwealth
Office

The Channel Tunnel and its Services

The Channel Tunnel, currently under construction between Folkestone (Kent) and Calais, northern France, is scheduled to open in June 1993. The twin-bore rail tunnel, linked by a service tunnel, will be some 50 km (31 miles) long, and is expected to bring substantial benefits to travellers and to industry from a quicker and more reliable carriage of passengers and freight. It is one of the largest civil engineering projects in Europe, and is being financed and built by the private sector. A programme is under way to improve rail services for when the tunnel opens. The total cost of investment by British Rail (BR) will come to over £1,400 million. Further development work is in hand to expand the capacity of the rail system in the longer term by building a new fast line from London to the Channel Tunnel. This factsheet describes the project and the improvements that are being made to Britain's road and rail communications in order to make the best use of the tunnel.

Background to the Channel Tunnel Project

The project was undertaken after a summit meeting between Britain and France in 1981, at which it was agreed that a joint study group be established to examine the technical and economic aspects of a fixed link. Following a favourable report, proposals were invited on the basis that no government funding or guarantee would be available. By late 1985, four had been shortlisted. Two of these involved tunnels, one a bridge and the fourth a mixture of roadway and a tunnel between two artificial islands. In January 1986 the British Prime Minister and the French President announced that a twin-bore rail tunnel

put forward by a joint venture of the Channel Tunnel Group Ltd and France Manche SA had been selected. A treaty (see Further Reading, p8) between the two countries was signed in February 1986 and ratified by both governments in July 1987. It regulates matters such as national jurisdiction, contains provisions to protect the public interest in matters such as safety and the environment, and sets out the private sector nature of the scheme. It also contains arrangements for arbitration in the event of a dispute over interpretation.

In March 1986 a concession agreement was signed between the two governments and the concessionaires, Eurotunnel (the partnership of Channel Tunnel Group Ltd and France Manche SA). The agreement gives Eurotunnel the right to build the tunnel and operate it for a period of 55 years, after which its ownership will revert to the two governments. The agreement also stipulates that the governments will provide the necessary infrastructure and that Eurotunnel will be able to implement its own commercial policy on the service provided, including pricing. The project is being funded partly through bank borrowing and partly through equity funding in Britain and France.

In Britain the Channel Tunnel Act 1987 contains the necessary powers for construction work to be carried out by BR, Kent County Council and the concessionaires. It empowers the Secretary of State for Transport compulsorily to acquire land needed for the project and grants the equivalent of detailed planning permission for the underground works and outline permission for the British terminal and other facilities. The Act forbids the use of public funds or guarantees. It also requires BR to publish and update a plan for the provision of international rail services.

The term 'Britain' is used informally in this factsheet to mean the United Kingdom of Great Britain and Northern Ireland. 'Great Britain' comprises England, Scotland and Wales.

Agreement was reached in 1987 on the terms and conditions between the concessionaires and BR and the French Société Nationale des Chemins de Fer Français (SNCF) for the use of the tunnel during the 55-year concession period.

Design and Construction

The tunnel will consist of two running tunnels each of 7.6 m (25 ft) diameter, with a service tunnel of 4.8 m (15.7 ft) diameter between them. This will be linked to the main tunnels every 375 m (1,230 ft), providing access for maintenance and an evacuation route in emergency.

Construction is being undertaken for Eurotunnel by Transmanche Link, a joint venture of five British and five French contracting companies. Preparatory construction works commenced in 1987, and the excavation of the service tunnel began in December 1987. The project as a whole is scheduled to open in June 1993. The two halves of the service tunnel were joined up on 1 December 1990 22.2 km (13.8 miles) from the English coast and 15.6 km (9.7 miles) from the French coast. By the beginning of January 1991, 28.3 km (17.6 miles) of the under-sea north-running tunnel and 24.7 km (15.3 miles) of the south-running tunnel had been excavated. Building work is also under way on the terminals, and is generally on schedule.

Operation

Cars and lorries will be able to cross on regular shuttle trains, which will provide a no-booking, drive-on, drive-off service at frequent intervals round the clock. At opening, Eurotunnel intends to run car shuttles at frequencies of up to one every 15 minutes and freight shuttles every 20 minutes. Vehicles will be loaded at the two terminals being constructed at either end of the tunnel, one near Folkestone and the other near Calais. Trains will be formed of one or two 'rakes' of enclosed carrier wagons. A rake of double-decked wagons will carry an average of 108 cars, while a rake of single-decked wagons will carry about 54 cars or 12 coaches. Track loops at each terminal will allow the shuttle trains to enter and leave the stations without reversing. Drivers will normally stay with their cars for the crossing, which will take about 35 minutes; the overall transit time through the system from arriving at the toll booths at one terminal and driving off at the other is expected to be between 50 and 80 minutes, on most days of the year in normal traffic conditions. There will be attendants on board the wagons to ensure that safety regulations are complied with and to assist passengers in the event of an emergency.

Eurotunnel is planning initially to order 17 shuttle trains for delivery in 1993, nine of them for passengers

and eight of them for freight. Further orders are envisaged at a later stage. On the opening of the tunnel a peak of some 200 movements a day in each direction is expected, including through rail services.

Exhibition Centre

Eurotunnel opened an exhibition centre in Folkestone in September 1988. The centre provides a comprehensive picture of the transport system, with bilingual displays and models, including a full-size mock-up of the proposed shuttle wagons and a 2 mm:1 ft scale railway model that gives an impression of how the terminal sites are expected to look. A library houses Channel Tunnel documents for public reference. Educational visits are particularly welcomed. The centre had 366,000 visitors during its first year.

Road Communications

Large sums are being spent on improving road communications in and around Kent, which will allow cross-channel vehicle traffic better access both to the shuttle terminal and the ports.

Investment of £710 million at 1989 prices is planned for motorway and trunk road improvements. Of this, £265 million will be spent completing and widening the M20 from Folkestone to its junction with the M25 London orbital motorway, and on upgrading the A20 to Dover. A total of £330 million will be spent upgrading the A27/A259 along the south coast, and £115 million will be spent on upgrading the M2/A2 route. In addition, the Government is grant-aiding a £75 million package of Channel Tunnel-related local authority road improvements in Kent, over and above the county's ordinary programme.

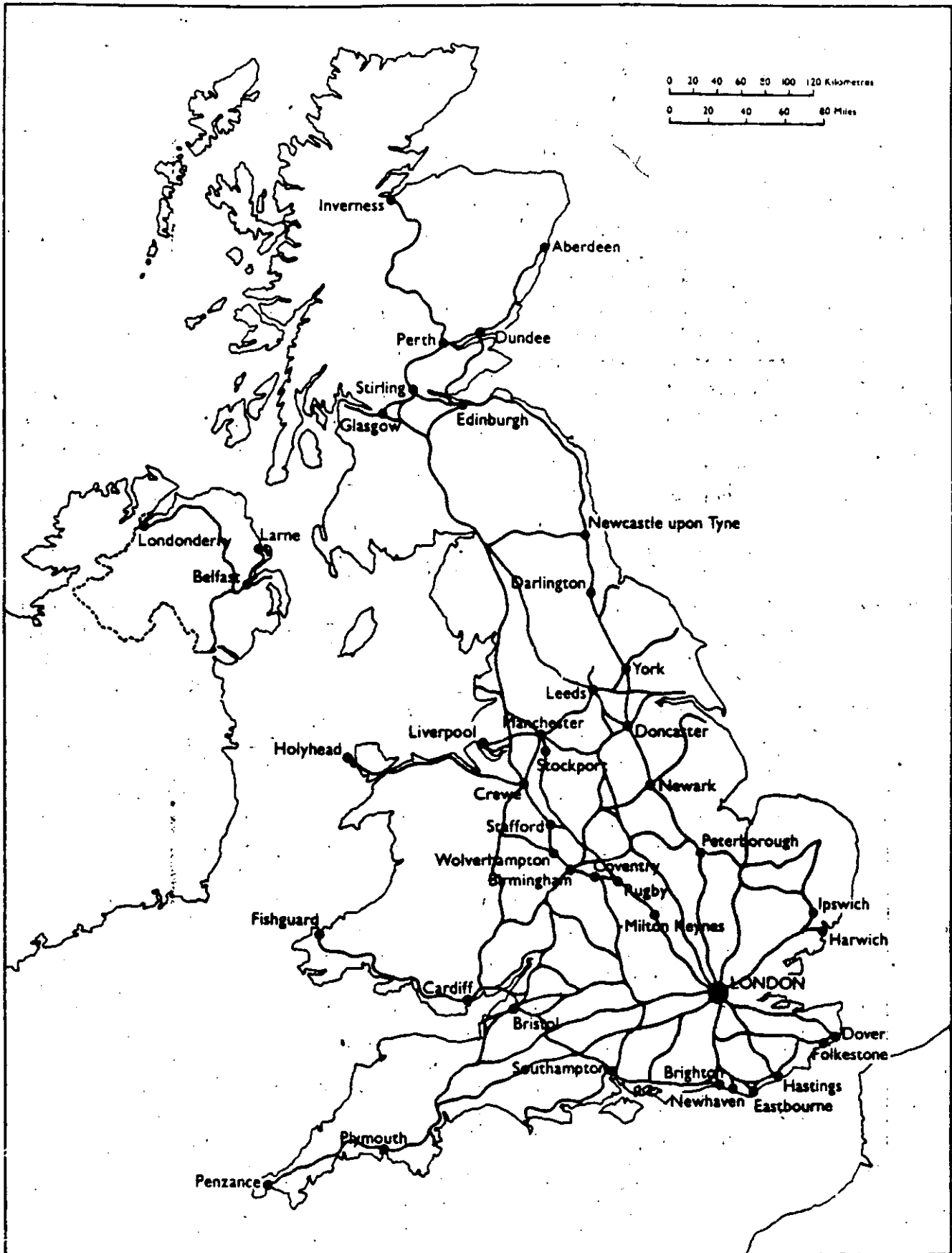
British Rail Passenger Services

In July 1988 BR created European Passenger Services as a new business sector responsible for developing plans for international passenger services through the tunnel from 1993.

Daytime Passenger Services

BR will run services from London to Paris and Brussels using specially designed trains, jointly purchased with SNCF and Société Nationale des Chemins de Fer Belges. BR is investing £350 million at 1989 prices in these trains, which will be able to run at up to 300 km/h (185 mph) on new lines in mainland Europe. They will be compatible with the electrification systems in Britain, Belgium, and France. Each train will be 393 m (430 yd) long and consist of 18 coaches with a power car at each end. The trains will contain some 800 seats each. First-class accommodation

Major Railways in Britain



will be in the centre six coaches, separated from standard class by two bar-buffet coaches. Immigration formalities will be carried out on the trains, while customs facilities will be provided at the terminal at London Waterloo. The construction of a maintenance depot for these trains in west London has already started.

A typical summer service will consist of 15 trains a day in each direction between London and Paris, and another 15 each way between London and Brussels. Journey times will be roughly three hours between London and Paris and 2 hours 40 minutes between London and Brussels, although the time to Brussels will be longer until a Belgian high-speed line is completed in the mid-1990s. In addition, through services are planned from destinations beyond London, using the electrified network, although this service is unlikely to be available until 1994. A modified design of train will be needed to allow for regional services. The trains will divide into two halves beyond London so that the length of station platforms can be comfortably accommodated. Driving cabs will therefore have to be incorporated at the mid-point to allow each half to be driven from either end. For services beyond London, customs and immigration formalities will be conducted on the train; the necessary facilities for this will be provided in the same carriage as the driving cab. BR intends to buy seven of these modified trains.

It is proposed that there should be two Paris-bound 'half-trains' each morning on the West Coast main line. One would consist of nine coaches starting from Manchester and calling at Stockport, Crewe and Stafford. The other would comprise nine coaches starting from Wolverhampton, calling at Birmingham and Coventry and joining up with the other half-train at Rugby. The combined train would call at Milton Keynes on the way to Paris. A similar Paris-bound service would run on the East Coast main line. One half-train would start at Edinburgh and call at Newcastle upon Tyne, Darlington and York, while the other would start at Leeds and call at Wakefield, Doncaster and Newark. The two halves would join up at Peterborough. Similar services would run on both lines to Brussels. In the evening there would be trains from Paris to Brussels, splitting at Rugby and Peterborough to go to Manchester, Wolverhampton, Edinburgh and Leeds, serving the same stations as the south-bound trains. As an interim measure, BR is planning to operate some inter-city services from the north into Waterloo, so avoiding the need for passengers to cross London.

Connecting Passenger Services

In addition to the direct services, connecting services will spread the benefits of international train travel as widely

as possible within Britain. Train service planning will take account of the needs of international passengers. In particular, it is proposed to provide a daytime service from Bristol and south Wales direct to Waterloo, the London terminal for tunnel rail services (see below). This will avoid the need for passengers to cross London between London Paddington, the normal terminus for trains from south Wales and the west of England, and Waterloo. The proposed Ashford International station (see below) would also offer connecting services to many places in Kent and along the south coast.

Night Services

BR plans to operate night services to Paris and Brussels from London and beyond where there is sufficient potential demand. These trains would not be confined to the electrified parts of the BR network. Night trains would cater for 500 people, with a mixture of sleeping berths and reclining seats.

New Stations

A new international passenger terminal is to be constructed alongside the existing station at Waterloo. Trains will initially use the existing boat-train line to Dover, which passes through Tonbridge and Ashford. Construction work on the new terminal, costing over £100 million (1990-91 prices), will begin in December 1990. It will be easily accessible to other communications, including the London Underground and BR's domestic routes out of Waterloo. Its five platforms will be 400 m (440 yd) long, considerably longer than normal station platforms, so as to be able to take the 18-coach trains. There will be through ticketing with the Underground, as is currently available for BR domestic services. Customs and immigration checks for services terminating in London will be carried out at the terminal.

A new international station is planned at Ashford (Kent), where some international trains will call to provide for local needs or to connect with domestic services. It will also be possible to provide connecting services to Ashford from many places in Kent and along the south coast. Powers to operate the station were granted in the Channel Tunnel Act; a private Bill was deposited in Parliament in November 1989 to enable BR to relocate the proposed station in Ashford in such a way that it is capable of being served by the proposed rail link (see p 6). Car parking spaces would be provided, initially for at least 2,000 cars. The station would be built in collaboration with a developer. It would include commercial developments, some of which would be built on BR land no longer needed for railway purposes.

The Bill also contains powers to construct a curve at West Hampstead (north-west London) to ease access from King's Cross to the West Coast main line.

Freight and Parcels

The tunnel is expected greatly to increase the international freight carried by BR. In the years immediately following the opening of the tunnel, BR's Railfreight Distribution business sector expects to treble its current European business to about 6.1 million tonnes a year.

Operational Plans

BR intends to establish a network of regional freight terminals. These would serve the main population and industrial centres of Britain. Three criteria will govern the choice of site for these terminals:

- sufficient traffic volume to make a profit on investment in terminal facilities and equipment;
- sufficient land available for present needs and future growth; and
- effective road access to the terminals.

Traffic from more than one terminal would rapidly be marshalled into trains for various mainland European destinations at 'train operating centres'. BR is planning to build three main train operating centres, at Crewe, Doncaster and Wembley (north London).

Initially BR is planning to run 27 freight trains each way to cope with the estimated 6.1 million tonnes of freight, the equivalent of 400,000 lorry movements a year through Kent. These trains use a mixture of conventional wagons and intermodal vehicles (see below). Investment in improving existing routes to the tunnel (see below) will give 35 freight paths each way a day, sufficient to carry up to 14 million tonnes a year, depending upon traffic balance and mix. BR aims to provide each regional terminal with a daily service to mainland Europe; each service would have its own pre-determined path in British and mainland European timetables. Trains would be up to 750 m (820 yd) long, with maximum payloads of 1,000 tonnes—the equivalent of 50 fully laden lorries. The trains would travel at speeds of up to 120 km/h (75 mph). They would be scheduled to arrive at locations such as Paris, Brussels or Stuttgart the day after departure from Britain, and two days after departure at more distant destinations such as Milan or Barcelona.

Investment in Freight Services

BR has received approval from the Government to invest in 30 new Class 92 electric freight locomotives. These will haul freight at the same speeds as those in mainland

Europe and will be capable of operating on the various electrification systems in use in Britain and through the Channel Tunnel to northern France. Electric traction, together with improvements such as continuously-welded rails, will make these locomotives much quieter than present-day diesel-hauled freight services.

The two routes for Channel Tunnel freight through Kent will be via Redhill, Tonbridge and Ashford, and via Maidstone and Ashford. The Government has approved an investment plan for an improved rail infrastructure. Part of this is the electrification of the only unelectrified part of the freight route between London and the Channel Tunnel (Redhill to Tonbridge). Other investment will improve the West London Line, which is to be electrified and will provide a route for freight from the tunnel to reach the proposed train operating centre at Wembley. Investment in the freight locomotives and the electrification of the Redhill-Tonbridge section will total some £112 million at 1990-91 prices.

Advanced computerised systems will track the passage of freight. These will be integrated with the systems of mainland European railways and those of customers. Customers will be able to access the system to monitor schedules and locate their goods within the railway network.

Intermodal Freight Operations and New Wagons

BR anticipates that a high proportion of freight traffic through the tunnel will be 'intermodal'. Such traffic uses 'swap bodies', wagon bodies that can either be mounted on railway wheels or hauled directly by lorries. This is an increasingly common method of freight operation in mainland Europe. New wagon technology will enable BR to accept standard European swap bodies and containers while still operating within the standard British loading gauge. New designs of intermodal wagon with a lower floor structure will enable demountable units up to 2.67 m (8 ft 9 in) to be carried within the present British loading gauge.

New wagon designs, including the use of lower loading decks, are being explored. BR believes that it is more cost-effective to invest in new wagon technology than in enlargement of tunnel and bridge profiles to fit the larger continental loading gauge. With its continental partners, BR proposes to invest in a large fleet of intermodal wagons incorporating lower loading decks. This fleet will be devoted to Channel Tunnel services and will be centrally managed.

Parcels

BR's parcels business sector currently offers two services to Europe, either overnight by a flight from Birmingham

Airport to Brussels, or by sea from Newhaven. The tunnel will allow BR to offer new parcel services:

- same-day between London and Paris or Brussels, using space available in the inter-capital trains; and
- in the overnight passenger trains, allowing items to be consigned in most regional centres up to 17.00 hours and to be delivered to principal European centres the next morning.

It will be possible to feed packages consigned from provincial locations into the same-day service via the existing parcels network and the cross-London vehicle service connecting all main London terminals to Waterloo. The possibility of a special high-speed parcels train leaving London for Brussels at around 21.30 is being examined. This would link the British network directly into the European parcels 'hub'. All these services would also operate in the reverse direction, probably in association with mainland European railways and other carriers.

New Rail Link and Second London Terminal

BR is planning for the time when the capacity of the existing lines into London from the Channel Tunnel are fully utilised. It is therefore working on proposals for a new rail link to serve Waterloo and a second London terminal at King's Cross. It hopes to proceed as soon as the new line becomes commercially viable.

Early Development of the New Link

In August 1987, the Kent Impact Study, prepared under the auspices of the Kent Joint Consultative Committee, chaired by the Department of Transport, concluded that, with the growth of international traffic, the capacity of BR's existing lines would eventually become a constraint. An increase in the number of people commuting into London from north Kent was also putting further stress on the existing network. Following this report, BR set up a study group whose report was published in July 1988. This indicated that radical improvements to the rail network serving the tunnel would be needed, possibly as early as the end of the century. The best solution was considered to be a completely new line to serve Waterloo and a second London terminal. This should be devoted to passenger trains in the same way as the French high-speed routes, providing rapid international and commuter services. Freight trains could not be operated at high speed but could be readily accommodated on the existing network, taking advantage of the capacity freed by the new line. The report identified four possible route corridors, based on the advice of environmental consultants, for further

study into a fast link. There was considerable opposition from local residents to all of the corridors.

A private Bill nominating King's Cross as London's second international terminal was deposited in Parliament in November 1988. King's Cross was chosen after examining other possible sites, including, among others, White City (west London) and Stratford (east London). The King's Cross location would provide good access by rail to the Midlands, the north of England and Scotland. Like Waterloo, it would have good connections with the London Underground, and the site is well served by buses.

After extensive study and consultation, BR announced its preferred route for the new link in March 1989. This was based on parts of the original route options and took account of criteria put forward by Kent County Council. The route ran from the Channel Tunnel at Folkestone to Ashford, then along the M20 motorway corridor past Maidstone, through a tunnel under the North Downs, past South Darenth and entering a tunnel into London at Swanley. The line would have continued underground to King's Cross, with a spur to the existing surface tracks into Waterloo. At that stage, it was envisaged that the cost of the project would be some £1,700 million. The link would cut about 30 minutes off projected journeys, giving times of about 2 hours 30 minutes from London to Paris and 2 hours 10 minutes London-Brussels. To improve the Kent commuter network, a Mid-Kent Parkway station was proposed near Maidstone. This would offer a 25-minute journey to King's Cross, and have car parking for 4,000 cars.

Opposition to the link from residents in Kent and south-east London was still considerable. Unlike northern France, through which a high-speed rail line is being built to the tunnel, Kent is relatively densely populated. There was therefore much concern about the effect of the railway on nearby villages. A railway link is of less importance as an aid to economic development in Kent than in northern France. Although the proposal to tunnel under London had reduced opposition, there was still strong local concern about the temporary disruption caused by construction sites. In September 1989 BR announced an amended route to reduce disruption. However, the estimated cost of the project had increased considerably, as a result of the more detailed estimates that had now been drawn up, and of the changes agreed to protect the environment, particularly tunnelling in London.

Involvement of the Private Sector

BR invited the participation of the private sector in the construction of the link. In November 1989, it was

announced that BR had selected Eurorail, a consortium of Trafalgar House and BICC, as its prospective private sector partners, to form a joint venture responsible for Channel Tunnel rail services, including the construction and operation of the link. BR and Eurorail were broadly satisfied with the preferred route between the Channel Tunnel and the North Downs but looked again at the options for the route into London, now to include an international parkway station in the west Kent area. In the spring of 1990, BR and Eurorail submitted a business plan to the Government.

In June 1990 the Government announced that the business plan was not acceptable. The benefits to commuters, it said, did not justify the size of subsidy sought. Moreover, the proposed low-interest, deferred-payment loan of £1,000 million would have involved a substantial risk to the taxpayer. The Government had to take account of section 42 of the Channel Tunnel Act, which forbids public subsidy of international rail services, a provision included to ensure fair competition with the unsubsidised ferry and air services. In the light of this decision, BR and Eurorail agreed that there was no basis for carrying the project forward in the private sector at the present stage.

Present Plans

The announcement by the Government emphasised that forecasts of the growth of passenger demand showed that extra capacity would eventually be required, and that BR wished to proceed with the project as soon as it was viable. The Government was not satisfied, however, that the present proposals were the best solution, particularly in respect of commuter services. It therefore asked BR to complete its studies of route options from the North Downs to Waterloo and King's Cross. These would include a study of alternative proposals for routes to King's Cross via Stratford (see p 6), which will be independently verified by external consultants. The announcement indicated that there was broad agreement on the right corridor for the new line between the Channel Tunnel and the North Downs, but that it was necessary to consult further on the fine detail. These public consultations were started by BR in September 1990, and a full environmental report will be published as a result. The Government considered that it would be right to 'safeguard' that section of the route in planning terms, so that BR would have to be consulted about other planning applications within the safeguarded corridor. Initial safeguarding directions to local planning authorities in Kent were made by the Secretary of State for Transport in September 1990.

Britain, however, remains committed to fast and

efficient rail services to and from Europe from 1993. This is demonstrated by BR's plans to invest over £1,400 million in Channel Tunnel services. The financial case for a new line will improve as demand for travel grows. BR is developing its proposals to be ready to proceed once the Link becomes viable.

Alternative Proposals

Two groups have put forward alternative routes for both passenger and freight traffic in association with BR. Both proposals envisage the construction of a link which would cross the Thames and approach London from the east. Stratford would be an important terminal in both plans, with the option to use King's Cross as well. Stratford is seen by both groups as having good access, taking account of improvements such as the Jubilee Line extension and the East-West Crossrail, and would assist redevelopment in east London and at other locations along the route.

A group led by the consulting engineers Ove Arup is backing one of these alternative routes. Its route stays close to the BR preferred line past Ashford and along the M20 corridor. It would cross the Medway near Rochester and the Thames in a tunnel north of Dartford, then approach London on the surface through Essex. The line would serve Stratford and could be extended to King's Cross. Stations would be built to serve commuter traffic at various points along the line. The link would consist of both freight and passenger tracks, built to the continental 'UIC B+' loading gauge. At peak commuter periods the freight line would be used to provide improvements to domestic passenger services in Kent and south-east Essex. This scheme is seen by its promoters as part of the construction of an integrated international rail system serving the whole of Britain; the group proposes the electrification of key routes in Britain and their upgrading to 'UIC B+' standard over a period of years. Another group, known as Rail Europe and led by Manufacturers Hanover and Bechtel, has proposed a line on the so-called 'Talis' route using the 'UIC C' loading gauge. Its route would be in a tunnel from Ashford to Sittingbourne. It would cross the Medway and Thames in immersed-tube tunnels, and then travel on the surface into London. Stratford is envisaged as the terminal.

The Government announcement in June 1990 concerning the BR/Eurorail proposals also stated that the alternative routes seemed unlikely to be better financially, but that BR was being asked to look again at them. This is being done as part of BR's assessment of route options into London, and the work is being independently verified by consultants.

Addresses

British Railways Board, PO Box 100, 24 Eversholt Street, London NW1 1DZ.

Department of Transport, 2 Marsham Street, London SW1P 3EB.

Eurotunnel:

The Channel Tunnel Group Ltd, Victoria Plaza, 111 Buckingham Palace Road, London SW1W 0ST.

France Manche SA, Tour Franklin, 100 Terrasse Boieldieu, 92081 Paris, La Défense, Cedex 11, France.

Manufacturers Hanover Ltd, The Adelphi, 1-12 John Adam Street, London WC2N 6HT.

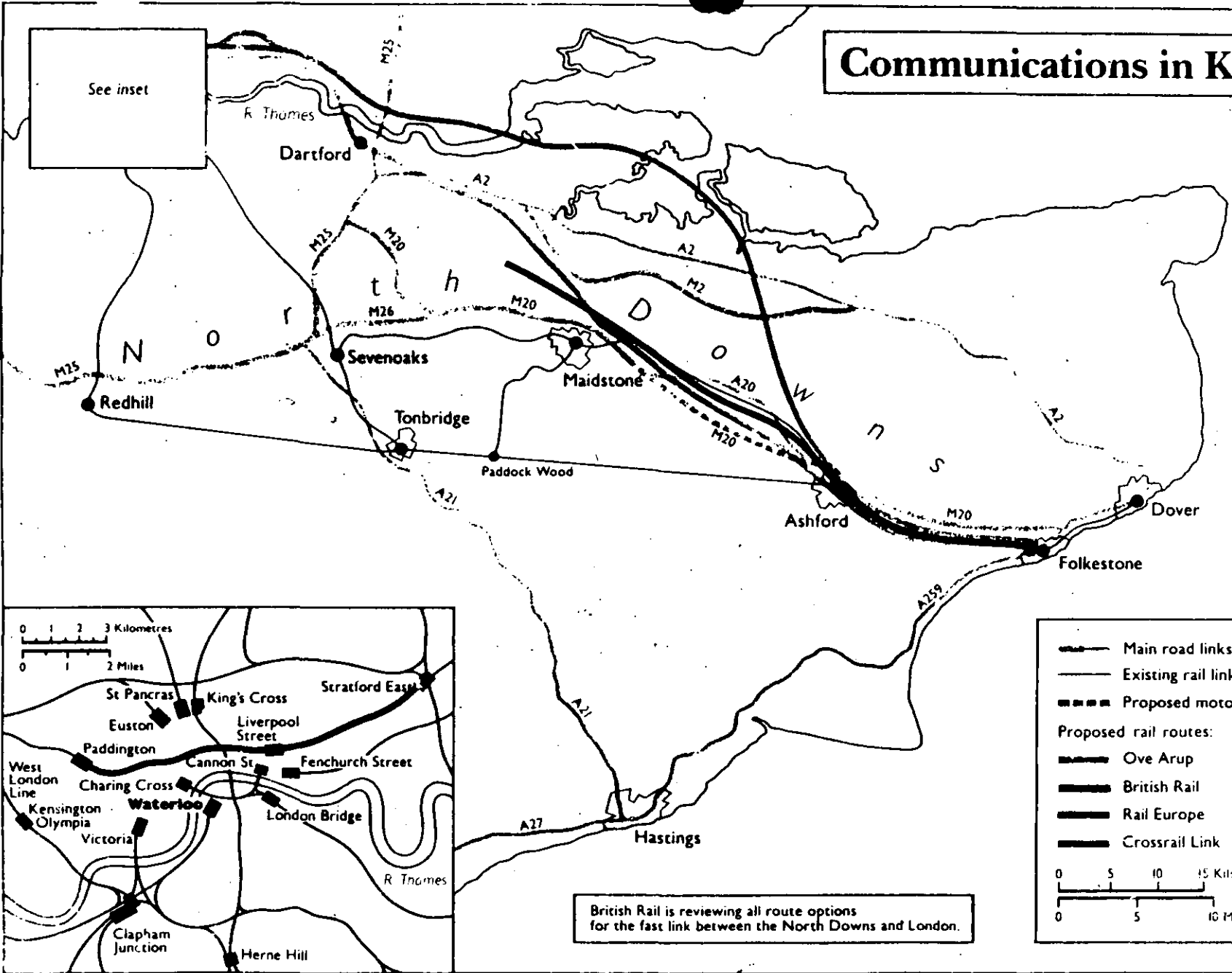
Ove Arup Tunnel Rail Link Group, 13 Fitzroy Street, London W1P 6BQ.

Further Reading

BONAVIA, Michael R. <i>The Channel Tunnel Story</i> . ISBN 0 7153 8964 5	David & Charles	1987	9.95
<i>Channel Fixed Link... Concession Agreement</i> . Cm 9769. ISBN 0 10 197690 9	HMSO	1986	4.90
<i>Amendment No. 1 to the Concession Agreement</i> . Cm 406. ISBN 0 10 104062 8	HMSO	1988	1.10
<i>Channel Tunnel Act 1987</i> . ISBN 0 10 545387 0	HMSO	1987	8.50
<i>International Rail Services for the United Kingdom</i> .	British Railways Board	1989	Free
<i>Treaty ... concerning the Construction and Operation by Private Concessionaires of a Channel Fixed Link ... Cm 9745</i> . ISBN 0 10 197450 7	HMSO	1986	2.70

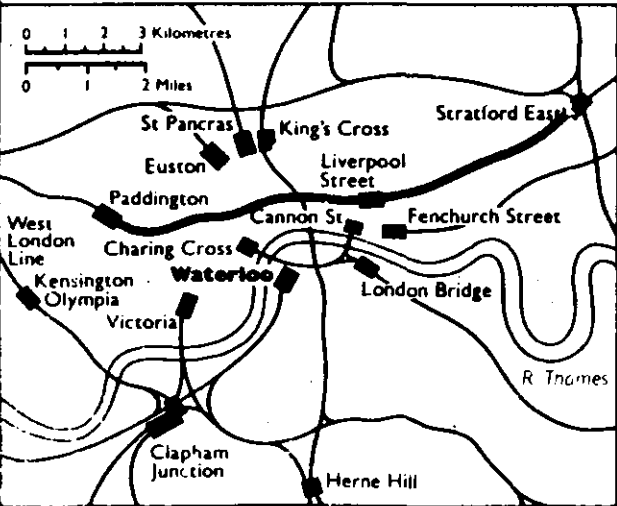
Written and prepared for the Foreign and Commonwealth Office by Reference Services, Central Office of Information. Although the text is Crown Copyright, it may be freely reproduced outside Britain, with or without acknowledgment. Similar publications on other subjects may be obtained from British Embassies, High Commissions or Consulates.

Communications in Kent



See inset

6



— Main road links
 — Existing rail links
 ■■■ Proposed motorway
 Proposed rail routes:
 — Ove Arup
 — British Rail
 — Rail Europe
 — Crossrail Link

0 5 10 15 Kilometres
 0 5 10 Miles

British Rail is reviewing all route options for the fast link between the North Downs and London.





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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MADULO:

*TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

VISTA GENERAL DE LAS INSTALACIONES

PALACIO DE MINERIA

A N E X O No. 5

VUE GENERAL DES INSTALLACIONES

C h a n n e l T u n n e l

Tunnel sous La Manche

Transmanche Link

Vista general de las instalaciones

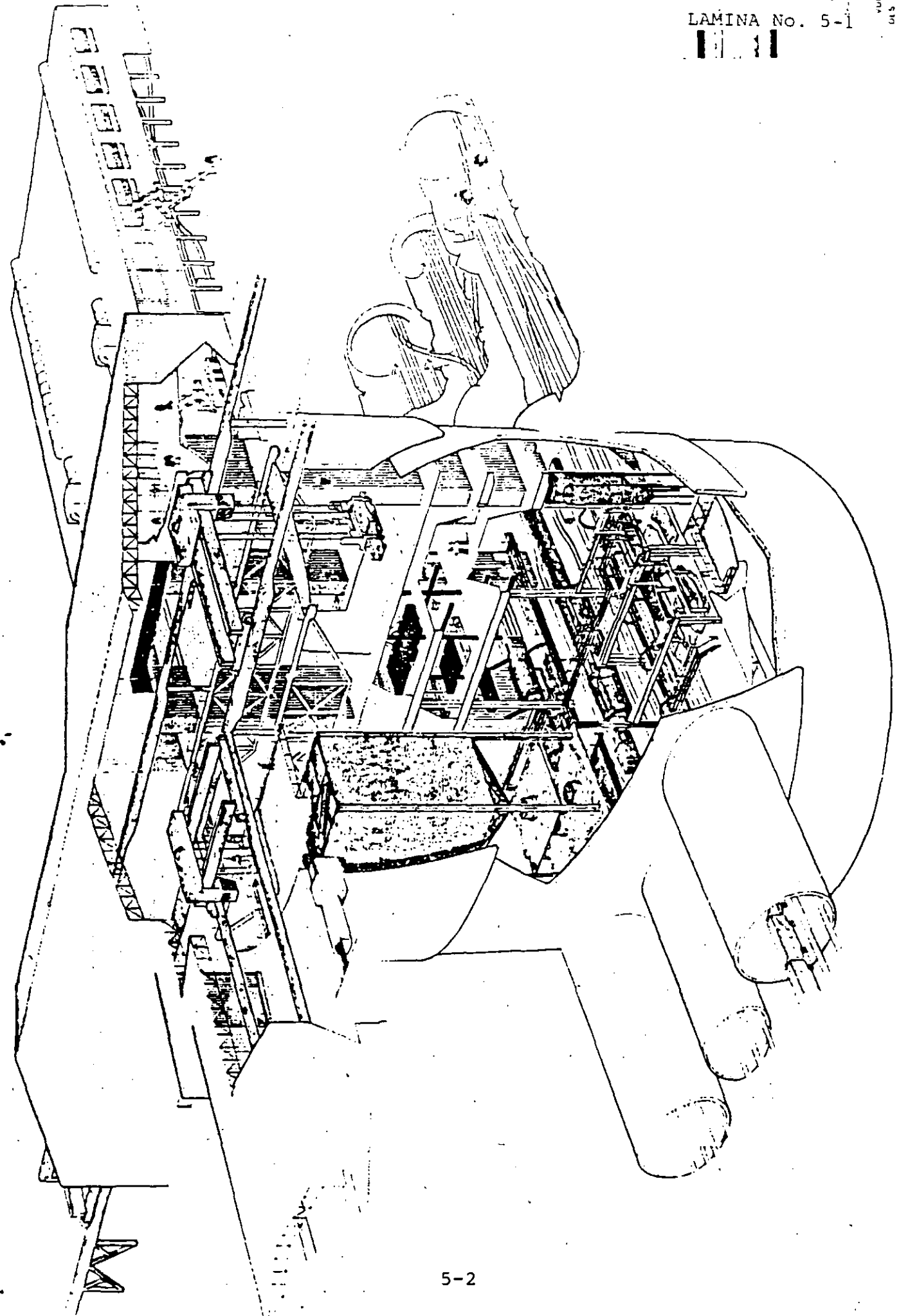
(en la lumbreira de Sangatte)

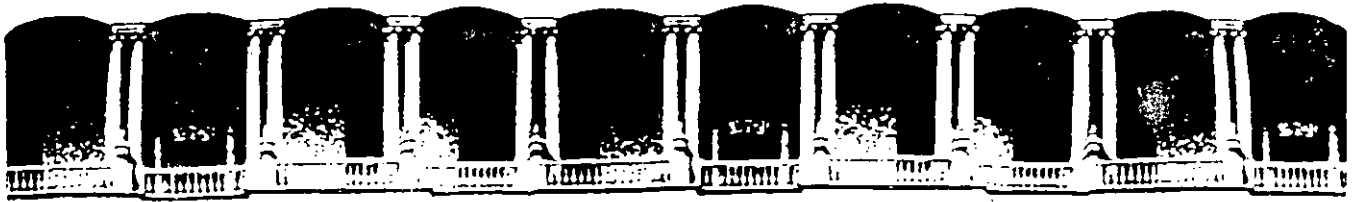
Julio de 1991

A N E X O N o . 5

VISTA GENERAL DE LAS INSTALACIONES EN LA LUMBRERA DE SANGATTE

En la lámina No. 5-1 se ilustran las complejas instalaciones en la lumbrera de Sangatte en el lado francés del Túnel bajo el Canal.





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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO :

*TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

EXCAVADORA INTEGRAL DE TUNEL " TOPO" No. T-4

PALACIO DE MINERIA

A N E X O N o . 6

T U N N E L I E R T - 4

C O N F I N E D S O I L S H I E L D

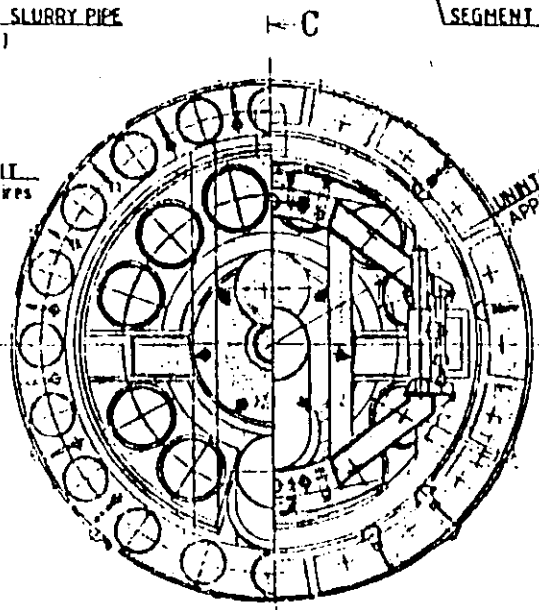
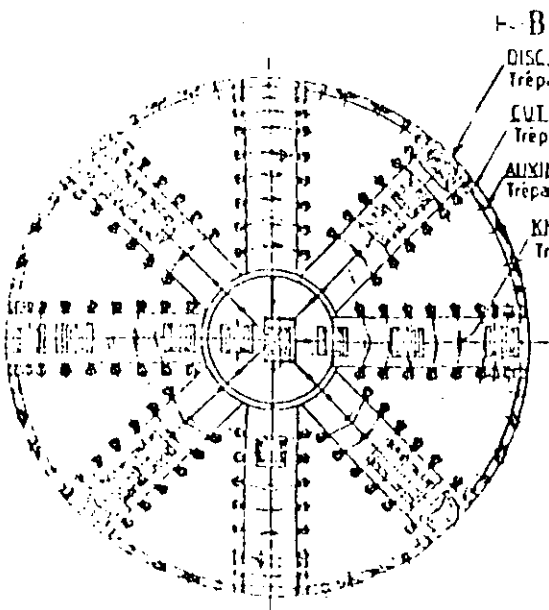
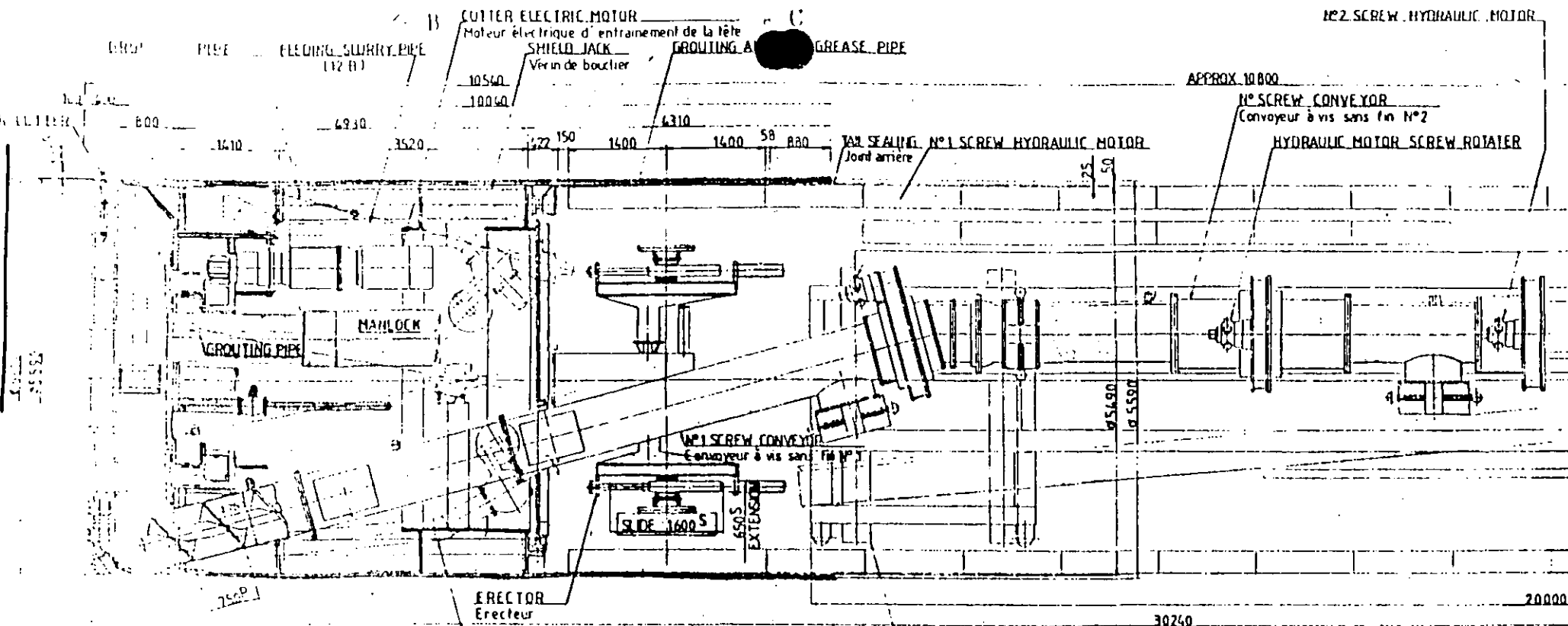
G e n e r a l A s s y

Excavadora integral de túnel "Topo" No. T-4

Excavadora con escudo confinado

Plano general

Julio de 1991



TUNNELIER T4

6-1

NO	REV	DESCRIPTION	DATE	BY	CHKD
1		REVISED TO SHOW Ø 2700			
2		REVISED TO SHOW Ø 2700			
3		REVISED TO SHOW Ø 2700			
4		REVISED TO SHOW Ø 2700			
5		REVISED TO SHOW Ø 2700			
6		REVISED TO SHOW Ø 2700			
7		REVISED TO SHOW Ø 2700			
8		REVISED TO SHOW Ø 2700			
9		REVISED TO SHOW Ø 2700			
10		REVISED TO SHOW Ø 2700			

SECTION B-B SECTION C-C



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

*CUARTO MODULO:
TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

EL TUNEL DEL CANAL Y SUS SERVICIOS

PALACIO DE MINERIA

A N E X O No. 9

EL TUNEL DEL CANAL Y SUS SERVICIOS

Traducción del artículo titulado:

THE CHANNEL TUNNEL AND ITS SERVICE

Traductor: Ing. Francisco Mendoza von Borstel

JULIO DE 1991

I N D I C E

EL TUNEL DEL CANAL Y SUS SERVICIOS

	PAGINA
Introducción.	9-1
Antecedentes del Proyecto del Túnel.	9-1
Diseño y Construcción.	9-3
Operación.	9-4
Centro de Exposición.	9-5
COMUNICACIONES POR CARRETERA.	9-5
SERVICIOS DE PASAJEROS EN LA RED FERROVIARIA BRITANICA (BR).	9-6
Servicio Diurno de Pasajeros.	9-6
PLANO DE PRINCIPALES LINEAS FERROVIARIAS.	9-9
Servicios de pasajeros con interconexiones.	9-10
Servicios Nocturnos.	9-10
Nuevas Estaciones.	9-10
SERVICIOS DE CARGA Y PAQUETERIA.	9-11
PLANO DE COMUNICACIONES FERROVIARIAS.	9-12
Planes Operativos.	9-13
Inversión en los Servicios de Carga.	9-14
Sistema Intermodal de Carga y los Nuevos vagones.	9-15
Paquetería.	9-16
NUEVA TRONCAL FERROVIARIA Y UNA SEGUNDA TERMINAL EN LONDRES.	9-16

I N D I C E

	PAGINA
Evolución Preliminar del Proyecto de una nueva Línea Troncal.	9-17
Participación del Sector Privado	9-19
Planes Actuales.	9-20
Proposiciones Alternativas.	9-21
Direcciones.	9-23
Bibliografía.	9-23

EL TUNEL DEL CANAL Y SUS SERVICIOS

Introducción.

El Túnel del Canal, actualmente en construcción entre Folkestone (Kent) y Calais Francia, está programado para entrar en operación en junio de 1993. Los dos túneles excavados para el servicio ferroviario, que están interconectados a un túnel de servicio, tendrán alrededor de 50 km (31 millas) de longitud. Se espera que esta obra aportará beneficios importantes a los viajeros y a la industria, como consecuencia de un servicio más rápido y confiable para el transporte de pasaje y carga. Constituye uno de los proyectos de ingeniería civil más grandes de Europa que está siendo financiado y construido por el Sector Privado. En forma complementaria se ha puesto en marcha un programa para terminar de mejorar y ampliar los actuales servicios ferroviarios en la fecha en que se ponga en servicio el nuevo Túnel. El costo total de la inversión que harán los ferrocarriles británicos (BR) superará los 1,400 millones de libras esterlinas. Adicionalmente existe un plan a largo plazo para ampliar aún más la capacidad del sistema ferroviario, mediante la construcción de una línea troncal de alta velocidad entre Londres y el Túnel del Canal. En este artículo se describe el Proyecto y las actividades que se están llevando a cabo en las comunicaciones británicas por carretera y ferrocarril, para lograr la mejor utilización del Túnel.

Antecedentes del Proyecto de Túnel.

El Proyecto se está llevando a cabo después de una reunión de alto nivel realizada en 1981 entre la Gran Bretaña y Francia, en la que se convino organizar un grupo combinado de trabajo para preci

sar y examinar los aspectos técnicos y económicos de un convenio bilateral para construir una intercomunicación física entre las dos naciones. Como resultado de un informe favorable, se solicitaron a las empresas constructoras ofertas para este proyecto, - - partiendo de la base de que bajo ninguna circunstancia se dispondrá de subsidios o garantías gubernamentales. A fines de 1985 - las ofertas recibidas se habían reducido a cuatro, de las cuales dos incorporaban túneles, otra un puente y la cuarta la combinación de una carretera y un túnel entre dos islas artificiales. En enero de 1986, el Primer Ministro Británico y el Presidente de -- Francia anunciaron que había sido seleccionada la solución consistente en dos túneles Ferroviarios que serían realizados por un -- consorcio entre Chanel Tunnel Group Ltd y France Manche, S.A. En febrero de 1986 se firmó entre los dos países un tratado que fué ratificado por ambos gobiernos en junio de 1987 (veáse referencia sobre este asunto al final de la traducción). Tal convenio establece entre otras cosas, reglamentaciones relativas a asuntos tales como jurisdicción nacional y las medidas necesarias para proteger los intereses públicos en aspectos de seguridad e impactos ambientales; así como la naturaleza de un esquema en que participa - el Sector Privado. Se incluyen también procedimientos para atender arbitrajes en caso de disputas derivadas de la interpretación del tratado.

En marzo de 1986 se firmó un convenio entre los dos gobiernos y los concesionarios de Eurotúnel, (consorcio de socios del Channel Tunnel Group Ltd y France Manche, S.A.).

El citado convenio concede a Eurotúnel el derecho de construir y explotar el Túnel durante un período de 55 años, después de los cuales la propiedad se revertirá a los dos gobiernos. El arreglo estipula también que los gobiernos proporcionarán la infraestructura adicional necesaria y que Eurotúnel estará en condiciones de - implantar su propia política comercial por el servicio proporcionado, incluyendo las tarifas de peaje. El Proyecto está siendo - -

financiado a través de préstamos bancarios y parcialmente con bo de fondos británicos y franceses.

En la Gran Bretaña, la Ley de 1987 relativa al Túnel bajo el Canal de La Mancha, contiene las autorizaciones necesarias para que los trabajos se realicen por el llamado BR Kent, County Council y los concesionarios. El Secretario de Estado para los Transportes - está autorizado para adquirir en forma obligatoria los terrenos - necesarios para el proyecto, emitir el equivalente a los permisos de planeación detallados para los trabajos subterráneos así como - las autorizaciones para la construcción de la terminal Británica y otros servicios complementarios. La Ley prohíbe el empleo de fondos públicos o el otorgamiento de garantías. También requiere que BR publique y mantenga al día el plan destinado a proporcionar los servicios ferroviarios internacionales. En 1987 se llegó a un - - acuerdo sobre los términos y condiciones entre los concesionarios y BR y la Sociedad Nacional Francesa de Caminos de Hierro (SNCF) para utilizar el túnel durante los 55 años del período establecido en la concesión.

Diseño y Construcción.

El proyecto del Túnel consiste en dos túneles ferroviarios, cada uno de 7.6 m (25 pies) de diámetro y un túnel auxiliar de servicio ubicado entre estos dos primeros, de 4.8 m (16 pies) de diámetro. Este último túnel estará interconectado a cada 375 m (1230 pies) a los túneles principales, para permitir el acceso a trabajos de mantenimiento y servir como ruta de evacuación en casos eventuales de emergencia. La construcción está siendo realizada por Eurotúnel a través de Transmanche Link, consorcio integrado por cinco empresas contratistas británicas y cinco francesas. Los trabajos preliminares de construcción principiaron en 1987 y en diciembre de ese año se inició la excavación del túnel de ser-

vicio. El proyecto en conjunto se ha programado para entrar en servicio en junio de 1993.

Las dos mitades del túnel de servicio se unieron el 1º de diciembre de 1990, en un lugar situado a 22.2 km (13.8 millas) desde la costa inglesa y a 15.6 km (9.7 millas) de la costa francesa. A principios de enero de 1991 se habían excavado 28.3 km (17.6 millas) bajo el mar en el túnel principal del lado Norte y 24.7 km (15.3 millas) del túnel ferroviario del lado Sur. La construcción de las obras terminales se está ejecutando al mismo tiempo y se estima que en general van en programa.

Operación.

Los automóviles y camiones podrán cruzar sobre plataformas de ferrocarril a las que tendrán acceso y salida por su propia propulsión, sin requerir reservaciones previas. Este servicio estará disponible día y noche con trenes de salida a intervalos frecuentes. Al comenzar la operación el Eurotúnel se tendrán trenes unitarios para vehículos cada 15 minutos y trenes de carga a cada 20 minutos. Los vehículos se cargarán en las dos terminales ahora en construcción en ambos extremos del Túnel, una situada cerca de Folkestone y la otra cerca de Calais. Los trenes se formarán con uno o dos conjuntos de furgones cerrados. En dichos conjuntos de vagones de dos pisos se podrán transportar en promedio 108 vehículos, mientras que los vagones de un solo piso tendrán capacidad para transportar 54 automóviles o 12 autobuses. El sistema de vías en cada terminal permitirá manejar los trenes unitarios sin necesidad de voltearlos en reversa. Normalmente los choferes permanecerán en sus vehículos durante la travesía del canal que durará alrededor de 35 minutos. El tiempo total de tránsito a través del sistema, entre la caseta de cobro de una terminal y la salida en la otra, se estima que requerirá de 60 a 80 minutos durante la mayor parte de los días del año y en condiciones normales de tráfico. Se dispondrá de --

tará separada de los de clase estandar por dos carros con restaurante y bar. Las actividades migratorias se realizarán sobre los propios trenes, mientras que los servicios de aduana se instalarán en estación terminal Waterloo de Londres. La construcción de talleres de mantenimiento para estos trenes ya se ha iniciado en el lado Oeste de Londres.

Durante el verano, el servicio típico consistirá en 15 trenes diarios en ambos sentidos entre Londres y París y otros 15 que transitarán en una sola dirección entre Londres y Bruselas. Los trenes diarios tardarán alrededor de 3 horas entre Londres y París y 2 horas 40 minutos entre Londres y Bruselas, aún cuando el tiempo a Bruselas será mayor hasta que se completen, a mediados de 1990, las líneas Belgas de alta velocidad.

Adicionalmente se han considerado servicios en trenes con destino diferentes a Londres, utilizando para ello la red electrificada, pero este servicio es muy probable que no esté disponible hasta 1994.

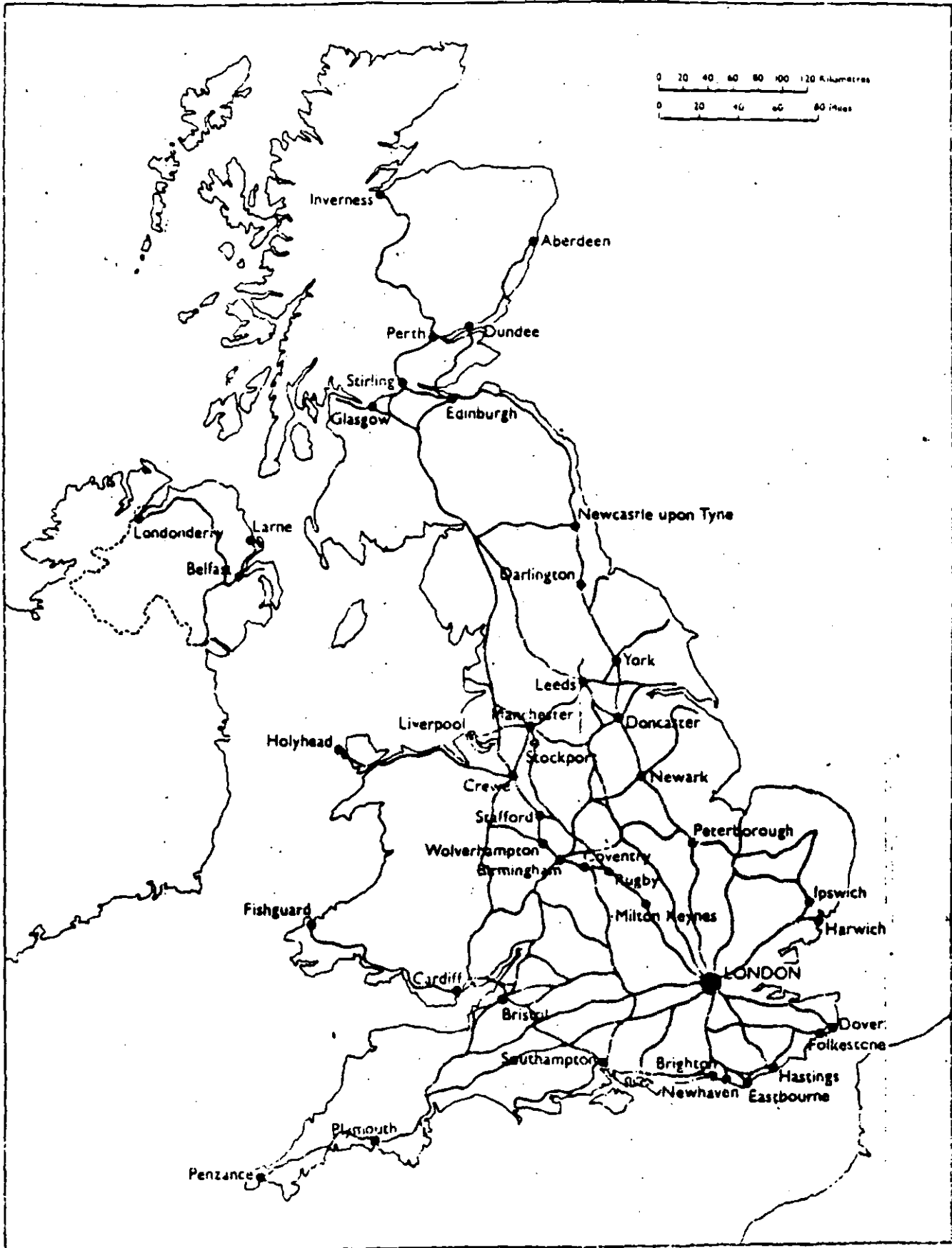
Se requerirá un diseño modificado de los trenes para proporcionar servicios regionales. Los trenes se dividirán por mitad a partir de Londres, en forma tal que la longitud actual de los andenes en las estaciones resulte adecuada para un servicio confortable. Por este motivo habrá necesidad de incorporar locomotoras en puntos intermedios a fin de que los trenes cortados por la mitad puedan utilizarse desde cualquier extremo. Para el servicio más allá de Londres, las formalidades de aduana y migración se realizarán a bordo de los trenes en las instalaciones adecuadas que llevarán las locomotoras. BR pretende comprar siete de estos trenes modificados.

Se ha propuesto que todas las mañanas haya dos medios trenes con destino a París a partir de las líneas principales de la costa Occidental. Uno de ellos, constituido por nueve carros de pasajeros

partirá de Manchester con escalas en Stockport, Crewe y Stafford. La otra mitad, también con nueve carros de pasajeros partiría de Wolverhampton con paradas en Birmingham y Coventry hasta juntarse con la primera mitad del tren en Rugby. Los dos trenes acoplados, con destino a París, harían escala en Milton Keynes. Un sistema similar con destino a París transitaría por la línea principal en la costa Oriental. La mitad de estos trenes iniciaría su recorrido en Edinburgo con paradas en Newcastle en el Tyne, Darlington y York. Por su parte, la otra mitad saldría de Leeds con paradas en Wakefield, Doncaster y Newark. Las dos mitades se juntarían en Peterborough. Servicios similares se tendrían en ambas líneas con destino a Bruselas. (Veáse mapa anexo con los principales ferrocarriles de la Gran Bretaña).

Por las noches habría trenes procedentes de París y Bruselas que se dividirían en dos partes en Rugby y Peterborough para proseguir a Manchester, Wolverhampton, Edinburgo y Leeds, con escalas en las mismas estaciones servidas por trenes con rumbo al Sur. Como una medida provisional BR está planeando operar algunos servicios intercitadinos procedentes del Norte hacia Waterloo, con el fin de evitar la necesidad de que los pasajeros crucen Londres.

Major Railways in Britain



Servicios de pasajeros con interconexiones.

Adicionalmente a los servicios directos, se prevén interconexiones que permitirán ampliar, hasta donde sea posible dentro de la Gran Bretaña, los beneficios de los trenes internacionales de pasajeros. En particular se propone proporcionar un servicio diurno proveniente de Bristol al Sur de Gales. con destino a Waterloo, la estación terminal en Londres para los servicios ferroviarios del Túnel. Esto permitirá evitar la necesidad de que los pasajeros crucen la Capital, entre Londres y Paddington, terminal normal de los trenes procedentes de Gales del Sur y el Oeste de Inglaterra y la propia Waterloo. En la propuesta estación Internacional en Ashford, se tendrán también servicios de conexión a muchos lugares en Kent y a lo largo de la costa Sur.

Servicios Nocturnos.

La Empresa BR tiene planes para operar los servicios nocturnos desde Londres hasta París y Bruselas y más adelante hasta lugares más lejanos cuando lo justifique la demanda potencial. Estos trenes no estarían limitados a las líneas electrificadas en la red ferroviaria de la BR. Los trenes nocturnos estarían equipados para transportar 500 pasajeros en una combinación de carros dormitorios y sillas reclinables.

Nuevas Estaciones.

Se va a construir una nueva estación terminal internacional para pasajeros, como una ampliación de la existente en Waterloo. Inicialmente los convoyes utilizarán la vía existente a Dover que pasa a través de Tonbridge y Ashford con sus instalaciones para cargar trenes en transbordadores. El trabajo de construcción de la nueva terminal, cuyo costo excede los £100 millones (a precios de 1990-91), se iniciará en diciembre de 1990. Fácilmente será accesible a otras comunicaciones, que incluyen las del tren subterráneo de Londres y las rutas domésticas de BR que salen de Waterloo. Sus cinco andenes,

con un total de 400 m de longitud (440yd), serán considerablemente más largos que las de las plataformas normales, a fin de permitir el abordaje a trenes de 18 carros. Existirán casetas para la venta de boletos para tomar el sistema subterráneo, en forma similar a las disponibles en los servicios de BR. Los servicios de aduana y verificación de migración para los servicios que concluyen en Londres se ubicarán en la nueva terminal.

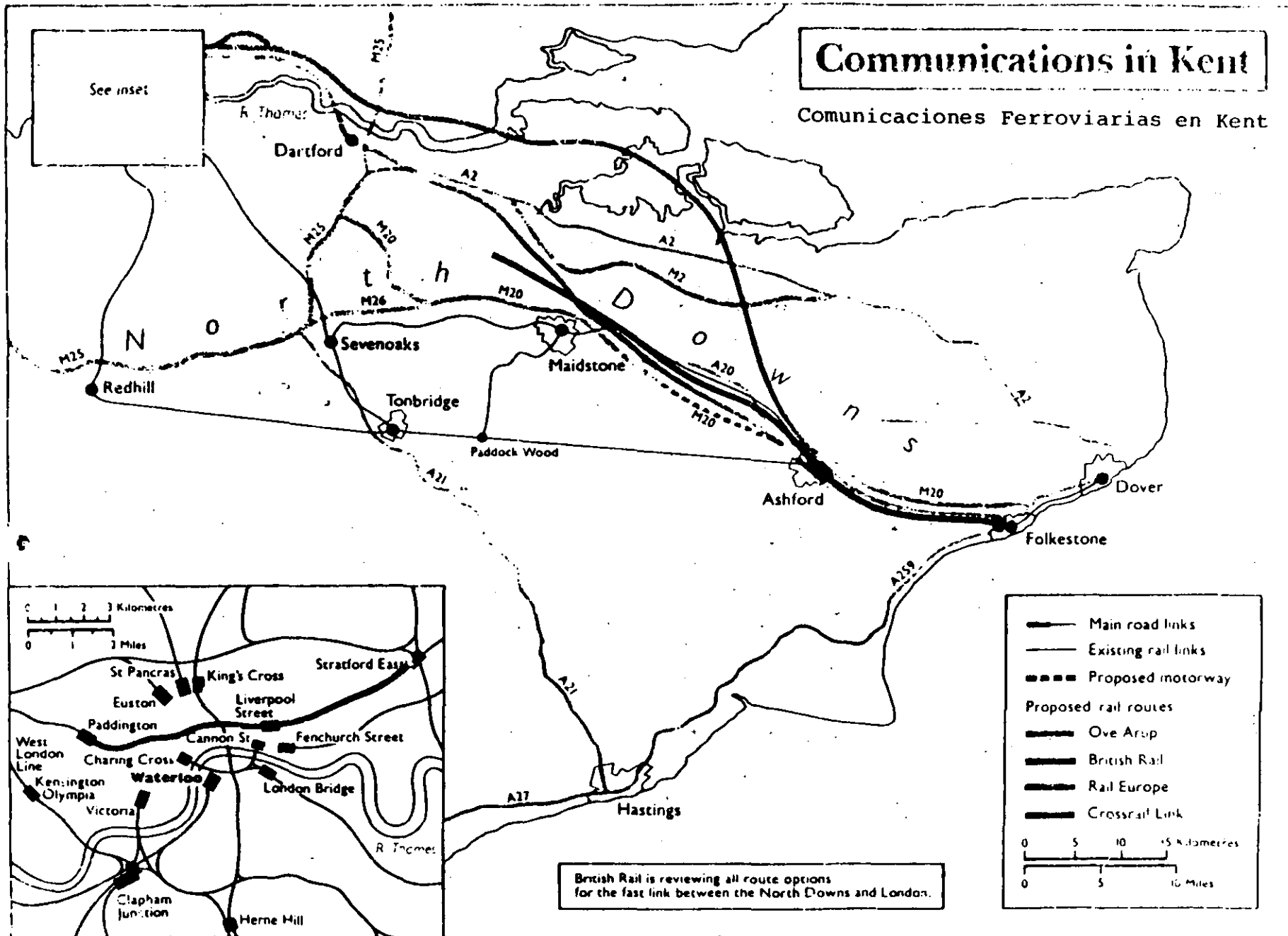
En los planes se incluye la construcción de una nueva estación internacional en Ashford (Kent) en donde se detendrán algunos de los trenes internacionales para atender las demandas locales o para -- efectuar conexiones con los servicios domésticos. Será posible -- también disponer de servicios de conexión hasta Ashford provenientes de trenes locales de Kent a lo largo de la costa Sur. La autorización para operar la nueva estación está considerada en la Ley para el Túnel. En noviembre de 1989 se presentó al Parlamento una Ley particular que permitirá que BR realice la estación propuesta en Ashford en tal forma que sea capaz de disfrutar del servicio de la nueva troncal ferroviaria propuesta. (Veáse plano con las -- comunicaciones ferroviarias en Kent). Se dispondrá inicialmente de patios de estacionamiento con capacidad preliminar de por lo menos 2,000 vehículos. La estación se construirá en colaboración -- con una empresa especializada en fraccionamientos urbanos. Dicha estación incluirá locales comerciales, algunos de los cuales serán -- contruidos por BR en los terrenos que ya no se requieran para el uso ferroviario. La Ley autoriza también la construcción de una curva en West Hampstead, (al Noroeste de Londres) para facilitar el acceso entre King's Cross y la línea principal de la costa Occidental.

SERVICIO DE CARGA Y PAQUETERIA.

Se estima que el Túnel incrementará grandemente el servicio de carga internacional que maneja BR. En los años subsecuentes al comienzo de operación del Túnel se prevé que el negocio de distribución paquetería por BR podría llegar a triplicarse hasta ser de 61 millones de toneladas por año.

Communications in Kent

Comunicaciones Ferroviarias en Kent



Planes Operativos.

BR pretende establecer una red regional de terminales de carga que darían servicio a los principales centros de población e industria de la Gran Bretaña. Tres criterios normarán la selección de los si tios para estas terminales:

- Volumen suficiente de tráfico para asegurar el éxito económico de las inversiones requeridas en los servicios de la terminal y su equipamiento.
- Disponibilidad de terreno suficiente para las necesidades presen tes y las de su futuro crecimiento.
- Acceso efectivo de caminos hasta las terminales.

El tráfico proveniente de más de una terminal rápidamente podrá embarcarse en trenes con destino a la Europa Continental en "centros ferroviarios de operación". La BR está planeando construir tres tales centros en Crewe, Doncaster y Wembley (al Norte de Londres).

Inicialmente BR ha contemplado operar 27 trenes de carga en cada di- rección, para hacer frente al requerimiento de mover 61 millones de toneladas al año, equivalentes al movimiento anual a través de Kent de 400,000 tractocamiones. Dichos trenes utilizarán una mezcla de vagones convencionales y vehículos intermodales. La inversión para mejorar las rutas al Túnel permitirá disponer de 35 rutas cargueras por día y en cada dirección, que serán suficientes para transportar hasta 14 millones de toneladas por año, dependiendo del tráfico y la combinación de los dos sistemas de transporte. BR pretende proporcio nar en cada terminal regional un servicio diario a la Europa Continental, asignando para cada servicio su propia y predeterminada ruta en la Gran Bretaña y la debida coordinación con los itinerarios europeos de tierra firme. Los trenes tendrán hasta 750 m (820yd.) de

...

longitud con una capacidad máxima de carga útil de 1,000 toneladas, equivalente a lo que pueden transportar 50 autocamiones bien cargados. Los trenes transitarán a velocidades hasta 120 km por hora - (75 millas por hora), y se programarán para llegar a destinos tales como París, Bruselas o Stuttgart, al día siguiente de su salida de la Gran Bretaña y 2 días en total hasta lugares más lejanos, como Milán o Barcelona.

Inversión en los Servicios de Carga.

La empresa BR ha recibido la aprobación del Gobierno para invertir en la adquisición de 30 nuevas locomotoras eléctricas de carga Clase 92, destinadas a mover trenes cargueros a la misma velocidad que los servicios similares en el Continente Europeo. Tales trenes podrán operar en los diversos sistemas electrificados que se utilizan en Gran Bretaña, a través del Túnel del Canal y al Norte de Francia. La tracción eléctrica, combinada con rieles continuos soldados, se reflejarán en que estas locomotoras resulten más silenciosas que las que se utilizan actualmente en trenes de carga arrastrados por locomotoras diesel.

Las dos rutas asignadas a trenes cargueros que utilizarán el Túnel del Canal, transitarán, vía Redhill, Tonbridge y Ashford, o bien -- por Maidstone y Ashford. El gobierno ha aprobado un plan de inversión para mejorar la infraestructura ferroviaria, que incluye la -- electrificación de la única línea central aún no electrificada en -- la ruta carguera entre Londres y el Túnel del Canal (Redhill a -- Tonbridge). Otras inversiones mejorarán la línea Occidental de Londres tampoco electrificada que constituirá una ruta para los trenes cargueros procedentes del Túnel del Canal hasta el centro operativo de carga en Wembley. La inversión en locomotoras de carga y la electrificación de la Sección Redhill-Tonbridge alcanzará un total de al rededor de £112 millones a precios de 1990-91.

...

Mediante sistemas muy avanzados de computación se controlará el tráfico carguero. Esto permitirá la integración con el sistema europeo de los ferrocarriles y los sistemas de los clientes. En estas condiciones los usuarios podrán tener acceso al sistema para monitorear los itinerarios y localizar sus cargas dentro de la red ferroviaria.

Sistema Intermodal de Carga y los Nuevos vagones.

BR anticipa que una alta proporción del tráfico carguero a través del Túnel será del tipo "intermodal". Tal tráfico utilizará remolques convertibles que puedan indistintamente ser montados sobre vías de ferrocarril, o bien remolcados como tractocamiones. Este es un sistema para las operaciones de carga que cada vez se utiliza más en Europa Continental. La nueva tecnología aplicada a vagones de carga permitirá a BR aceptar remolques convertibles que ya son estándar en Europa, así como contenedores que puedan continuar operando conforme a las normas para cargas aun en vigor en la Gran Bretaña. Los nuevos diseños para vagones intermodales, con una estructura baja de piso, facilitarán el uso de unidades desmontables con una altura que no exceda los 2.67 m (8 pies 9") que se permiten conforme a las actuales normas de carga de la Gran Bretaña.

El equipo ferroviario de nuevo diseño, adaptado al empleo de plataformas bajas para carga, está siendo contemplado por BR ya que considera que resultará mejor desde el punto de vista del costo, invertir en nuevas tecnologías de vagones en vez de tener que ampliar túneles y puentes a fin de poder adoptar el gálibo de mayor tamaño que se usa en el Continente. En coordinación con los socios continentales BR propone invertir en una gran flota de vagones intermodales que incorporen plataformas de bajo perfil. Dicha flota estará asignada a los servicios del Túnel bajo el Canal y se manejará en forma centralizada.

Paquetería

Actualmente el negocio de paquetería de BR ofrece dos servicios a Europa, bien sea mediante vuelos nocturnos desde Birmingham hasta el aeropuerto de Bruselas o por mar desde Newhaven. El Túnel permitirá a BR ofrecer dos nuevos servicios de paquetería:

- Servicio de un mismo día entre Londres y París o Bruselas, utilizando espacios disponibles en los trenes entre estas dos capitales, y
- Vía trenes nocturnos de pasajeros, para la paquetería documentada hasta las 17:00 horas en la mayoría de los centros regionales y la cual se entregaría al día siguiente en los centros principales de Europa.

Será posible manejar paquetería proveniente de localidades provinciales utilizando la actual red de entrega el mismo día y el servicio de vehículos que cruzan Londres que, actualmente conecta a Waterloo con todas las terminales de la capital. Se está examinando la posibilidad de establecer un servicio de paquetería en trenes de alta velocidad que salgan de Londres con destino a Bruselas a las 21:30 horas. Tal servicio se interconectaría al actual sistema Británico con los grandes centros de paquetería europea. Todos estos servicios podrán utilizarse en el otro sentido mediante la probable asociación de los ferrocarriles europeos y otros transportistas.

NUEVA TRONCAL FERROVIARIA Y UNA SEGUNDA TERMINAL EN LONDRES.

Los actuales planes de BR serán adecuados hasta el momento en que se utilice al máximo la capacidad de las líneas férreas existentes entre Londres y el Túnel bajo el Canal. Por esta razón se está trabajando en concretar una proposición para construir una nueva

Direcciones.

British Railways Board, PO Box 100, 24 Eversholt Street, London NW1 1DZ.

Department of Transport, 2 Marsham Street, London SW1P 3EB.

Eurotúnel:

The Channel Tunnel Group Ltd, Victoria Plaza, 111 Buckingham Palace Road, London SE1W 0ST.

France Manche SA, Tour Franklin, 100 Terrasse Boieldieu, 92081 Paris, La Defense, Cedex 11, France.

Manufactures Hannover Ltd, The Adelphi, 1-12 John Adam Street, London WC2N 6HT.

Over Arup Tunnel Rail Link Group, 13 Fitzroy Street, London W1P 6BQ.

Bibliografía Complementaria.

T I T U L O	AUTOR	FECHA	COSTO EN £
BONAVIA, Michael R. The Channel Story ISBN 0 7153 8964 5	David & Charles	1987	995
Channel Fixed Link. Concession Agreement. Cm 9769 ISBN 0 10 197690 9	HMSO	1986	490
Amendment No.1 to the Concession Agreement. Cm 406 ISBN 010 104062 8	HMSS	1988	110
Channel Tunnel Act 1987 ISBN 010 545387 0	HMSO	1987	850
International Rail Services for the United Kingdom.	British Railways Board	1989	Free
Treaty... concerning the Construction and Operation by private	HMSO	1986	270
Concessionaires of a Channel Fixed Link... Cm 9745 ISBN 010 197450 7			

NOTAS: El Término "Británico" se utiliza informalmente en este artículo, como equivalente del Reino Unido de la Gran Bretaña y el Norte de Irlanda. La Gran Bretaña comprende Inglaterra, Escocia y Gales.

La traducción corresponde a una publicación de Foreign and Commonwealth Office by Reference Services, Central Office of Information.

Printed in the UK for HMSO. Dd 8932285 R 5150 1/91.

Traductor: Ing. Francisco Mendoza von Borstel
Mayo de 1991.



The Channel Tunnel and its Services

The Channel Tunnel, currently under construction between Folkestone (Kent) and Calais, northern France, is scheduled to open in June 1993. The twin-bore rail tunnel, linked by a service tunnel, will be some 50 km (31 miles) long, and is expected to bring substantial benefits to travellers and to industry from a quicker and more reliable carriage of passengers and freight. It is one of the largest civil engineering projects in Europe, and is being financed and built by the private sector. A programme is under way to improve rail services for when the tunnel opens. The total cost of investment by British Rail (BR) will come to over £1,400 million. Further development work is in hand to expand the capacity of the rail system in the longer term by building a new fast line from London to the Channel Tunnel. This factsheet describes the project and the improvements that are being made to Britain's road and rail communications in order to make the best use of the tunnel.

Background to the Channel Tunnel Project

The project was undertaken after a summit meeting between Britain and France in 1981, at which it was agreed that a joint study group be established to examine the technical and economic aspects of a fixed link. Following a favourable report, proposals were invited on the basis that no government funding or guarantee would be available. By late 1985, four had been shortlisted. Two of these involved tunnels, one a bridge and the fourth a mixture of roadway and a tunnel between two artificial islands. In January 1986 the British Prime Minister and the French President announced that a twin-bore rail tunnel

put forward by a joint venture of the Channel Tunnel Group Ltd and France Manche SA had been selected. A treaty (see Further Reading, p8) between the two countries was signed in February 1986 and ratified by both governments in July 1987. It regulates matters such as national jurisdiction, contains provisions to protect the public interest in matters such as safety and the environment, and sets out the private sector nature of the scheme. It also contains arrangements for arbitration in the event of a dispute over interpretation.

In March 1986 a concession agreement was signed between the two governments and the concessionaires, Eurotunnel (the partnership of Channel Tunnel Group Ltd and France Manche SA). The agreement gives Eurotunnel the right to build the tunnel and operate it for a period of 55 years, after which its ownership will revert to the two governments. The agreement also stipulates that the governments will provide the necessary infrastructure and that Eurotunnel will be able to implement its own commercial policy on the service provided, including pricing. The project is being funded partly through bank borrowing and partly through equity funding in Britain and France.

In Britain the Channel Tunnel Act 1987 contains the necessary powers for construction work to be carried out by BR, Kent County Council and the concessionaires. It empowers the Secretary of State for Transport compulsorily to acquire land needed for the project and grants the equivalent of detailed planning permission for the underground works and outline permission for the British terminal and other facilities. The Act forbids the use of public funds or guarantees. It also requires BR to publish and update a plan for the provision of international rail services.

The term 'Britain' is used informally in this factsheet to mean the United Kingdom of Great Britain and Northern Ireland. 'Great Britain' comprises England, Scotland and Wales.

Agreement was reached in 1987 on the terms and conditions between the concessionaires and BR and the French Société Nationale des Chemins de Fer Français (SNCF) for the use of the tunnel during the 55-year concession period.

Design and Construction

The tunnel will consist of two running tunnels each of 7.5 m (25 ft) diameter, with a service tunnel of 4.8 m (16 ft) diameter between them. This will be linked to the main tunnels every 375 m (1,230 ft), providing access for maintenance and an evacuation route in emergency.

Construction is being undertaken for Eurotunnel by Transmanche Link, a joint venture of five British and five French contracting companies. Preparatory construction works commenced in 1987, and the excavation of the service tunnel began in December 1987. The project as a whole is scheduled to open in June 1993. The two halves of the service tunnel were joined up on 1 December 1990 22.2 km (13.8 miles) from the English coast and 15.6 km (9.7 miles) from the French coast. By the beginning of January 1991, 28.3 km (17.6 miles) of the under-sea north-running tunnel and 24.7 km (15.3 miles) of the south-running tunnel had been excavated. Building work is also under way on the terminals, and is generally on schedule.

Operation

Cars and lorries will be able to cross on regular shuttle trains, which will provide a no-booking, drive-on, drive-off service at frequent intervals round the clock. At opening, Eurotunnel intends to run car shuttles at frequencies of up to one every 15 minutes and freight shuttles every 20 minutes. Vehicles will be loaded at the two terminals being constructed at either end of the tunnel, one near Folkestone and the other near Calais. Trains will be formed of one or two 'rakes' of enclosed carrier wagons. A rake of double-decked wagons will carry an average of 108 cars, while a rake of single-decked wagons will carry about 54 cars or 12 coaches. Track loops at each terminal will allow the shuttle trains to enter and leave the stations without reversing. Drivers will normally stay with their cars for the crossing, which will take about 35 minutes; the overall transit time through the system from arriving at the toll booths at one terminal and driving off at the other is expected to be between 50 and 80 minutes, on most days of the year in normal traffic conditions. There will be attendants on board the wagons to ensure that safety regulations are complied with and to assist passengers in the event of an emergency.

Eurotunnel is planning initially to order 17 shuttle trains for delivery in 1993, nine of them for passengers

and eight of them for freight. Further orders are envisaged at a later stage. On the opening of the tunnel a peak of some 200 movements a day in each direction is expected, including through rail services.

Exhibition Centre

Eurotunnel opened an exhibition centre in Folkestone in September 1988. The centre provides a comprehensive picture of the transport system, with bilingual displays and models, including a full-size mock-up of the proposed shuttle wagons and a 2 mm:1 ft scale railway model that gives an impression of how the terminal sites are expected to look. A library houses Channel Tunnel documents for public reference. Educational visits are particularly welcomed. The centre had 366,000 visitors during its first year.

Road Communications

Large sums are being spent on improving road communications in and around Kent, which will allow cross-channel vehicle traffic better access both to the shuttle terminal and the ports.

Investment of £710 million at 1989 prices is planned for motorway and trunk road improvements. Of this, £265 million will be spent completing and widening the M20 from Folkestone to its junction with the M25 London orbital motorway, and on upgrading the A20 to Dover. A total of £330 million will be spent upgrading the A27/A259 along the south coast, and £115 million will be spent on upgrading the M2/A2 route. In addition, the Government is grant-aiding a £75 million package of Channel Tunnel-related local authority road improvements in Kent, over and above the county's ordinary programme.

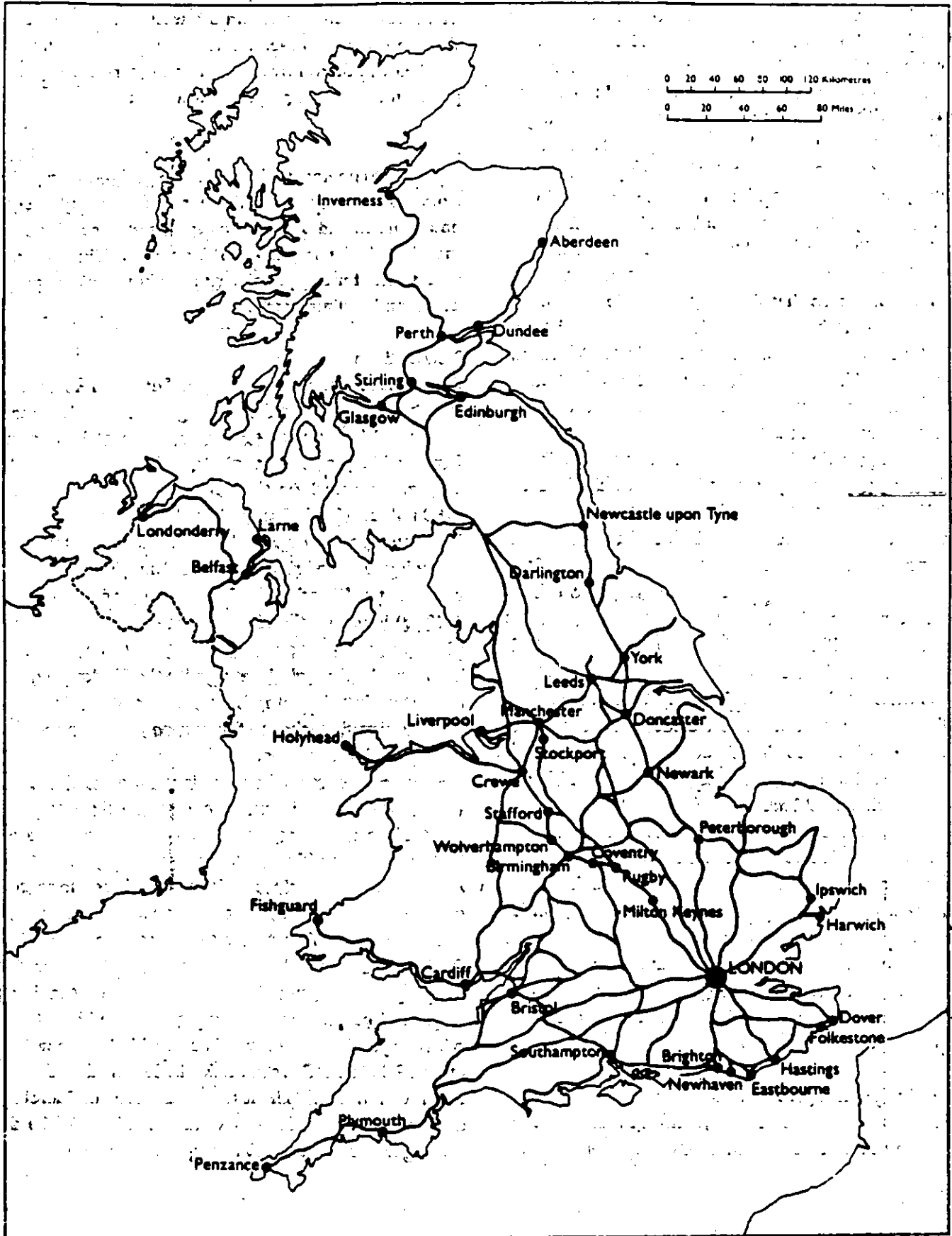
British Rail Passenger Services

In July 1988 BR created European Passenger Services as a new business sector responsible for developing plans for international passenger services through the tunnel from 1993.

Daytime Passenger Services

BR will run services from London to Paris and Brussels using specially designed trains, jointly purchased with SNCF and Société Nationale des Chemins de Fer Belges. BR is investing £350 million at 1989 prices in these trains, which will be able to run at up to 300 km/h (185 mph) on new lines in mainland Europe. They will be compatible with the electrification systems in Britain, Belgium, and France. Each train will be 393 m (430 yd) long and consist of 18 coaches with a power car at each end. The trains will contain some 800 seats each. First-class accommodation

Major Railways in Britain



Addresses

British Railways Board, PO Box 100, 24 Eversholt Street, London NW1 1DZ.

Department of Transport, 2 Marsham Street, London SW1P 3EB.

Eurotunnel:

The Channel Tunnel Group Ltd, Victoria Plaza, 111 Buckingham Palace Road, London SW1W 0ST.

France Manche SA, Tour Franklin, 100 Terrasse Boieldieu, 92081 Paris, La Defense, Cedex 11, France.

Manufacturers Hanover Ltd, The Adelphi, 1-12 John Adam Street, London WC2N 6HT.

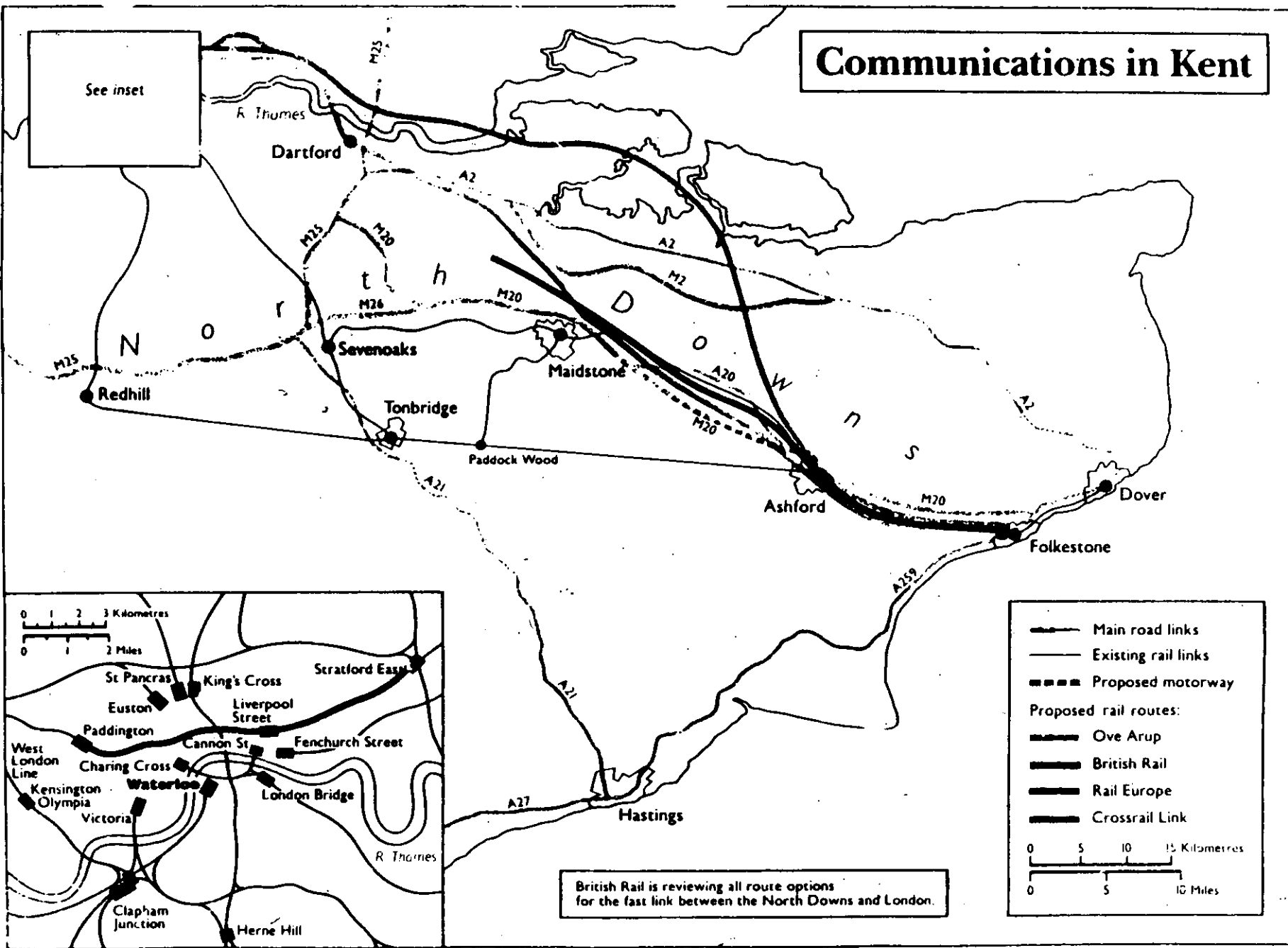
Ove Arup Tunnel Rail Link Group, 13 Fitzroy Street, London W1P 6BQ.

Further Reading

BONAVIA, Michael R. <i>The Channel Tunnel Story</i> . ISBN 0 7153 8964 5	David & Charles	1987	995
<i>Channel Fixed Link... Concession Agreement</i> . Cm 9769. ISBN 0 10 197690 0	HMSO	1986	490
<i>Amendment No. 1 to the Concession Agreement</i> . Cm 406. ISBN 0 10 104062 8	HMSO	1988	110
<i>Channel Tunnel Act 1987</i> . ISBN 0 10 545387 0	HMSO	1987	850
<i>International Rail Services for the United Kingdom</i> .	British Railways Board	1989	Free
<i>Treaty ... concerning the Construction and Operation by Private Concessionaires of a Channel Fixed Link ...</i> Cm 9745. ISBN 0 10 197450 7	HMSO	1986	270

Written and prepared for the Foreign and Commonwealth Office by Reference Services, Central Office of Information. Although the text is Crown Copyright, it may be freely reproduced outside Britain, with or without acknowledgment. Similar publications on other subjects may be obtained from British Embassies, High Commissions or Consulates.

Communications in Kent



See inset

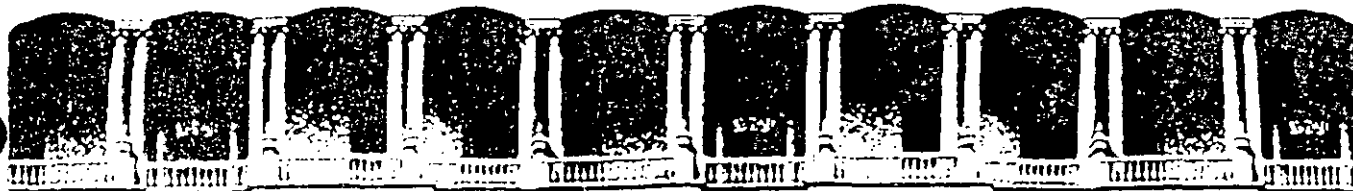
- Main road links
- Existing rail links
- Proposed motorway
- Proposed rail routes:
- Ove Arup
- British Rail
- Rail Europe
- Crossrail Link

0 5 10 15 Kilometres
0 5 10 Miles

British Rail is reviewing all route options for the fast link between the North Downs and London.

6





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

*CURSOS ABIERTOS
III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION*

*CUARTO MODULO:
TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

THE CHUNNEL CONNECTION

PALACIO DE MINERIA

A N E X O No. 10

THE CHUNNEL CONNECTION

Hello! - Allo!

Revista: TIME INTERNATIONAL

November 12, 1990

Autores: Anne Constable y Helen Gibson/

London and Tala Shari/Sangatte

The Giant Piggyback Fleet from Canada

Julio de 1991





A French worker with the drill probe sent through from the British side

By CHRISTOPHER REDMAN PARIS

As the sea gull flies, the distance is not great: a mere 34 km between Cap Gris-Nez in France and the famous white chalk cliffs on the English side. Perfectly sane people have been known to swim the Strait of Dover, sometimes both ways, and more eccentric Channel crossings have been attempted in vessels ranging from bathtubs to Volkswagen Beetles. Yet down the centuries the narrow neck of water separating Britain and France—known to the French as La Manche (the sleeve)—has served as one of Europe's most enduring physical and psychological barriers. William, Duke of Normandy, disembarked with his knights in 1066 and conquered the island kingdom, but he was the last successful invader. Napoleon, who derided the Channel as a "ditch," never surmounted the watery barricade, while Hitler's invasion plans likewise came to naught in 1940, leaving Britain to serve as a launching pad for the subsequent liberation of continental Europe.

Secure on their scepter'd isle, Britons developed their own proud brand of insularity, summed up as "splendid isolation" during the palmy Victorian era. A century later, despite Britain's belated entry into the European Community in 1973, the effects of the country's psychological detachment are still on display with Prime Minister Margaret Thatcher's go-it-alone refusal

to join the rest of the E.C. in plans for political and monetary union—and Deputy Prime Minister Sir Geoffrey Howe's protest resignation last week.

But the days of the ditch and the mentality it has engendered are numbered. Last week Britain ceased to be an island for the first time since the Ice Age ended and melt waters covered the land bridge joining the British Isles to the continental mainland. Ironically, the event that ended 8,000 years of insularity was first witnessed by the erstwhile dread French. On the evening of Oct. 30, a team working at the face of the French section of the service tunnel 40 m below the bed of the Channel waited for a thin steel probe, drilled through from the British side of the tunnel, to pierce the wall of chalk marl in front of them. The 5-cm-diameter aperture created by the probe could not be seen at first, but then the British crew sent a blast of compressed air through the hole, blowing out the last crumbs of marl. "From that moment on," said one of the workers, "we could feel the air from the other side circulating."

From that moment on, it also became clear that Britain will no longer be able to escape the winds of change now circulating in the new Europe. The probe confirmed that French and British tunnelers were on track to complete the first tunnel under the Channel. Measurements taken through the probe hole showed the two approaches out of line horizontally by only 50 cm after huge boring machines had chewed their way through 38 km of undersea chalk. Said a spokesman for TransManche Link, the Anglo-French consortium responsible for

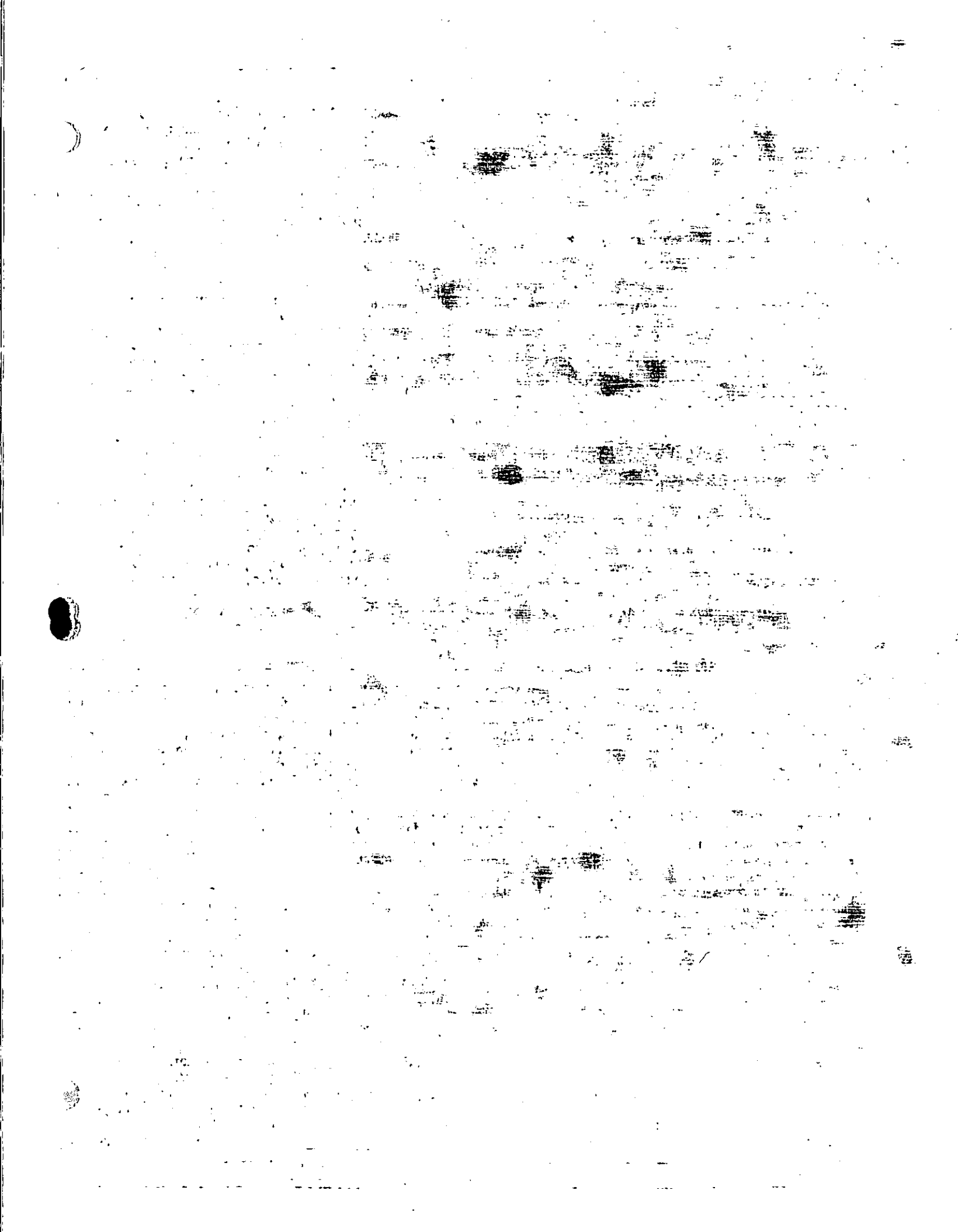
design and construction, after the breakthrough: "It was like throwing out a line to the moon and getting within a 10-ft. circle." Technical prowess aside, the breakthrough also confirmed that Britain is destined to lose its offshore status and become a more integrated part of a continent from which it has so long stood aloof. "The breakthrough is fantastic news," says Tony Savage, owner of a franchise printing shop in London and a shareholder in the Chunnel project. "Let's face it. We are part of Europe now, and the Chunnel is a step forward to becoming really integrated."

The remaining 100 or so meters of chalk separating the two tunnels will be excavated, and on Dec. 1, nearly three years after digging first began, a large enough gallery will have been shaped to enable men from the two sides to meet and shake hands. From then on it will be only a matter of time, money and hard labor before the trio of tunnels that make up the project, generally referred to as the Chunnel, are completed and a key link in Europe's fast-evolving high-speed rail and road network is in operation. "Everything is in place for us to complete the project," says Alastair Morton, chief executive officer of Eurotunnel, the Anglo-French company that will own and operate the crossing. "We have the financing we need, 70% of the tunneling has been completed, and we are on target to begin services in June 1993."

A mere month ago, Morton could not have spoken so confidently. Faced with cost overruns that had boosted the project's budget from \$9.75 billion in 1986 to \$14.7 billion, the international consortium of banks that had provided the bulk of the funding threatened to pull the plug unless costs could be capped. What had begun as the largest privately financed project in the history of civil engineering looked as if it was becoming the largest-ever fiasco. The banks' ultimatum led to a bruising dispute between Eurotunnel and TML. Eurotunnel's Morton blamed the contractors for the overruns, claiming they were overcharging in order to maximize profits. TML riposted that Eurotunnel had forced up costs by changing the project's specifications. The contractors also blamed high British interest and wage rates.

The row was finally resolved after management was shaken up on both sides and a new construction agreement requiring TML to share in cost overruns was worked out. With that accord signed, Eurotunnel was able to persuade its bankers to put up the extra \$6 billion needed to complete the project. The banks came through with those funds in late October, including \$1.97 billion to cover unforeseen costs. Although some critics warned that the banks were throwing good money after bad, François Lagrange, director of the French investment bank Credit National, Eurotunnel's largest single private lender, saw the syndication in a more positive light. What it proved, he argued, "is that the market is

Looking across to the white cliffs of Dover with the Coquelles terminal in the foreground





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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO:

TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992

BIBLIOGRAFIA SOBRE TUNELES

PALACIO DE MINERIA

A N E X O N o . 1 1

BIBLIOGRAFIA SOBRE TUNELES

Julio de 1991

BON DE COMMANDE

	q	Prix	Total
Parcs et jardins de domaine		350	
Plastic instabilité		320	
Ponts de France		250	
Projet et construction des ponts			
Analyse structurale des tabliers de ponts		320	
Généralités - appuis - ouvrages courants		320	
Recommandations AFPS 90		250	
Réglementation française et étrangère en géotechnique (La)		190	
Remblais et fondations sur sols compressibles		280	
Rencontres de la construction (Les)			
Des matériaux aux grands chantiers		180	
Nouvelles techniques, nouveaux enjeux		200	
Renforcement des sols : terre armée et autres techniques (Le)		650	
Renforcement en place des sols et des roches		440	
Restauration des ouvrages et des structures		470	
Revue française de géotechnique	Abonnement 1 an	490	
Routes et développement		800	
Routes et informatique		820	
Routes et ponts en Yvelines du XVII ^e au XIX ^e siècle		340	
Sciences et bâtiment		395	
Signalisation ferroviaire (La)		850	
Stars : logiciel de calcul de talus		59300	
Systèmes, réseaux et territoires		220	
Tables de butée et de poussée		300	
Technologies innovantes dans le bâtiment		420	
Transport aérien : libéralisme et déréglementation		180	
Transports collectifs urbains : un défi pour nos villes		550	
Transports interrégionaux de personnes (Les)		350	
Tunnels et micro-tunnels en terrains meubles		550	
Tunnel sous la Manche (le)		350	
Utilisation des sous-produits et déchets dans le génie civil (L')		590	

Montant total : 800 F

Pour envois par avion, hors Europe, ajouter 10 % du total ci-dessus : 80 F

Net à régler : 880 F

Ci-joint mon règlement à l'ordre de Anciens ENPC Formation Permanente
(la facture justificative sera jointe à la livraison)

Voici mon adresse personnelle professionnelle
 Nom
 Société
 Adresse
 Code postal Ville

Date : Signature

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères - 75007 PARIS - Tél. (1) 42.60.34.13

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères - 75007 PARIS - Tél. (1) 42.60.34.13

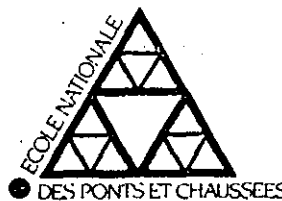
géotechnique

génie civil

tradition technique

ouvrages et logiciels

catalogue 1990



L.J.N. Evry - (1) 60 86 44 80

Ouvrages souterrains conception, réalisation, entretien

Par A. Bouvard-Lecoanet, G. Colombet et F. Esteuille
Broché 17 x 24, 272 pages, 1988. Prix : 330 F
ISBN 2-85978-108-0

Ce livre présente la synthèse des problèmes qui se posent aussi bien au projeteur qu'à l'entrepreneur ou au maître d'ouvrage. Il fait une large place aux très importants développements réalisés ces dernières années tant dans le domaine des procédés d'excavation que dans celui des approches théoriques et des moyens de calcul, et tente de concilier les résultats de ces derniers avec les conclusions de l'empirisme et de l'expérience acquise sur le terrain.

Sommaire

Reconnaitances / Classification des massifs rocheux et prédimensionnement des ouvrages souterrains / Calcul des ouvrages souterrains / Puits et galeries en charge / Creusement / Soutènements / Construction / Auscultation / Estimation des coûts / Entretien et réparation des tunnels.

Tunnels et micro-tunnels en terrains meubles

Actes du Colloque International organisé par l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, le Conseil Général du Val de Marne et l'Institut Polytechnique de Virginie (Paris, 7-10 février 1989)

Broché 17 x 24, 568 pages, 1989. Prix : 550 F
ISBN 2-85978-123-4

Cet ouvrage se propose de faire le point sur les travaux en souterrain en zone urbaine depuis les tunnels à section courante jusqu'aux micro-tunnels de développement plus récent.

Tout en laissant une large place à la technologie, son but est de montrer les divers aspects du comportement de ces structures.

Cet ouvrage contient les textes de 48 communications (28 en français 20 en anglais) présentées par 95 auteurs.

Sommaire

Techniques récentes de construction des tunnels en terrain meuble / Techniques de construction des micro-tunnels / Expérimentation et observation sur chantiers / Modélisations et méthodes de dimensionnement / Conférences spéciales.

Le tunnel sous la Manche Géologie et géotechnique

Sous la direction de P. Duffaut et P. Margron

Actes des Journées d'études organisées à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées les 31 mai et 1^{er} juin 1989

Broché 17 x 24, 336 pages, 1990. Prix : 350 F
ISBN 2-85978-137-4

Le tunnel sous la Manche offre un remarquable exemple du poids que peuvent avoir les conditions géologiques dans un ouvrage non seulement souterrain mais surtout sous-marin.

Ici, la définition de la structure géologique a toujours été ressentie comme une condition obligatoire de la réussite de l'entreprise. Contrairement à d'autres projets où la géologie est subie, elle est ici choisie : les tunnels doivent se maintenir le plus possible dans une couche de craie bien précisée, dont les caractéristiques, sous réserve d'une profondeur minimale, sont idéales.

Grâce aux études réalisées et aux techniques qui sont mises en oeuvre pour leur creusement, ces tunnels ne seront pas une aventure géologique.

Cet ouvrage, après un an de creusement, expose en détail comment tous ces résultats ont été acquis et utilisés, et également montre pourquoi la pluridisciplinarité de telles études est une condition nécessaire à leur réussite.

Sommaire

Le tunnel sous-marin / Le site et la craie / Reconnaissance géologique / Reconnaissance et essais géotechniques / Tracé et conception / Le terminal France / Puits de Sangatte et site de dépôt / Travaux souterrains.

NOUVEAU





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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

*CUARTO MODULO:
TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

EXCAVADORA INTEGRAL DE TUNEL (TBL)

PALACIO DE MINERIA

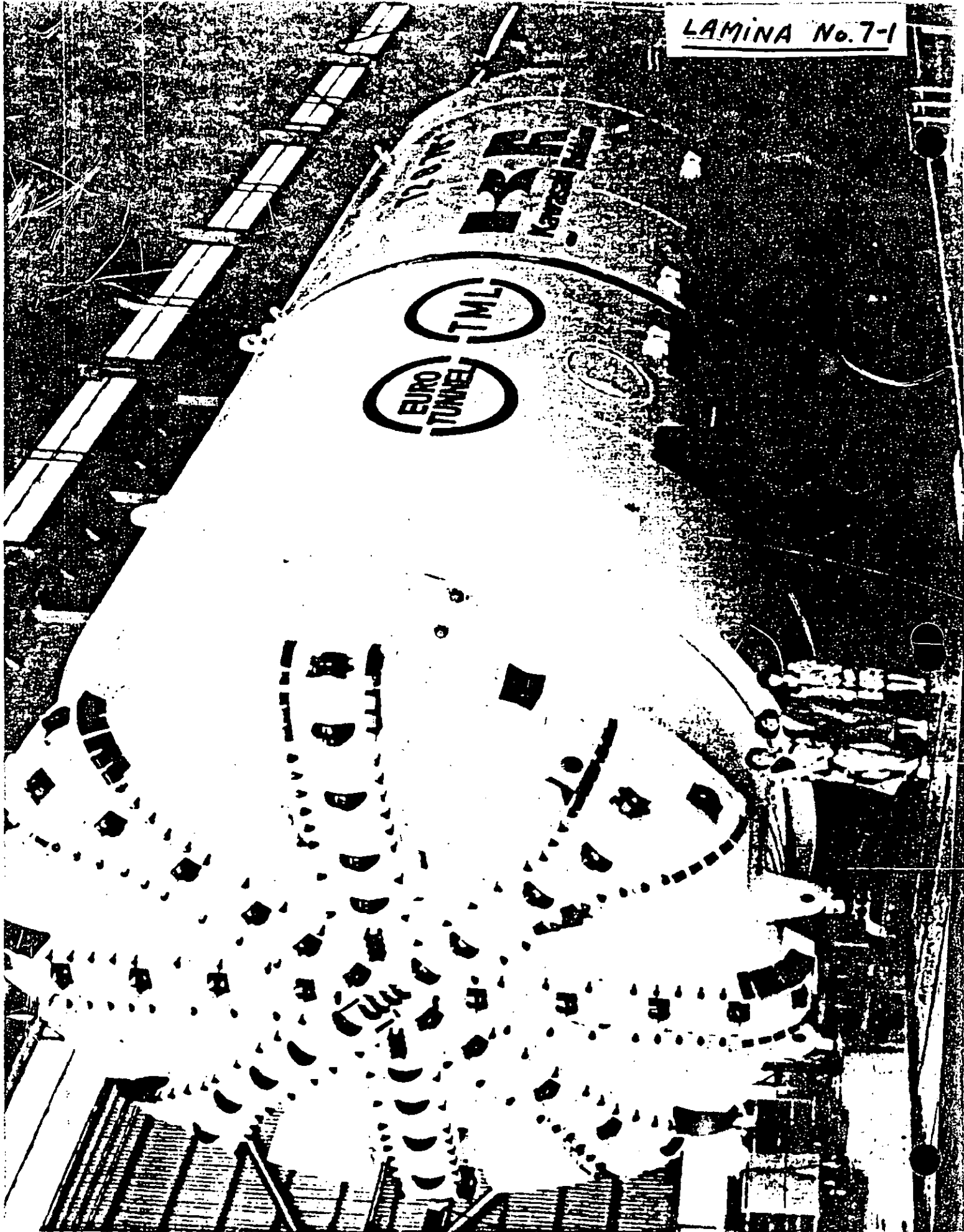
A N E X O . No. 7

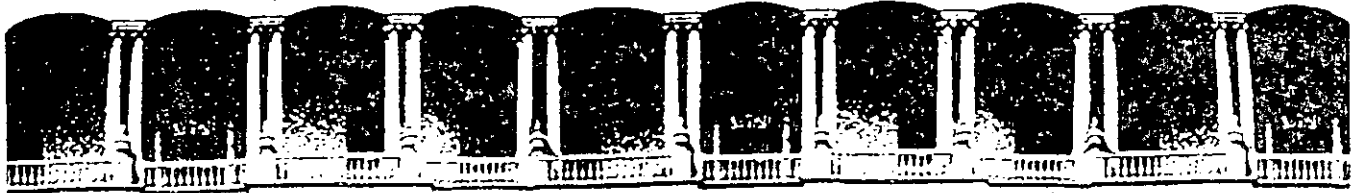
EXCAVADORA INTEGRAL DE TUNEL (TBM)

Kawasaki - Robbins.

Eurotunnel - TML

Julio de 1991





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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO:

TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992

CONTROL DE CALIDAD EN LAS OBRAS

ING. RAUL VICENTE OROZCO S.

PALACIO DE MINERIA



**REFLEXIONES SOBRE
CONTROL DE CALIDAD**

***M.I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO
DIRECTOR GENERAL***

- ¿Es necesario fabricar probetas cilíndricas del concreto hidráulico para ensayarlas a la compresión simple a los 28 días de edad?
- ¿Qué ocurre si se rompe la continuidad en la granulometría de un agregado para concreto hidráulico? ¿Qué pasa si la curva granulométrica se sale de los límites tradicionales?
- ¿Es correcto controlar la calidad de un revestimiento de concreto hidráulico para un canal, a partir de pruebas de compresión simple a 28 días de edad?
- ¿Es necesario que el revestimiento de un canal sea siempre impermeable?
- ¿Es correcto diseñar y controlar la calidad de un revestimiento asfáltico impermeable para un canal, con base en las especificaciones tradicionales tipo Marshall o similares?
- ¿Es lícito construir una carpeta asfáltica de alta rigidez sobre una base de apoyo deformable, en una aeropista?
- ¿Es sinónimo de calidad exigir los "famosos" 100% mínimo de compactación, para las capas de suelo en un pavimento?

Así como estas reflexiones hay muchas otras que el ingeniero civil debe tomar en consideración en cualquier etapa de proyecto, construcción y Control de Calidad de una obra.

REFLEXIONES SOBRE CONTROL DE CALIDAD

INTRODUCCION

Es muy común entre los ingenieros que se dedican a la construcción de obras civiles, preocuparse de los aspectos relativos a los conceptos de obra para alcanzar la máxima eficiencia en todas las operaciones constructivas y, por ende, el mayor beneficio económico posible.

Esto trae, como consecuencia, un descuido radical en los aspectos técnicos, íntimamente ligados a la concepción, la ejecución y el Control de Calidad de un proyecto.

Cuando se concibe y desarrolla un proyecto de ingeniería, el Proyectista tiene que establecer con toda claridad el Nivel de Calidad que debe asegurar el Constructor de la obra.

El Nivel de Calidad viene siendo el conjunto de características cualitativas y cuantitativas que deben satisfacer los materiales, las instalaciones y componentes de la obra, en los aspectos de resistencia a las cargas por soportar, asentamientos totales y diferenciales, deformaciones, geometría, apariencia, durabilidad, capacidad de carga, etc.

El Nivel de Calidad implica establecer el criterio de aceptación o rechazo, mediante el Valor Medio de la característica a medir y su Desviación Estándar o Coeficiente de Variación (como medidas de dispersión de valores, con respecto al Medio), así como la Probabilidad de Falla en los ensayos (cada ensayo es el promedio de 2 valores, como mínimo, de la característica medida).

Hay características básicas y subordinadas a éstas. Entre las características básicas se tienen, por ejemplo:

- La resistencia a la compresión simple o a la flexión del concreto hidráulico, estimada de probetas convencionales,
- La permeabilidad de un suelo compactado o del concreto (hidráulico o asfáltico), obtenida del coeficiente de permeabilidad medido en parámetros diseñados ex-profeso, y
- La resistencia a la erosión del concreto hidráulico o asfáltico, estimada a partir de una prueba de desgaste convenida.

La humedad y el grado de compactación de un relleno estructural, por ejemplo, son características subordinadas a la capacidad de carga y la deformabilidad, que son las básicas.

El Nivel de Calidad deseado lo complementan en la práctica las variaciones permisibles, en más o en menos, con respecto al Valor Medio Requerido de la característica a medir. Por lo tanto el Control de Calidad consiste, precisamente, en verificar que durante el proceso constructivo se va ya asegurando el Nivel de Calidad deseado, especialmente en el producto ya terminado.

El Control de Calidad incluye todas las operaciones inherentes al muestreo, ensaye, inspección y selección de materiales, previamente a la ejecución de la obra, para asegurar que el procedimiento constructivo satisfaga las exigencias de la misma.

Durante la construcción de la obra, el responsable del Control de Calidad, que llamaremos por brevedad: el Laboratorio, ejecutará la inspección, el muestreo y los ensayos necesarios, en todas las etapas, para que se logre el Nivel de Calidad deseado en los diversos conceptos de obra involucrados; además, tiene que suministrar información oportuna a la Residencia de construcción para que, con debido conocimiento, actúe en plan correctivo, oportuno y eficaz, a fin de evitar defectos en métodos constructivos, en caso de así requerirse, habida cuenta de que el Laboratorio no tiene carácter ejecutivo en la obra, salvo en casos especiales.

De lo anteriormente expuesto, se puede establecer que el Control de Calidad es un sistema integrado de actividades, factores, influencias, procedimientos, equipos y materiales, que afectan el establecimiento y, posteriormente, el logro del Nivel de Calidad estipulado, para que una obra cumpla con su propósito.

PRIMERA REFLEXION

¿Es necesario fabricar probetas cilíndricas del concreto hidráulico para ensayarlas a la compresión simple a los 28 días de edad?

Conviene analizar primero el proceso de Control de Calidad llevado por el Constructor de una obra en un caso cualquiera.

En la Lámina 1 se presenta un sistema para satisfacer el Nivel de Calidad establecido por el Proyectista, que debe asegurar el Constructor mediante el Control que el Laboratorio le proporciona.

No basta que el Proyectista fije la Resistencia de Proyecto (f'_c), que es lo más usual, sino que es necesario fijar, además, la Probabilidad de Falla en los ensayos (P_f). Por ejemplo, si $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, es necesario saber si de cada (5) ensayos (teoría elástica) o de cada (10) (teoría plástica), puede fallar (1); o bien, según la importancia del elemento estructural: por ejemplo, en las losas de una banqueta se podría permitir que de cada (3) ensayos fallara (1) ($P_f = 1/3$) o, si se trata de una trabe maestra de gran importancia, podría adoptarse un $P_f = 1/20$ a $1/100$, según lo considere el Proyectista.

Ahora bien, el Constructor de la obra debe asegurar una Resistencia Media Requerida (f_{cr}) evidentemente mayor que la de Proyecto (f'_c). Con el auxilio del Laboratorio se fijará la Mezcla de Diseño (M_d), según el Coeficiente de Variación Total (V_t) obtenido durante la construcción, que representa una medida de la dispersión de los resultados.

En la Lámina 2 se observa que, para una Resistencia

cia de Proyecto dada ($f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$) y una Probabilidad de Falla en los ensayos dada ($P_f = 1/5$), a mayor Coeficiente de Variación ($V_t = 0.10$ a 0.20) se necesita una mayor Resistencia Media Requerida ($f_{cr} = 218$ a 240 kg/cm^2). En otras palabras, mientras menor Control de Calidad haya durante la construcción, mayor será el Coeficiente de Variación Total (V_t), según se ilustra en la Lámina 3.

Para facilitar el cálculo de f_{cr} , en la Lámina 4 se presenta la relación gráfica entre los conceptos anteriormente mencionados. Como ilustración, para $V_t = 0.15$ y $P_f = 1/5$, $f_{cr}/f'_c = 1.15$. Si $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, $f_{cr} = 230 \text{ kg/cm}^2$. Por lo tanto:

La Mezcla de Diseño (M_d) será dada por el Laboratorio al Constructor para lograr una Resistencia Media Requerida (f_{cr}) de 230 kg/cm^2 .

Una vez que se tiene seleccionada la Mezcla de Diseño (M_d), el Laboratorio debe proceder al Control de Calidad por "Etapas" y "Niveles", tal como se ilustra en la Lámina 5 y se explica a continuación:

a) PREVISION

El primer Nivel de Control corresponde a la etapa de PREVISION en los ingredientes separados, para su aceptación o rechazo. Esto se logra mediante Cartas de Control, aplicadas a los indicadores o parámetros más relevantes, como los sugeridos en la Lámina 6.

Para el caso de la arena, en las Láminas 7 y 8 se presentan dos ejemplos de Cartas de Control correspondientes al Módulo de Finura y al Contenido de Finos, respectivamente.

En la Lámina 7 se observa que la gráfica de ten

dencias está dentro de la Zona de Aceptación. Cada punto representa, no el valor individual, sino el promedio de los cinco últimos valores consecutivos de los ensayos durante el proceso continuo. En la Lámina 8 se nota que la gráfica de tendencias ha entrado prácticamente a la Zona de Aceptación.

Lo importante de la PREVISION del Laboratorio es triba en tomar las medidas correctivas oportunas, para tratar de mantener el ingrediente dentro de la Zona de Aceptación. En caso de que la gráfica de tendencias entre a la Zona de Corrección, no debe suspenderse el proceso continuo (producción) hasta que entre marcadamente a la Zona de Rechazo.

Para el caso de la grava, en las Láminas 9 y 10 se presentan dos ejemplos de Cartas de Control correspondientes al Módulo de Finura y al Contenido Indeseable de Arena, respectivamente.

En la Lámina 9 se observa que la gráfica de tendencias ha entrado a la Zona de Aceptación. En cambio, en la Lámina 10 hubo interrupciones en el proceso continuo, debido a que la gráfica de tendencias entró a la Zona de Rechazo (muestra 7) y se reinició el cribado, pero dentro de la Zona de Correcciones, hasta que realmente se hizo efectivo a partir de la muestra 27 en que se entró a la Zona de Aceptación.

Se hace notar que los límites de Aceptación, Corrección y Rechazo deben establecerse claramente en el proyecto. De no ser así, deben fijarse de común acuerdo entre el Constructor y el Propietario de la obra, a través de sus respectivos responsables del Control de Calidad.

Para el caso del cementante (Lámina 6), que puede ser cemento solo o mezclado con puzolana, se pueden llevar

Cartas de Control similares a las expuestas y relativas a "Indicadores" sensibles, como la Resistencia Compresiva en morteros convencionales, que sirve fundamentalmente para juzgar las variaciones en las propiedades mecánicas que el cementante imparte a la pasta aglutinante.

Para el caso de los aditivos y el agua, se aplican también Cartas de Control similares.

En esta etapa de PREVISION, que corresponde al primer Nivel de Control, deben satisfacerse los criterios de Aceptación. Si no se satisfacen, no puede continuarse al segundo y tercer Nivel de Control en que los ingredientes ya están mezclados.

b) ACCION

Tanto el segundo como el tercer Nivel de Control se refieren a la etapa de ACCION, cuando el concreto está tier no.

En el segundo Nivel de Control debe controlarse la consistencia del concreto mediante la prueba de revenimiento (Foto 1), u otra similar.

En cada colado se debe llevar una Carta de Control para tratar de llevar la gráfica de tendencias dentro de la Zona de Aceptación. En la Lámina 11 se presenta una Carta de Control para el caso del revenimiento medido en la forma, en donde se muestran los Valores Medios para treinta ensayos consecutivos y el Coeficiente de Variación Medio correspondiente. Se nota que la gráfica de tendencias está en la Zona de Aceptación y el Coeficiente de Variación Medio tiende a bajar, lo cual refleja una mejora gradual en la homogeneidad del concreto. Estas Cartas de Control se deben llevar tanto en la revolvedora como en la forma, para conocer la pérdida de agua durante el transporte del concreto y hacer los ajustes pertin

tes. El número de pruebas depende de los volúmenes por colar y de la distribución aleatoria de las mismas.

El tercer Nivel se refiere a la composición del concreto: es decir, el balance de ingredientes en el concreto ya colocado y vibrado, que se puede conocer mediante la "prueba de inmersión".

A grandes rasgos, la "prueba de inmersión" consiste en lo siguiente:

Se toma una muestra representativa del concreto en la forma (Fotos 2 y 3); se pesa el aire (Foto 4); se vacía el concreto en un recipiente cilíndrico (Foto 5) y se agrega agua para separar los ingredientes (Foto 6). Se agita con una varilla hasta expulsar todo el aire atrapado (Foto 7). Se dejan reposar los ingredientes y se llena de agua el resto del recipiente hasta enrasarlo (Foto 8). Se pesa el concreto sumergido (Foto 9). Se separa la grava por la malla #4 mediante lavado (Foto 10) y se pesa sumergida; se separa la arena por la malla #100 (Foto 11) y se pesa sumergida junto con la grava.

Aplicando el principio de Arquímedes y tomando en cuenta todos los datos obtenidos, más el Contenido de Finos de la arena (pasan la malla #100), es posible conocer la cantidad de grava, arena, cemento y agua que componen la unidad de volumen del concreto. En otras palabras, se puede conocer la composición real del concreto "IN SITU" y compararla con la dosificación de la Mezcla de Diseño (M_d).

Aquí es donde la etapa de ACCION juega el papel más importante en el Control de Calidad. Aunque en una planta se esté controlando por peso la dosificación de los agregados, durante el transporte, colocación y vibrado puede haber segregación de los mismos y "se presume que el concreto satisface el Nivel de Calidad estipulado".

Si se efectúa la "prueba de inmersión", podemos saber si el concreto ya vibrado en la forma satisface ese Ni

vel de Calidad para que, en caso contrario, se tomen a tiempo las medidas correctivas y se logre que los ingredientes del concreto ocupen el espacio que les corresponde.

La "prueba de inmersión" puede hacerse también con muestras tomadas de la revolvedora, para conocer la eficiencia del mezclado.

En la Lámina 12 se muestran los indicadores que conviene obtener de la "prueba de inmersión" (composición de ingredientes).

En la Lámina 13 se presentan los resultados de una "prueba de inmersión" del concreto tomado en la forma. Se observa que durante el colado se fueron tomando medidas correctivas para lograr el acomodo y balance de los ingredientes dentro de la masa de concreto.

Si el concreto en la forma satisface la Mezcla de Diseño (M_d) y se toman las medidas necesarias para que el concreto tierno alcance su resistencia con el tiempo, mediante el correcto curado del concreto, ¿es necesario tomar muestras para conocer la resistencia del concreto endurecido?

Al finalizar un colado basta que el responsable del Control de Calidad constate que el trabajo fue exitoso.

Aquí termina la etapa de ACCION, que viene a ser el auténtico Control de Calidad.

Para continuar con los Niveles de Control, que corresponden a los ingredientes mezclados, pero del concreto ya endurecido, es necesario entrar a la etapa de la HISTORIA (Niveles 4 y 5).

c) HISTORIA

El cuarto Nivel de Control se refiere a la resistencia del concreto a las 48 horas de edad, o menos, por medio del curado acelerado a vapor o el autógeno, de probetas tomadas principalmente de la forma, con el fin de conocer anticipadamente la resistencia a 28 días de edad.

En la Lámina 14 se presenta una correlación entre resistencias compresivas a 2 y 28 días. En la Foto 12 se observan probetas para ensayarse a flexión y a compresión simple.

La resistencia obtenida después de un colado viene a ser HISTORIA, que es conveniente para la obra, pero no para decidir si se demuele o no un elemento estructural recién colado.

La terminación de un colado indica que en los diversos "Niveles", las Cartas de Control estuvieron bien aplicadas.

El quinto Nivel de Control se refiere a la resistencia a 28 días de probetas de concreto curadas convencionalmente y tomadas principalmente de la forma.

En las Láminas 15, 16 y 17 se presentan tres Cartas de Control que corresponden, respectivamente, a resistencias compresivas a 28 días y a la flexión (Módulo de Ruptura) a 7 y 28 días.

Para responder a la pregunta de esta Primera Reflexión, podría establecerse lo siguiente:

No es necesario tomar probetas cilíndricas del concreto hidráulico para ensayarse a la compresión simple, ni a los 28 días, ni a edades menores, ya que si el concreto vibrado en la forma tiene la dosificación de proyecto, hay una probabilidad muy grande de que se logre la resistencia esperada.

Para finalizar, conviene hacer hincapié en que ca da uno de los que participan en el proceso constructivo debe de sarrollar sus actividades con la mayor eficiencia posible, como: la correcta ejecución de las pruebas de laboratorio y, principalmente, la observación de los resultados (Foto 12); el vibrado efectivo (Foto 13); la aplicación correcta de la membrana de cu rado (Foto 14); el ranurado completo y oportuno de las losas de concreto (Foto 15) para el control de las grietas (Foto 16); etc.

SEGUNDA REFLEXION

¿Qué ocurre si se rompe la continuidad en la gra nulometría de un agregado para concreto hidráulico? ¿Qué pasa si la curva granulométrica se sale de los límites tradicionales?

Normalmente los Laboratorios rechazan las gravas cuya granulometría está fuera de los límites especificados, co mo los de la Lámina 18, "porque solamente deben aceptarse agre gados cuya graduación siga una cierta ley de continuidad" acep tada por la costumbre. Sin embargo, es muy conveniente pensar en que la sucesión de tamaños más adecuada para lograr un mejor acomodo entre las partículas del agregado, no es la de la ley parabólica o similar, sino el de los cambios bruscos en tamaños, como se explica a continuación:

Si se tienen tres esferas de radio R_1 sobre un plano horizontal y se trata de formar un tetraedro con una cuar ta esfera también de radio R_1 , el espacio comprendido entre las cuatro esferas sólo puede ser llenado con otra de radio menor R_2 , como se ilustra en la Lámina 19. El espacio deja do entre las esferas de radios R_1 y R_2 puede llenarse con una esfera de radio menor R_3 , como se muestra en la Lámina 20. De la misma manera se puede ir obteniendo teóricamente la ley de variación, como la indicada en la Lámina 21.

Los límites recomendables para una granulometría discontinua se sugieren en la Lámina 22.

Es importante hacer notar que el concreto más compacto se logra con el mínimo de arena y de agua. Un concreto compacto tendrá menor agrietamiento y, por consiguiente, será más impermeable y resistente, manteniendo otros factores constantes.

Supóngase que en el tetraedro de la Lámina 19 se coloca una esfera intermedia entre las de radio R_1 y R_2 . ¿Qué pasará? Pues simplemente esa esfera desplazará a las demás. Si se continúan llenando huecos con esferas de graduación continua, siempre se seguirán desacomodando las demás esferas.

Precisamente la granulometría que da la mayor permeabilidad es la continua, como la de las arenas o gravas que en especial se recomienda en los subdrenes o capas filtrantes; es decir, la graduación continua da la máxima permeabilidad.

La graduación discontinua rompe esa continuidad y permite un mejor acomodo entre las partículas del agregado pétreo.

Existen muchas experiencias sobre las ventajas de los concretos con agregados de granulometría discontinua, en relación a los que tienen agregados con graduación continua convencional. Por ejemplo, en la Lámina 23 se puede observar que para una relación agua/cemento y revenimiento dados, la resistencia compresiva a 28 días de edad resulta mayor para un concreto con graduación discontinua que si ésta fuera continua y, además, con un consumo de cemento menor. El incremento en resistencia es de $270 - 220 = 50 \text{ kg/cm}^2$, que representa un 23%.

Hay un caso palpable que actualmente se está

presentando en los concretos de los puentes y obras auxiliares del camino Salina Cruz - Pochutla. Para una Resistencia de Proyecto dada ($f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$), con granulometría continua se obtenían consumos de cementos de unos 380 kg/m^3 y, al provocar una discontinuidad en el agregado grueso (quitando los tamaños menores de $1/2''$ para usarlos como material de sello), el consumo de cemento se redujo a 300 kg/m^3 , aproximadamente. Esto representa un ahorro del 21%.

En resumen, si la curva granulométrica "se sale" de las normas tradicionales o son aparentemente defectuosas, es posible lograr mejores concretos, siempre y cuando se diseñen las mezclas adecuadas y se evite la segregación con el empleo de aditivos apropiados.

Es importante hacer notar que los concretos con agregados de graduación discontinua han tenido buena aceptación por parte de las autoridades (SARH y SAHOP).

TERCERA REFLEXION

¿Es correcto controlar la calidad de un revestimiento de concreto hidráulico para un canal, a partir de pruebas de compresión simple a 28 días de edad?

Se tienen evidencias de que en el proyecto de un canal se acostumbra fijar resistencias mínimas, por ejemplo: 250 kg/cm^2 , y de que el concreto "pasa" todas las pruebas estipuladas en las normas tradicionales, pero a veces también "se pasa" el agua a través del mismo.

En la Foto 17 se observa claramente el efecto de un colado con relación al de otro día. A pesar de que los cilindros de concreto "dieron" la resistencia y el revestimiento "pasó" las pruebas, el agua también lo hizo.

¿No es mejor diseñar el concreto hidráulico con un criterio racional en que se tome en cuenta el Coeficiente de Permeabilidad?

CUARTA REFLEXION

¿Es necesario que el revestimiento de un canal sea siempre impermeable?

Desde luego que se puede diseñar un revestimiento permeable, cuando el nivel freático se encuentra sobre la cubeta, como se observa en la Foto 18.

Hay criterios para definir cuándo es necesario utilizar un revestimiento impermeable y/o su drenaje complementario, como el presentado en la Lámina 24.

Los Criterios de Aceptación y Rechazo para el Control de Calidad, deberán estar fundamentados en consideraciones de permeabilidad.

QUINTA REFLEXION

¿Es correcto diseñar y controlar la calidad de un revestimiento asfáltico impermeable para un canal con base en las especificaciones tradicionales tipo Marshall o similares?

Es práctica frecuente entre los ingenieros aplicar "a ciegas" las especificaciones convencionales de tipo general a casos particulares. Por ejemplo, las normas para construcción de pavimentos, en especial las de carpeta asfáltica, no deben aplicarse para el caso de un revestimiento de un canal, ya que las finalidades perseguidas son distintas.

En el caso de un revestimiento impermeable de concreto asfáltico, la principal finalidad buscada es la siguiente: "Lograr un revestimiento de concreto asfáltico con el máximo de impermeabilidad, durabilidad, estabilidad en el talud, flexibilidad, resistencia a la erosión y economía".

Las propiedades directrices en el diseño de las mezclas de concreto asfáltico son: la impermeabilidad y la durabilidad, a las cuales se subordinan la flexibilidad, la estabilidad en el talud y la resistencia a la erosión. Su representación esquemática se ilustra en la Lámina 25.

Todo el conjunto de propiedades debe estar "cimentado" en una BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGÉNEA; de no ser así, los párrafos que siguen carecen de significado.

La propiedad fundamental es la IMPERMEABILIDAD que se logra con una alta COMPACIDAD del concreto asfáltico, obtenida con la MANEJABILIDAD adecuada de la mezcla. No basta que el revestimiento sea "impermeable" sino que debe estar ausente de "grietas y fisuras", causadas principalmente por la falta de FLEXIBILIDAD o de ESTABILIDAD EN EL TALUD.

La FLEXIBILIDAD del concreto asfáltico está íntimamamente ligada a la PLASTICIDAD de la mezcla durante su rodillado; en cambio, la ESTABILIDAD EN EL TALUD depende fundamentalmente de la RIGIDEZ del concreto asfáltico "endurecido". Por lo tanto, la FLEXIBILIDAD y la ESTABILIDAD EN EL TALUD implican dos propiedades respectivamente contrarias: la PLASTICIDAD y la RIGIDEZ, cuyo balance debe definirse en función de la COMPACIDAD exigida y de la ECONOMIA limitante.

Intimamente ligada a la IMPERMEABILIDAD se tiene la RESISTENCIA A LA EROSION, propiedad intrínseca generada por la RIGIDEZ del concreto asfáltico ya "endurecido".

La IMPERMEABILIDAD debe asegurarse sin grietas ni fisuras, durante la "vida económica" asignada al revestimiento esfáltico en los estudios, que traen consigo otra propiedad fundamental tan importante como la IMPERMEABILIDAD: la "DURABILIDAD". Por consiguiente, la DURABILIDAD que se exija dependerá de las limitaciones impuestas por la ECONOMIA.

Para establecer los criterios de Aceptación y Re~~ch~~azo que requiere el Control de Calidad, es necesario satisfacer los siguientes Requisitos Básicos:

Primero.- "Asegurar que las filtraciones sean menores que las económicamente admisibles, con el espesor y el coeficiente de permeabilidad reales esperados de la capa impermeable".

Para relacionar estos conceptos se propone la siguiente expresión:

$$k = R \cdot e \quad (1)$$

donde: k = coeficiente de permeabilidad de la capa impermeable, en m/día

e = espesor de la capa impermeable, en m

R = pérdida unitaria por infiltración, en m/día
(Lámina de agua infiltrada/tirante del canal/día)

Para fines de proyecto se puede asignar a "R" un valor medio de 0.005 m/m/día.

Segundo.- "Evitar la formación de grietas y fisuras en la capa impermeable, a fin de garantizar la impermeabilidad exigida por el Requisito Primero". Esto se logra mediante:

- Una "base de apoyo firme y homogénea" que absorba los movimientos diferenciales del terreno de su tentación.
- Un aumento en la fricción interna del concreto asfáltico que reduzca al mínimo el flujo plástico en el talud: Aumentar al máximo la "estabilidad en el talud".
- Una mezcla suficientemente "plástica y manejable" durante su rodillado, para lograr la "flexibilidad" y la "compacidad" previstas, compatibles con la "rigidez" del concreto asfáltico exigida por la "estabilidad en el talud".

La experiencia ha demostrado que la correcta ejecución de un revestimiento asfáltico impermeable es función directa de la calidad de la base de apoyo, con un sistema eficiente de subdrenaje. La máxima calidad de esta base corresponde a la asfáltica con grava semitriturada.

Tercero.- "Asegurar la adherencia de los agregados con el cemento asfáltico, para que la "impermeabilidad" del concreto asfáltico se mantenga durante la vida económica asignada al revestimiento". Este requisito se refiere a la "durabilidad" del concreto asfáltico.

La Pérdida Unitaria (R) que interviene en la expresión (1) se debe obtener a partir de estanques de prueba, como se muestra en las Fotos 19, 20 y 21 tomadas respectivamente en canales revestidos de concreto asfáltico, concreto hidráulico y sin revestimiento.

En la Lámina 26 se muestran algunos resultados obtenidos para el caso de suelos. Es interesante hacer notar

que los revestimientos gruesos de suelo compactado pueden tener Pérdidas Unitarias (R) similares a las del caso de un concreto hidráulico. El revestimiento impermeable de concreto asfáltico tiene mucho menor Pérdida Unitaria (R) que el de concreto hidráulico, debido a la ausencia de juntas o ranuras que, en general, son "pasos" de agua.

Durante el diseño de mezclas asfálticas y el Control de Calidad respectivo, se debe tener especial cuidado en las mediciones del Coeficiente de Permeabilidad (Fotos 20 a 23); estabilidad en el talud (Fotos 24 a 27); flexibilidad (Fotos 28 y 29); adherencia (Fotos 30 y 31); dureza del cemento asfáltico (Foto 32); temperaturas del concreto asfáltico (Foto 33); etc. En la Lámina 27 se sugieren lineamientos generales para el Control de Calidad en el concreto asfáltico.

Respecto a las bases de apoyo, éstas pueden ser de grava-arena (Foto 34); concreto asfáltico poroso a manera de filtro invertido (Fotos 35 y 36), que debe conectarse a los subdrenes de la cubeta (Foto 37) para dar salida al agua que se logra infiltrar. En el caso de vasos artificiales, se debe colocar una serie de capas bajo la capa impermeable, con diferentes grados de permeabilidad (Fotos 38 a 41), diseñadas de concreto asfáltico semi-permeable y de grava.

En el caso del Canal Alimentador del Norte en Mexicali, B. C., se decidió una base de apoyo impermeable (Foto 42) sobre la cual se colocó la verdadera capa impermeable (Foto 43), que se compactó con dos rodillos ligeros (Fotos 44 a 46) hasta lograr el revestimiento con las propiedades previstas de "impermeabilidad", "flexibilidad", etc.

La Carta de Control que se llevó fue similar a la mostrada en la Lámina 28.

Se tienen evidencias del buen comportamiento de

este Canal (Fotos 47 y 48).

SEXTA REFLEXION

¿Es lícito construir una carpeta asfáltica de alta rigidez sobre una base de apoyo deformable en una aeropista?

En la Lámina 29 se presentan las propiedades fundamentales de un pavimento flexible para una aeropista.

La más importante de esas propiedades se refiere a la INDEFORMABILIDAD de la superficie de rodamiento.

Debe recordarse que un piloto prefiere el aterrizaje o el despegue en una superficie plana, semejante a una "mesa de billar" con una determinada rugosidad.

La DURABILIDAD y la ECONOMIA, están íntimamente ligadas a la "vida" asignada a la obra.

Con el fin de lograr la INDEFORMABILIDAD deseada, la carpeta asfáltica debe diseñarse y construirse para satisfacer simultáneamente las siguientes propiedades básicas:

Primera.- La FLEXIBILIDAD, que implica admitir tensiones sin agrietamientos en el concreto asfáltico que, a su vez, impide la infiltración de aguas superficiales. Se logra dando PLASTICIDAD a la mezcla asfáltica, mediante una reducción en la angulosidad de las partículas (menor porcentaje de triturado) o un aumento en el contenido de cemento asfáltico.

Segunda.- La IMPERMEABILIDAD, que protege las capas subyacentes de las filtraciones del agua superficial.

Se obtiene impartiendo una COMPACIDAD adecuada a la mezcla asfáltica. Y,

Tercera.- La ESTABILIDAD, que implica una mayor capacidad para soportar cargas, mediante la RIGIDEZ en el concreto asfáltico proporcionada por un aumento en la angulosidad de las partículas (mayor porcentaje de triturado) o una disminución en el contenido de cemento asfáltico. También se logra con cemento asfáltico más duro, pero va en perjuicio de la DURABILIDAD.

Las propiedades anteriormente esbozadas deben estar "cimentadas" en una BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGENEA, en lo que se refiere a la ESTABILIDAD VOLUMETRICA por cambios de humedad y a la RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD bajo esfuerzos repetidos.

Ahora bien, cuando una aeropista no tiene esa BASE DE APOYO, es imperativo equilibrar simultáneamente la FLEXIBILIDAD, la IMPERMEABILIDAD y la ESTABILIDAD, a fin de lograr una INDEFORMABILIDAD razonablemente aceptable para la operación de las aeronaves.

Si se construye una carpeta asfáltica con materiales totalmente triturados y se respetan los valores de ESTABILIDAD Marshall estipulados en las normas convencionales, se tendrá un concreto asfáltico con una rigidez grande y, en virtud de que en algunas ocasiones no se tiene la BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGENEA, se está propiciando el agrietamiento de esa carpeta, lo cual no es conveniente.

En esos casos, es preferible utilizar una mezcla asfáltica con la suficiente PLASTICIDAD para lograr la FLEXIBILIDAD deseada. Así se tendrá mayor probabilidad de éxito, que si se tuviera la rigidez especificada tradicionalmente.

¿Para qué se exige innecesariamente el doble de Estabilidad, con la consiguiente rigidez del concreto asfáltico que acorta su vida útil? ¿No es preferible un concreto asfáltico menos rígido y más duradero?

En el caso de un aeropuerto en operación que no tenga BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGENEA, el Nivel de Calidad que conviene estipular para la construcción de una sobrecarpeta de concreto asfáltico, debe satisfacer los siguientes requisitos:

Primero.- Evitar la RIGIDEZ del concreto asfáltico. Se logra limitando los valores superiores de la ESTABILIDAD (Marshall) y excluyendo las partículas trituradas en el agregado pétreo; esto es, utilizar mezclas asfálticas prácticamente sin triturado.

Segundo.- Asegurar la IMPERMEABILIDAD del concreto asfáltico. Se obtiene principalmente con una COMPACIDAD relativamente alta; también con mas cemento asfáltico.

Este Nivel de Calidad implica definir y establecer los criterios de Aceptación y Rechazo, es decir: las "Reglas del Juego" propias de la obra.

Los criterios de Aceptación y Rechazo que se propongan deben tener un fundamento sólido y racional, apoyado en las técnicas de la Estadística y en consideraciones de carácter económico y funcional. Aquí cabe esta pregunta: ¿Es correcto "remendar" un traje de mezclilla con "parches" de casimir inglés?, o viceversa, v.gr.: cuando se trata del "bacheo" de una carpeta.

En las fotos 49 a 53 se ilustran los efectos de una carpeta rígida en el Aeropuerto de Durango, reparada ya dos veces, sobre una base de apoyo que no es firme ni homogénea. En

las Fotos 54 y 55 se observa la reparación de un "bache" con un dren "auténticamente ciego". En la Foto 56 se aprecia la heterogeneidad del material en las paredes de la excavación.

SEPTIMA REFLEXION

¿Es sinónimo de calidad exigir los "famosos" 100% mínimo de compactación, para las capas de suelo en un pavimento?

Cuando un suelo con poca humedad y bajo grado de saturación se compacta demasiado, al saturarse experimentará cambios volumétricos (expansiones) muy importantes, con la consiguiente pérdida de resistencia al esfuerzo cortante. Por eso, en cada caso particular debe estudiarse la interrelación que hay entre la humedad, el grado de saturación y la compactación "iniciales" de un suelo, así como los cambios volumétricos esperados al saturarse, para establecer el criterio de Aceptación y Rechazo compatible con la estabilidad volumétrica y la resistencia al esfuerzo cortante deseadas en el proyecto.

Especificar una compactación "mínima" de 100 ó 95% "a secas", es sumamente peligroso, si no se entiende y conoce el comportamiento probable del suelo al saturarse. Mientras no se disponga de datos, es preferible establecer criterios conservadores. El uso de Cartas de Control permite tomar las medidas correctivas oportunamente, como las mostradas en las Láminas 30 y 31 que fueron sugeridas para los rellenos estructurales del proyecto "La Caridad, Son." (Foto 57).

En la Lámina 30 se observa que la mayor parte de la gráfica de tendencias correspondiente al Grado de Compactación, se mantuvo en la Zona de Aceptación.

En la Lámina 31, en que se ha sugerido como "indicador" sensible de las condiciones de humedad a la Relación de Humedades (Humedad del lugar/Humedad Optima), se observa que se ha tratado de mantener la gráfica de tendencias dentro de la Zona de Aceptación.

Desde el punto de vista de estabilidad volumétrica, hay manera de decidir cuál es la compactación inicial más conveniente, para obtener el mínimo de cambios volumétricos. Se sugiere el criterio esbozado en las Láminas 32 y 33.

La Lámina 32, correspondiente a un suelo fino arcilloso de Mexicali, B.C., muestra que si se compacta a grados superiores a 95% (Proctor SRH), los cambios volumétricos cíclicos de humedecimiento y secado aumentan demasiado, para una condición de sobrecarga ligera, como el revestimiento rígido de un canal. Esto traerá como consecuencia el desarrollo de presiones que agrietan las losas.

Muchas veces se ha reparado el daño a base de dar cada vez más compactación, con resultados evidentemente desastrosos. Por ejemplo, si se fija un mínimo de 95 ó 100%, porque así está escrito en las "normas inviolables", y las losas se rompen, de inmediato se le "echa" la culpa al Residente o el Contratista es "muy malo".

¿No sería más práctico recomendar una compactación de $90 \pm 5\%$ (Proctor SRH), en que los cambios volumétricos son aceptables?, sin perder de vista los aspectos de resistencia al esfuerzo cortante.

Un criterio más ingenieril es fijar un cambio volumétrico máximo admisible, por ejemplo: 3 ó 4%. Aplicando los resultados de la Lámina 33, se puede fijar la Zona de Rechazo, definida como aquélla en que la combinación de compac

dades (C) y humedades (w) proporcione un cambio volumétrico mayor del 4% cuando el suelo se satura.

De lo expresado en el párrafo anterior se puede establecer que, en ese caso, no es conveniente compactar el suelo con una humedad inicial menor de 23%. Podrá recomendarse como criterio de Aceptación una humedad inicial de $25 \pm 2\%$, desde el punto de vista de estabilidad volumétrica. Desde el punto de vista de resistencia al corte, deben procurarse pesos volumétricos altos.

La Lámina 33 corresponde a un caso particular de aplicación de un criterio (Referencia 1) sugerido para estimar los cambios volumétricos de un suelo a partir de las trayectorias de saturación cuando se pasa de una condición inicial (i) a otra final (f), como se ilustra en las Láminas 34 y 35.

La Lámina 34 se refiere a un suelo natural con tendencia a expandirse por saturación, cuando pasa de la condición inicial (i) a la final (f). La Lámina 35, corresponde a otro suelo natural con tendencia a contraerse por saturación, al pasar de (i) a (f).

A partir de los resultados efectuados en tramos de prueba, como los mostrados en la Lámina 36, es posible recomendar la Relación de Humedades (Natural/Optima) mas adecuada y el número de pasadas más conveniente, para el equipo de compactación utilizado y el suelo particular compactado. Muchas veces se rompe la estructura del suelo cuando se dan más pasadas de lo recomendado, en lugar de aumentar la compactación. Se hace notar que conviene controlar la humedad inicial de los tramos, antes de que el equipo empiece a compactar, ya que, si la Relación de Humedad no es la indicada, es inútil tratar de alcanzar el grado de compactación deseado mediante un gran número de pasadas.

En la Lámina 37 se presenta una Carta de Control perteneciente al camino Salina Cruz - Pochutla.

Para finalizar, conviene mencionar que los cambios volumétricos por saturación en los suelos compactados (base y capa subrasante) de la pista del Nuevo Aeropuerto de Villahermosa, Tab., se minimizaron al cambiar la especificación de 100% mínimo a 95% mínimo (Proctor Est.), lo cual fue aceptado por SAHOP. Un buen sub drenaje habría ayudado bastante al respecto.

RECOMENDACIONES

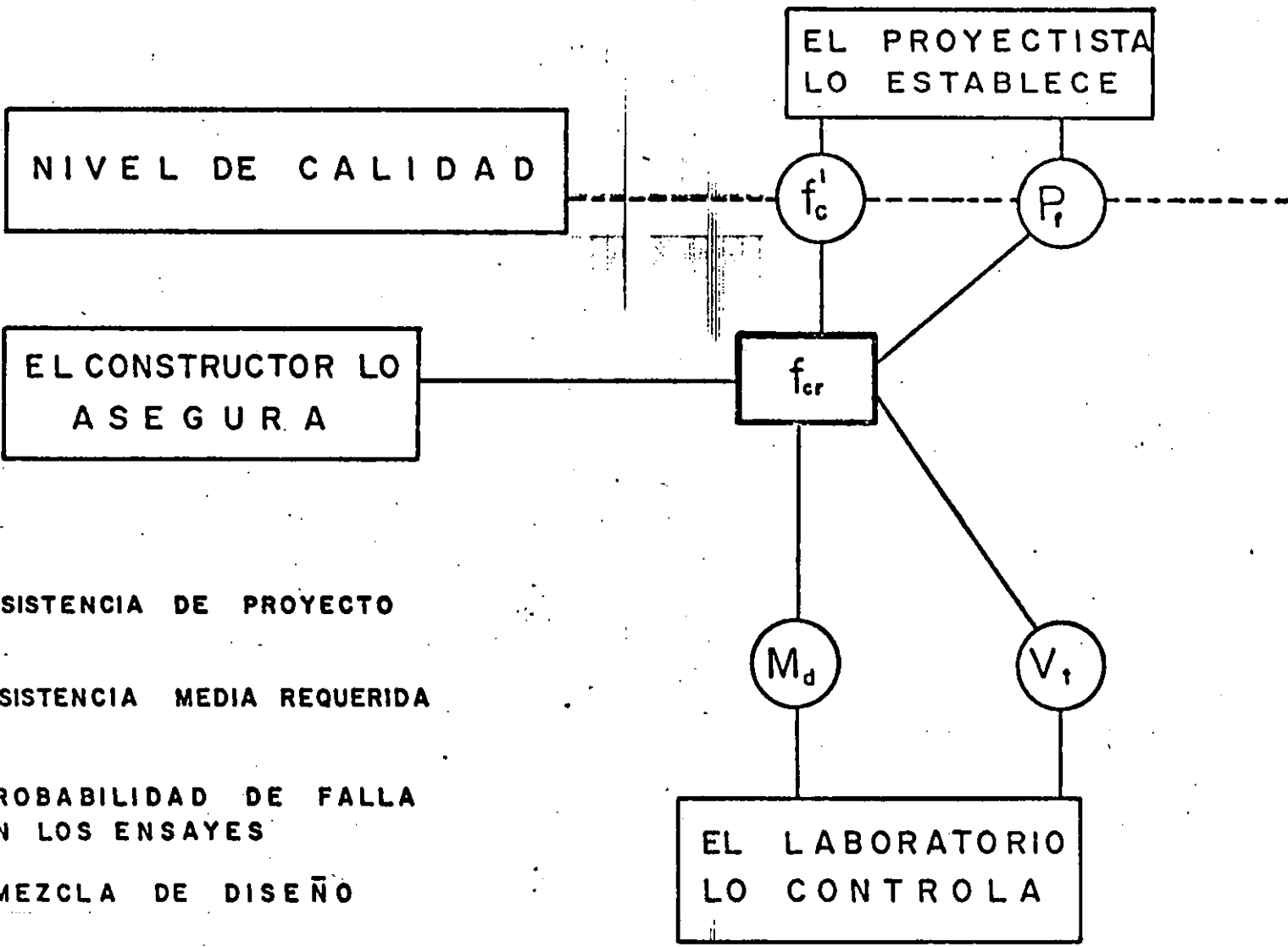
Primera.- Para que el Control de Calidad sea efectivo, es necesario hacer sentir a cada persona que interviene en el proceso constructivo, incluyendo a los sobrestantes, que se requiere su contribución personal para lograr el Nivel de Calidad estipulado, al mínimo costo. En otras palabras, "hacer las cosas bien hechas" al menor costo posible.

Segunda.- Optimizar todas las actividades del proceso constructivo, incluyendo personal y equipo, para lograr el Nivel de Calidad que se pretende, con el afán de superación siempre presente y acorde con la finalidad de la obra.

Tercera.- Antes de iniciar la construcción de una obra, el Proyectista debe estipular el Nivel de Calidad y los criterios de Aceptación y Rechazo correspondientes, propios de esa obra, para que el Laboratorio de Control de Calidad auxilie al Constructor en el logro de ese Nivel de Calidad establecido.

REFERENCIA

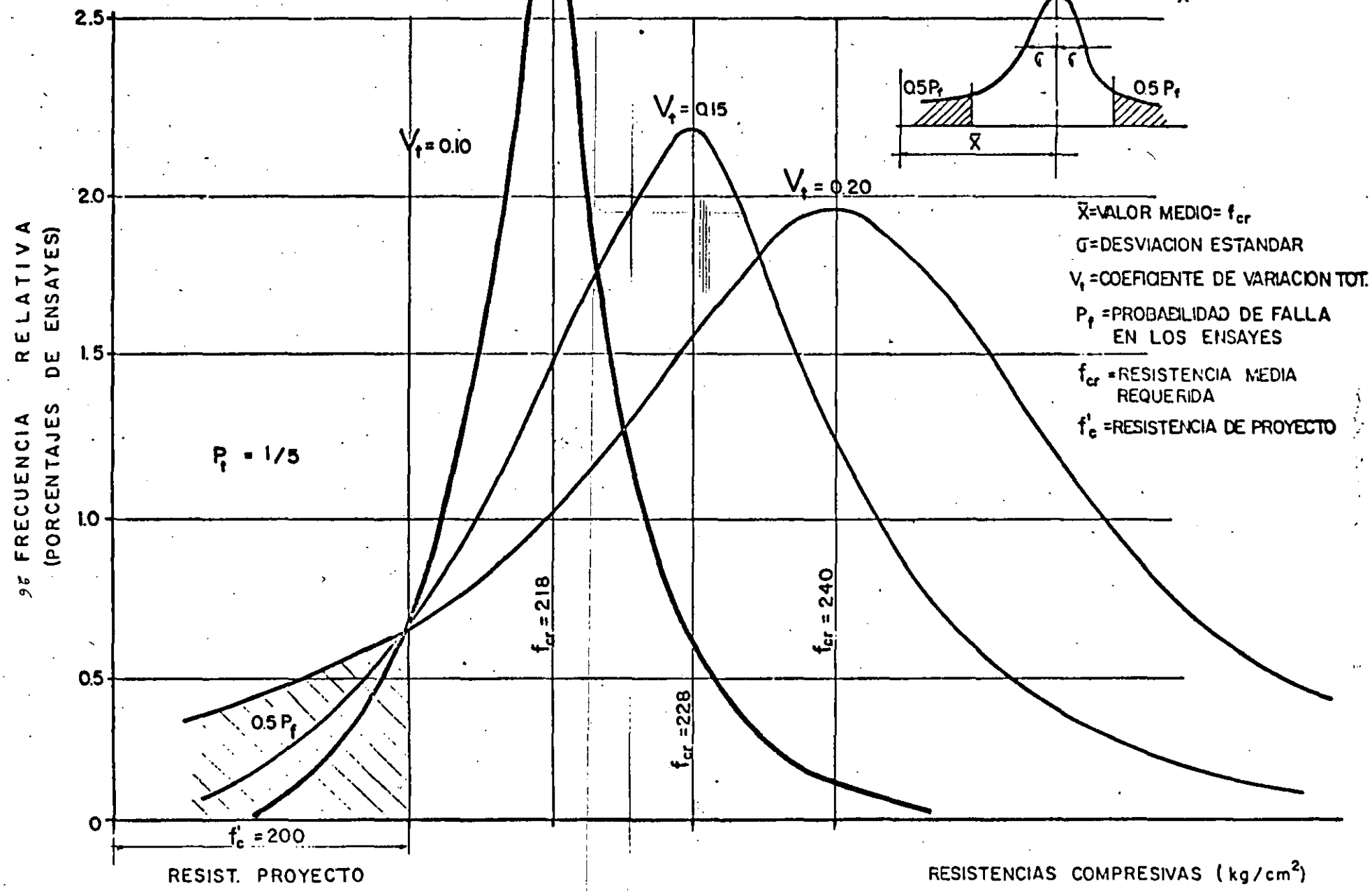
(1) COCONAL.- "Comentarios sobre Cambios Volumétricos y Relaciones". VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tomo III. Guanajuato, Gto. Noviembre de 1976.



f'_c = RESISTENCIA DE PROYECTO
 f_{cr} = RESISTENCIA MEDIA REQUERIDA
 P_f = PROBABILIDAD DE FALLA EN LOS ENSAYES
 M_d = MEZCLA DE DISEÑO
 V_t = COEFICIENTE DE VARIACION TOTAL

55

CURVAS NORMALES DE FRECUENCIA

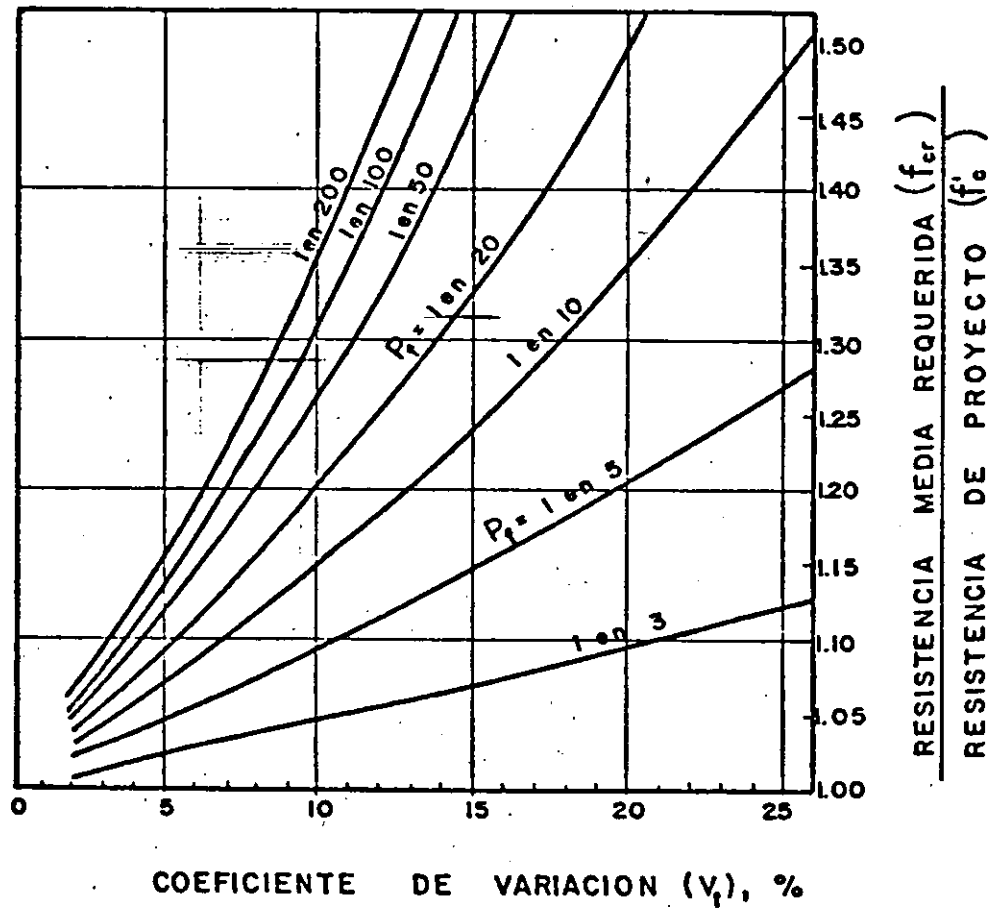


GRADO DE UNIFORMIDAD DEL CONCRETO

COEFICIENTE DE VARIACION TOTAL (V_f)	CALIFICACION	CONDICION
0 a 0.05	EXCELENTE	LABORATORIO
0.05 a 0.10	MUY BUENO	<u>PRECISO</u> CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR <u>PESO</u>
0.10 a 0.15	B U E N O	<u>BUEN</u> CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR <u>PESO</u>
0.15 a 0.20	M E D I A N O	<u>ALGUN</u> CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR <u>PESO</u>
0.20 a 0.25	M A L O	<u>ALGUN</u> CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR <u>VOLUMEN</u>
> 0.25	MUY MALO	<u>NINGUN</u> CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR <u>VOLUMEN</u>

SELECCION DE LA MEZCLA DE DISEÑO

PROBABILIDAD DE FALLA EN LOS ENSAYES (P_f)



ETAPAS Y NIVELES DE CONTROL

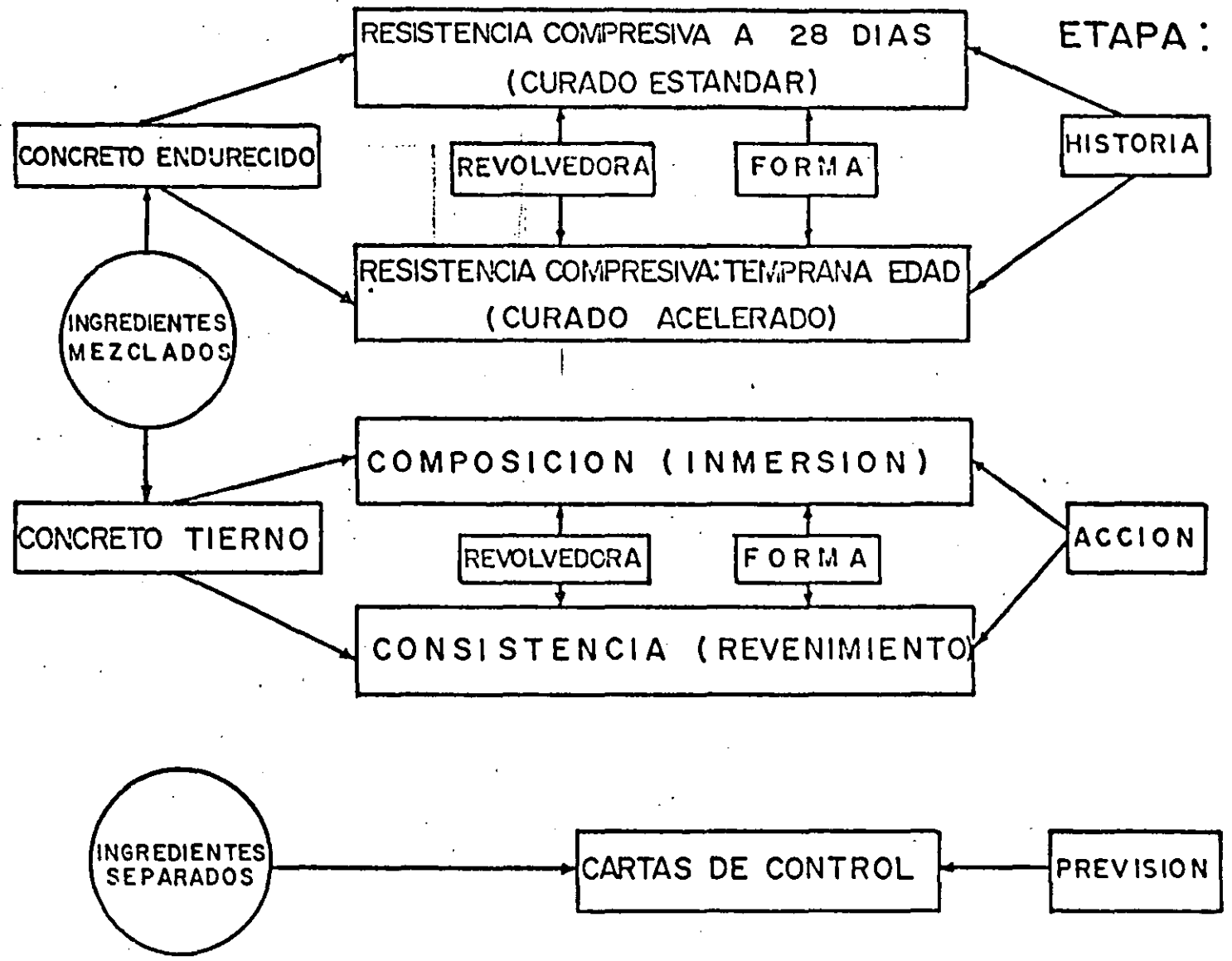
NIVEL ⑤:

NIVEL ④:

NIVEL ③:

NIVEL ②:

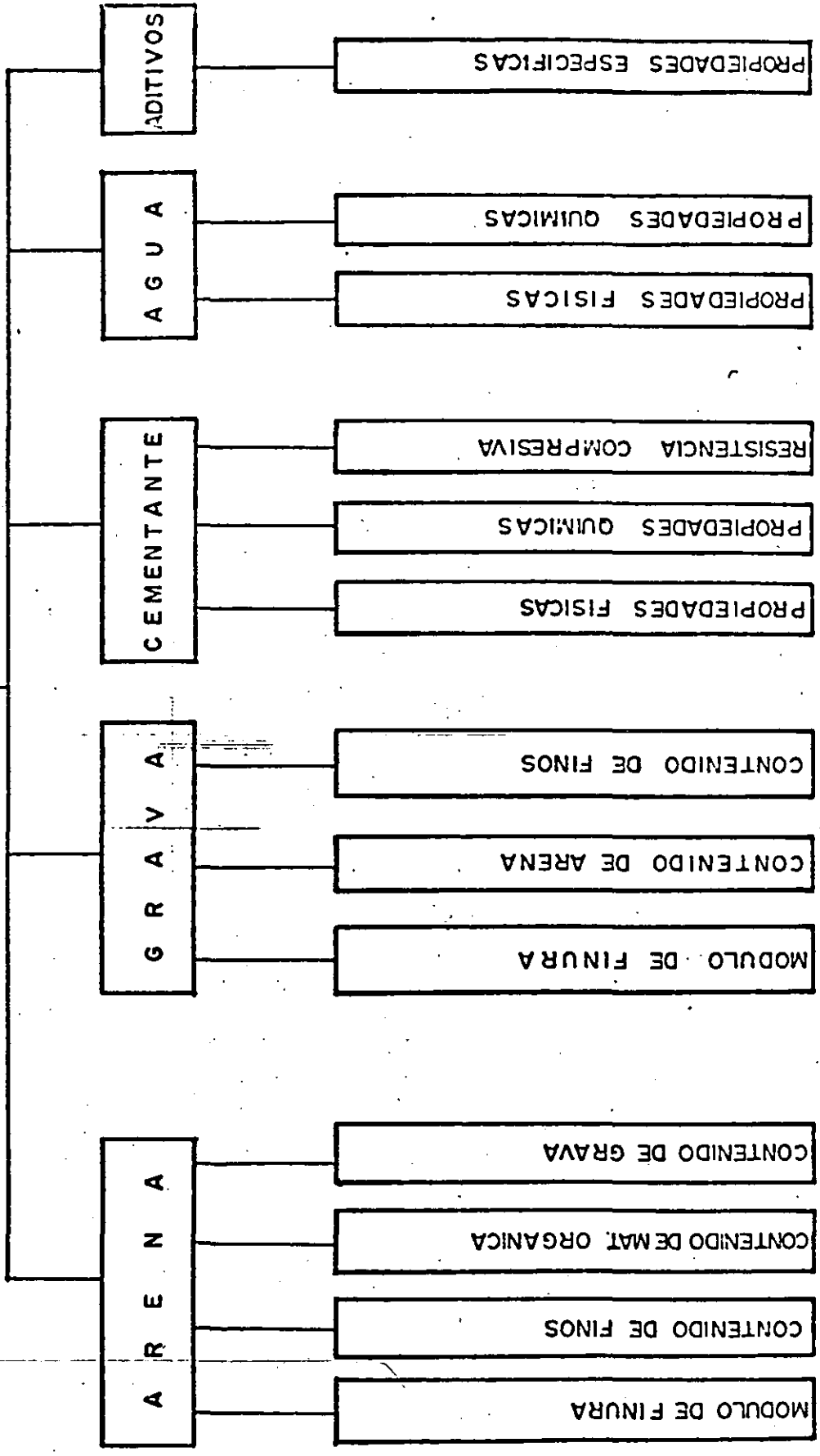
NIVEL ①:



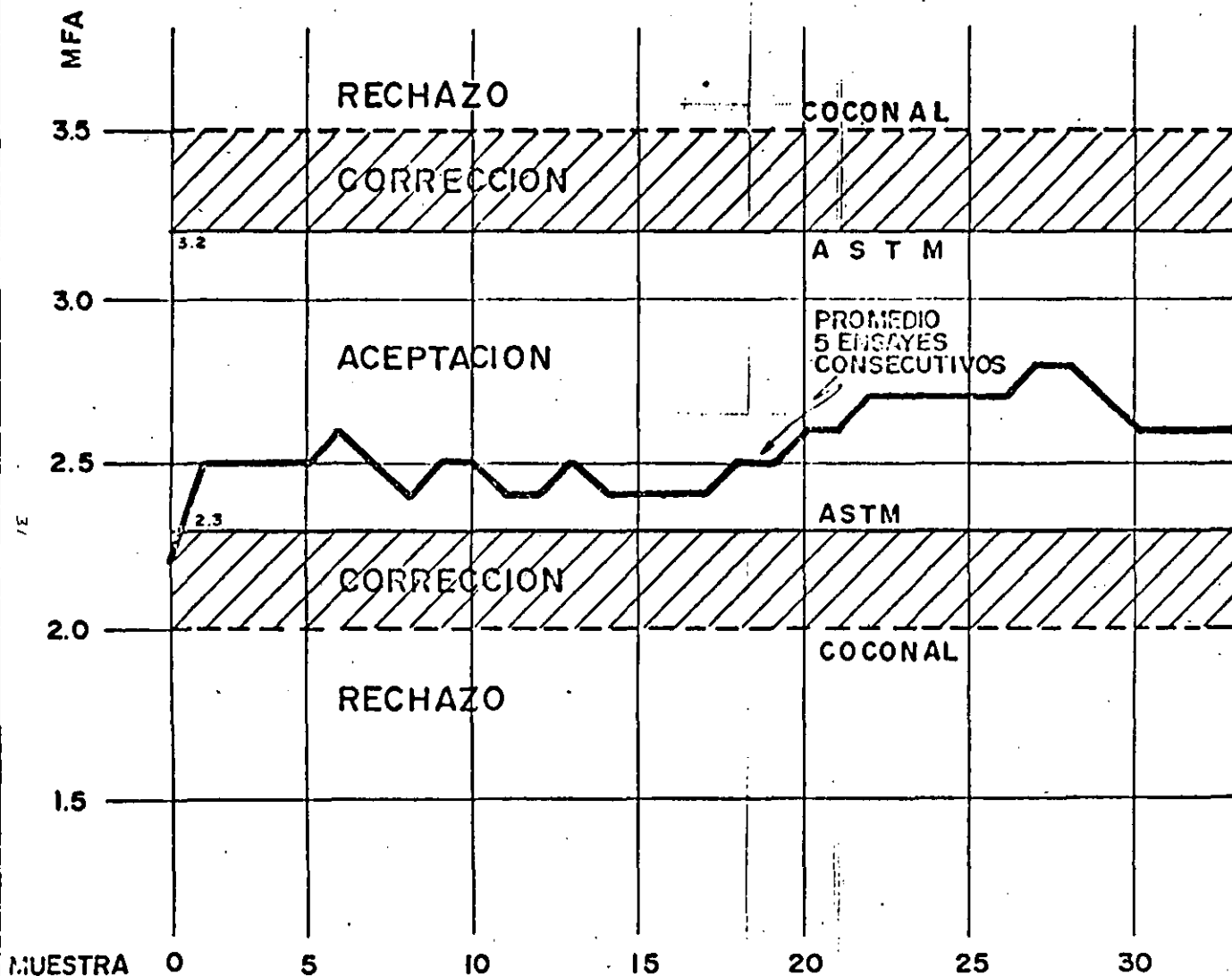
95

CONTROL DE INGREDIENTES SEPARADOS

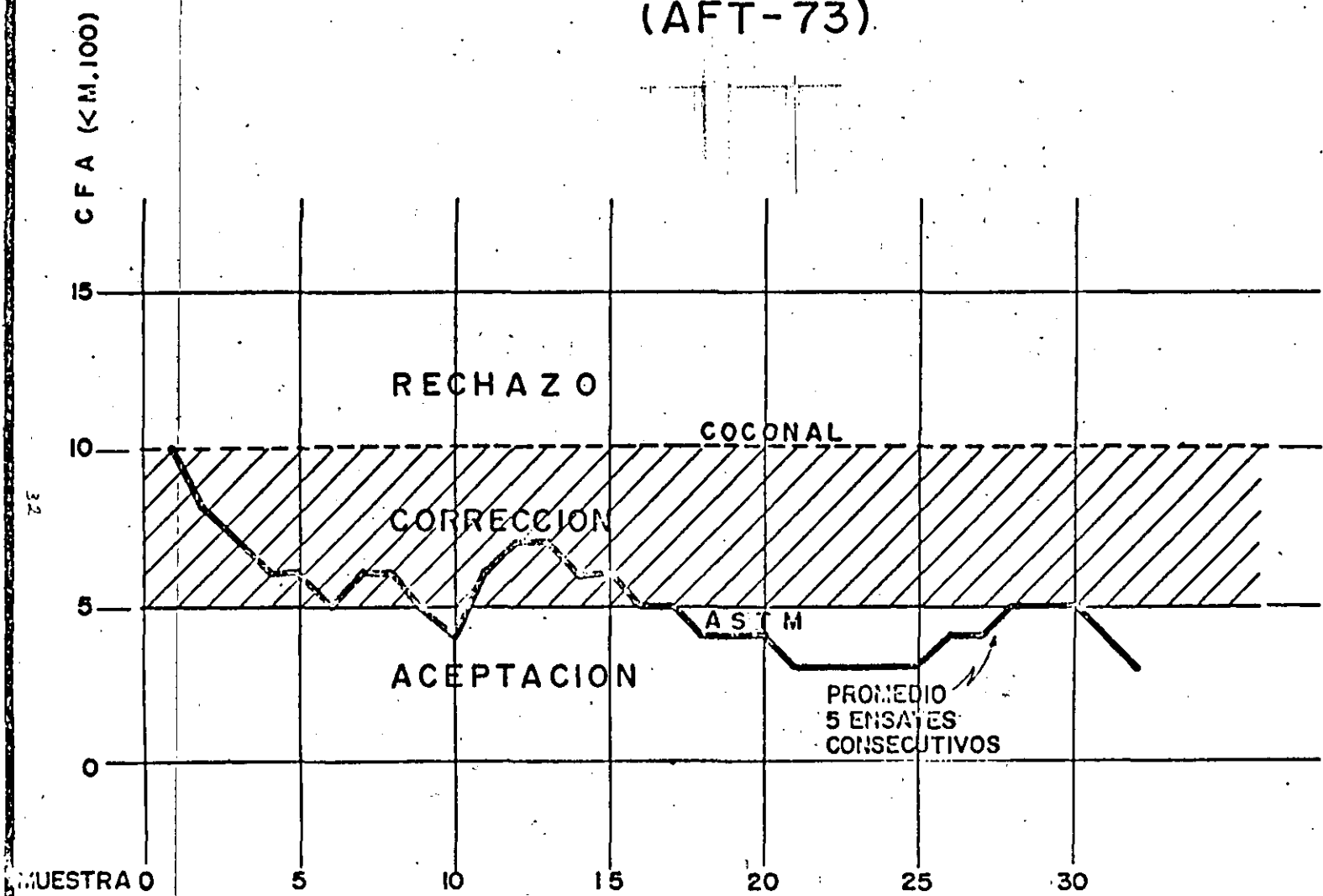
NIVEL (I)



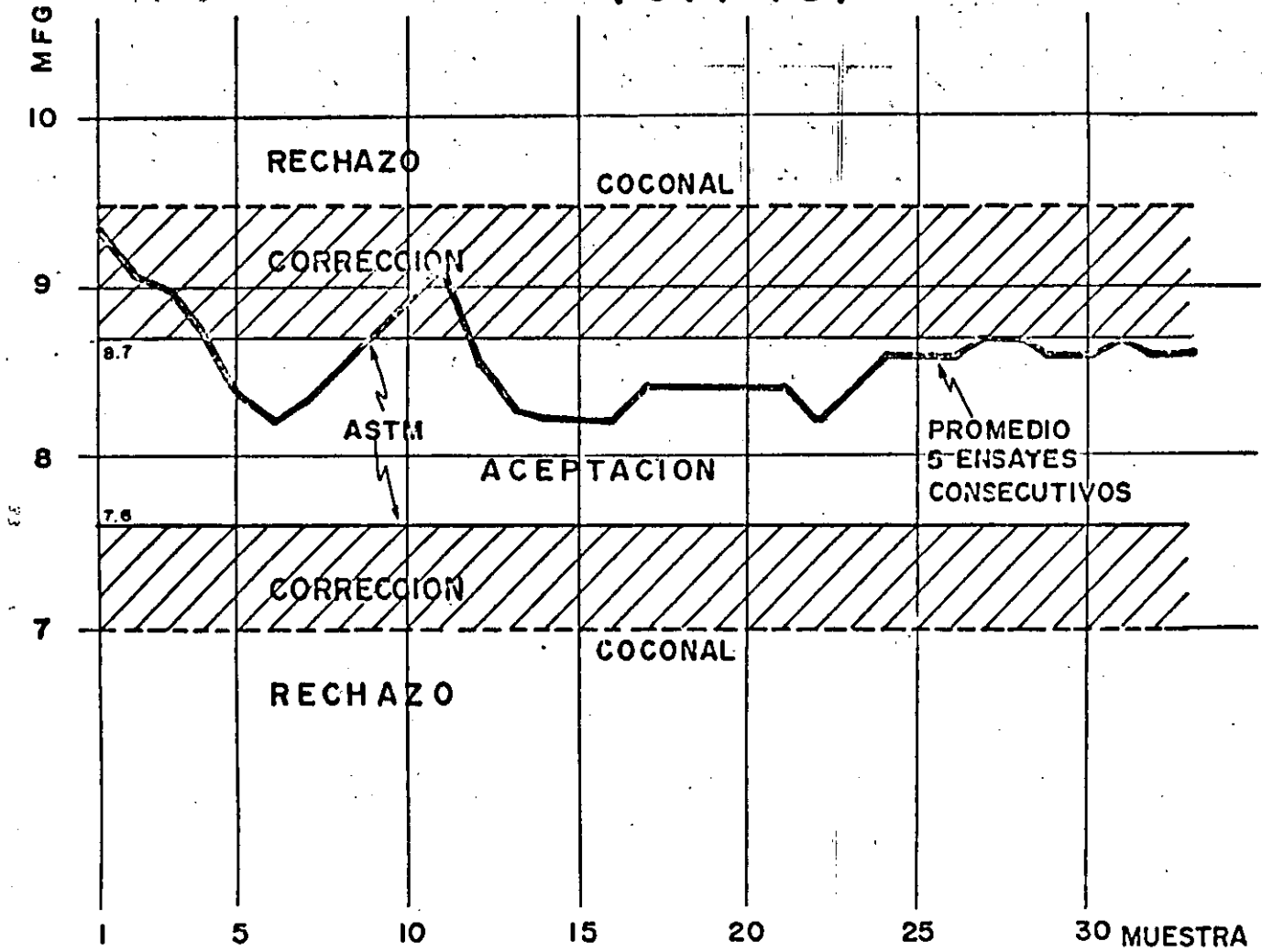
CARTA DE CONTROL: MODULO DE FINURA DE LA ARENA (AFT-73)



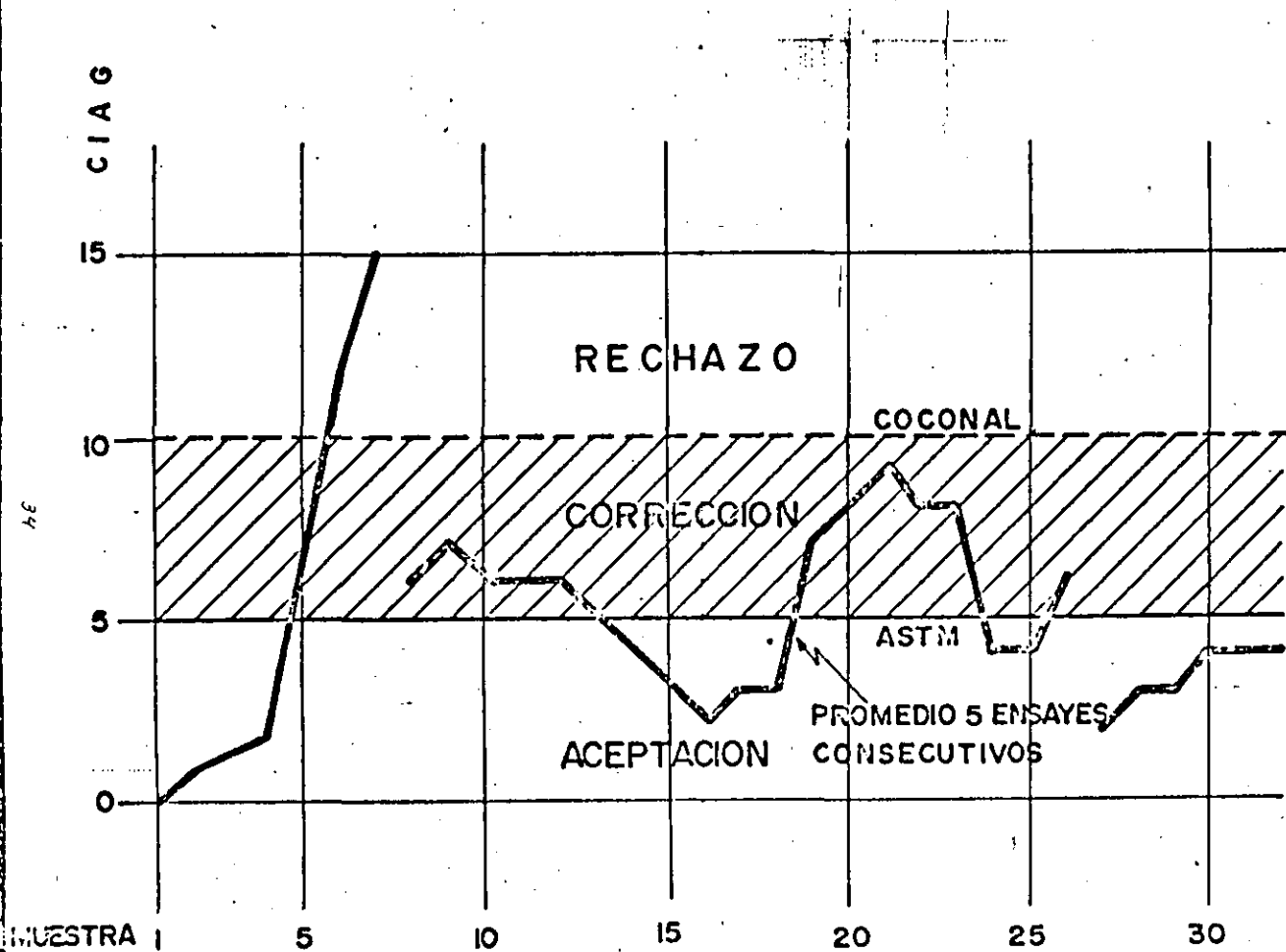
CARTA DE CONTROL: CONTENIDO DE FINOS EN LA ARENA (AFT-73).



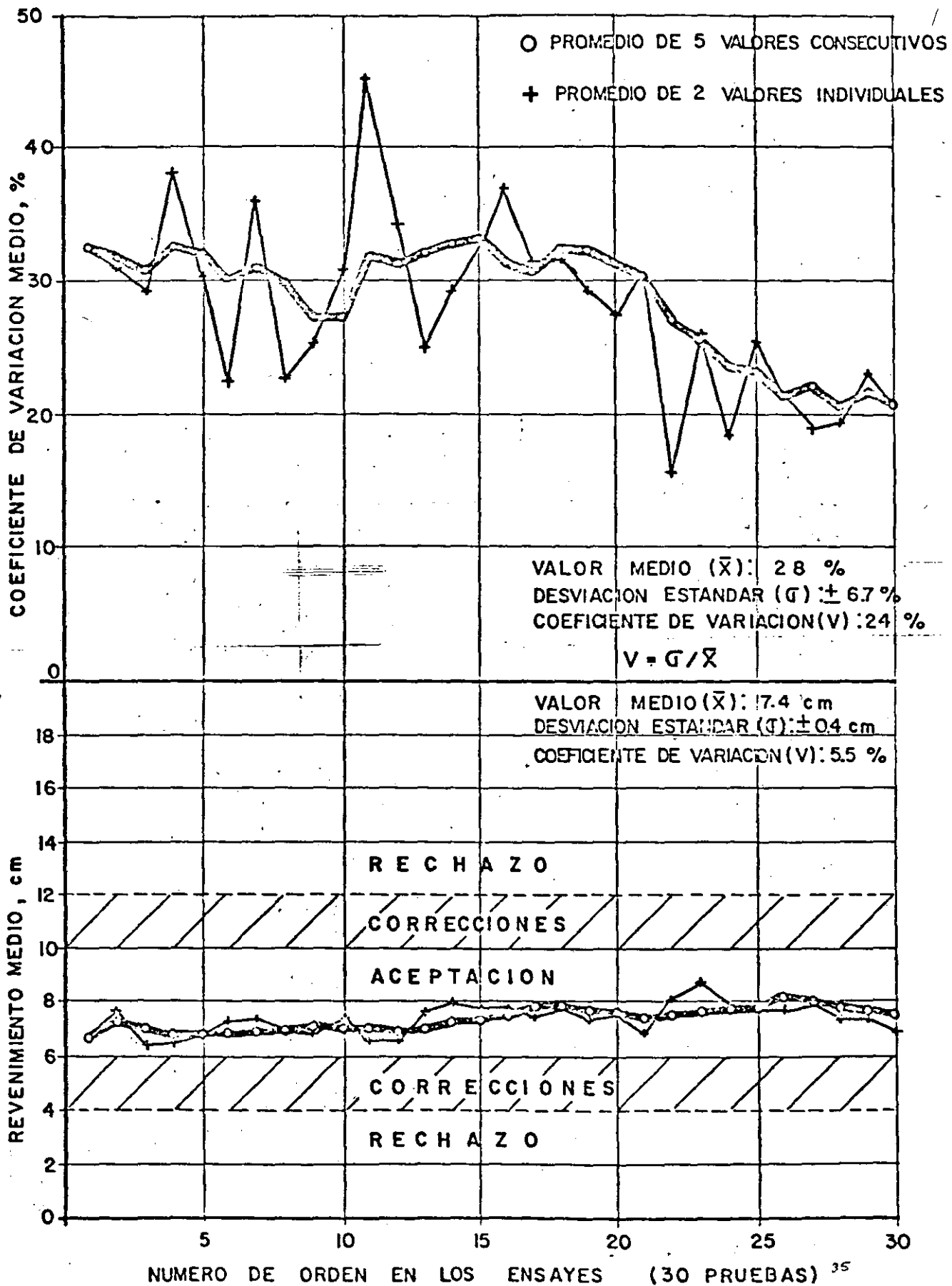
CARTA DE CONTROL: MODULO DE FINURA DE LA GRAVA (CTT-73)



CARTA DE CONTROL: CONTENIDO INDESEABLE DE ARENA EN LA GRAVA (CTT-73)



ANALISIS ESTADISTICO DE REVENIMIENTOS EN : LA FORMA



CONTROL DEL CONCRETO TIERNO :
COMPOSICION DE INGREDIENTES

NIVEL 3 :

C O N T E N I D O S

DE
PORCENTAJE
AIRE INCLUIDO

CONSUMO UNITARIO
DE CEMENTANTE

R E L A C I O N E S

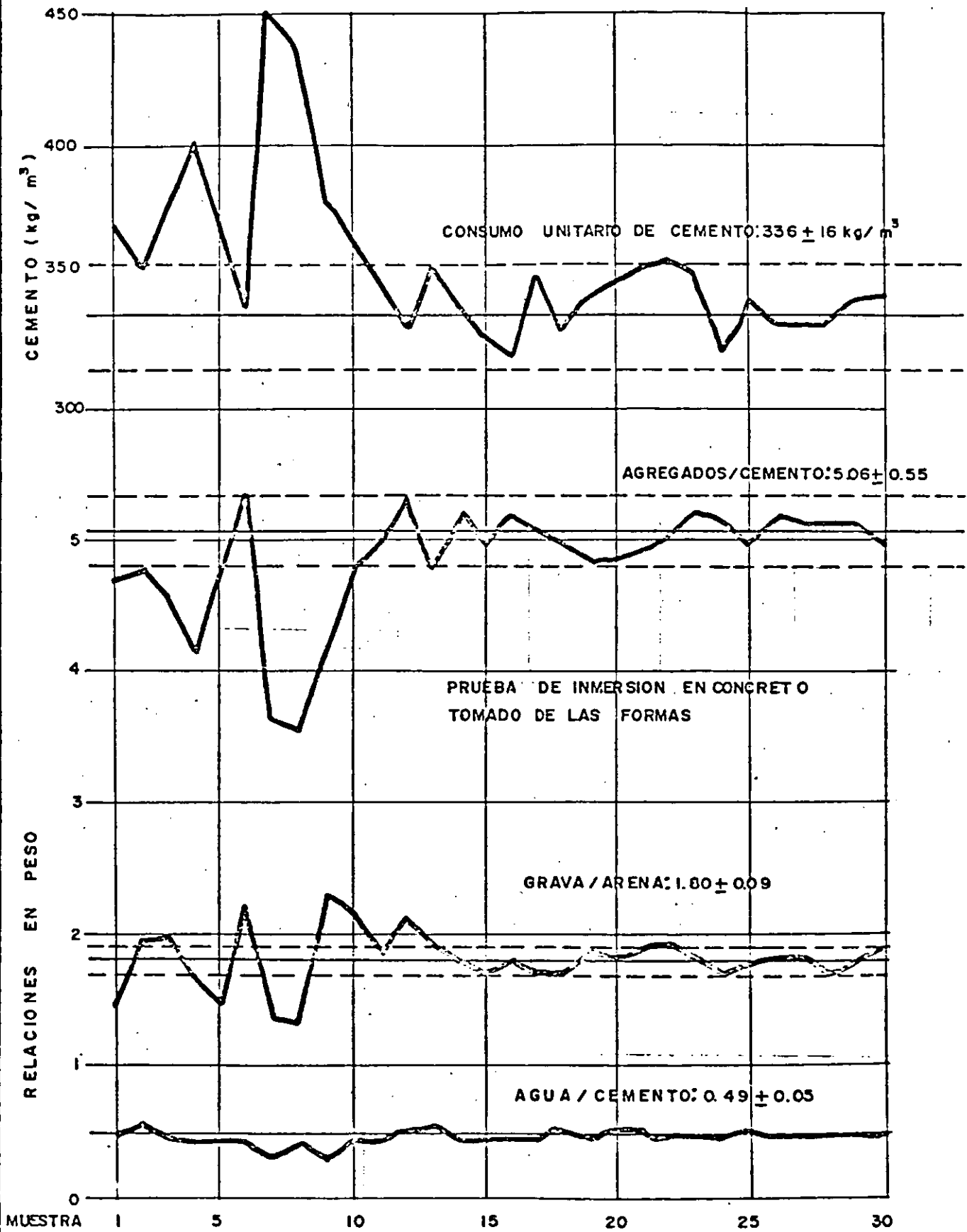
GRAVA / ARENA

AGREGADOS / CEMENTANTE

AGUA / CEMENTANTE

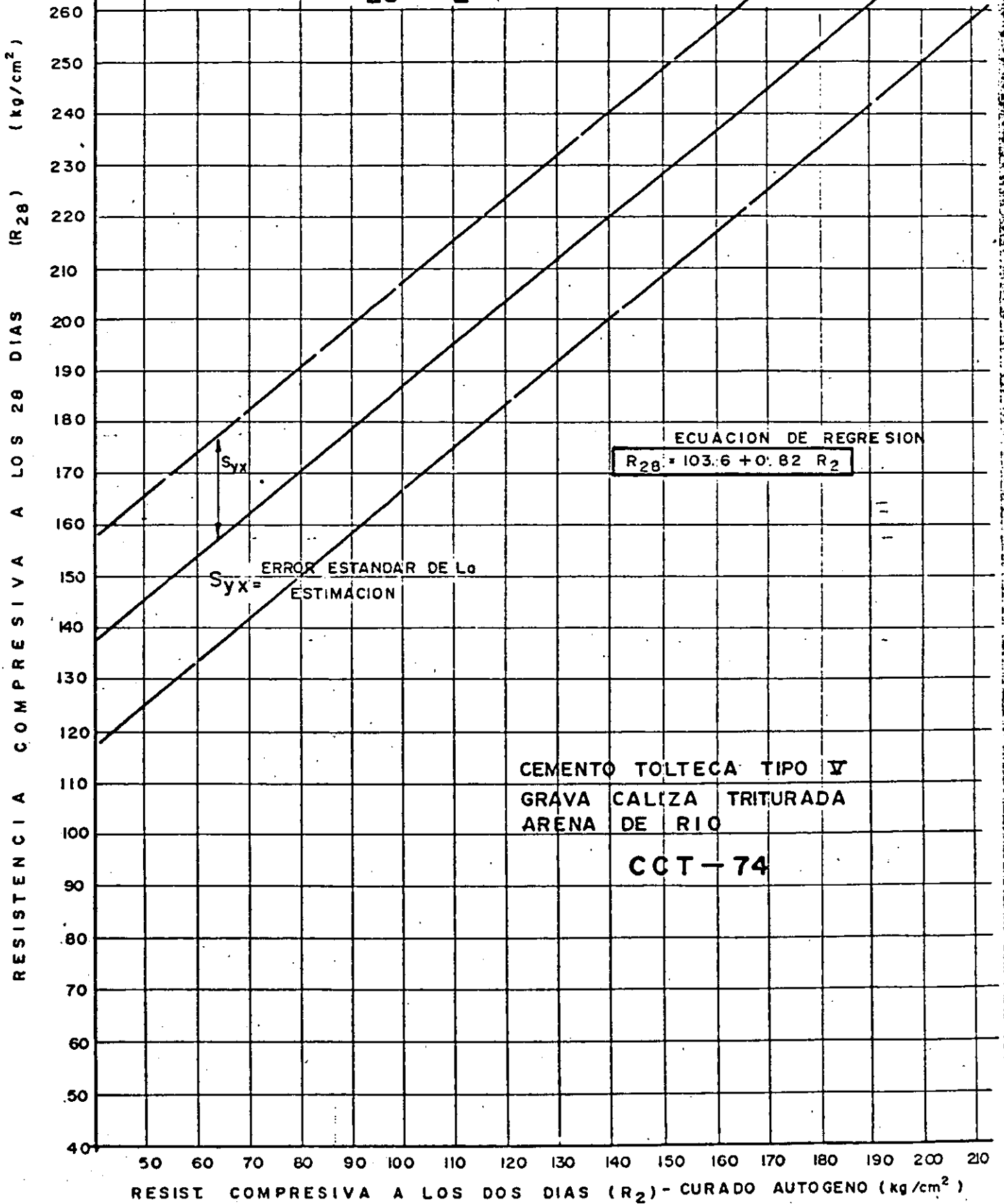
CARTA DE CONTROL:
COMPOSICION DEL CONCRETO TIERNO (CCT - 73)

LAMINA 13



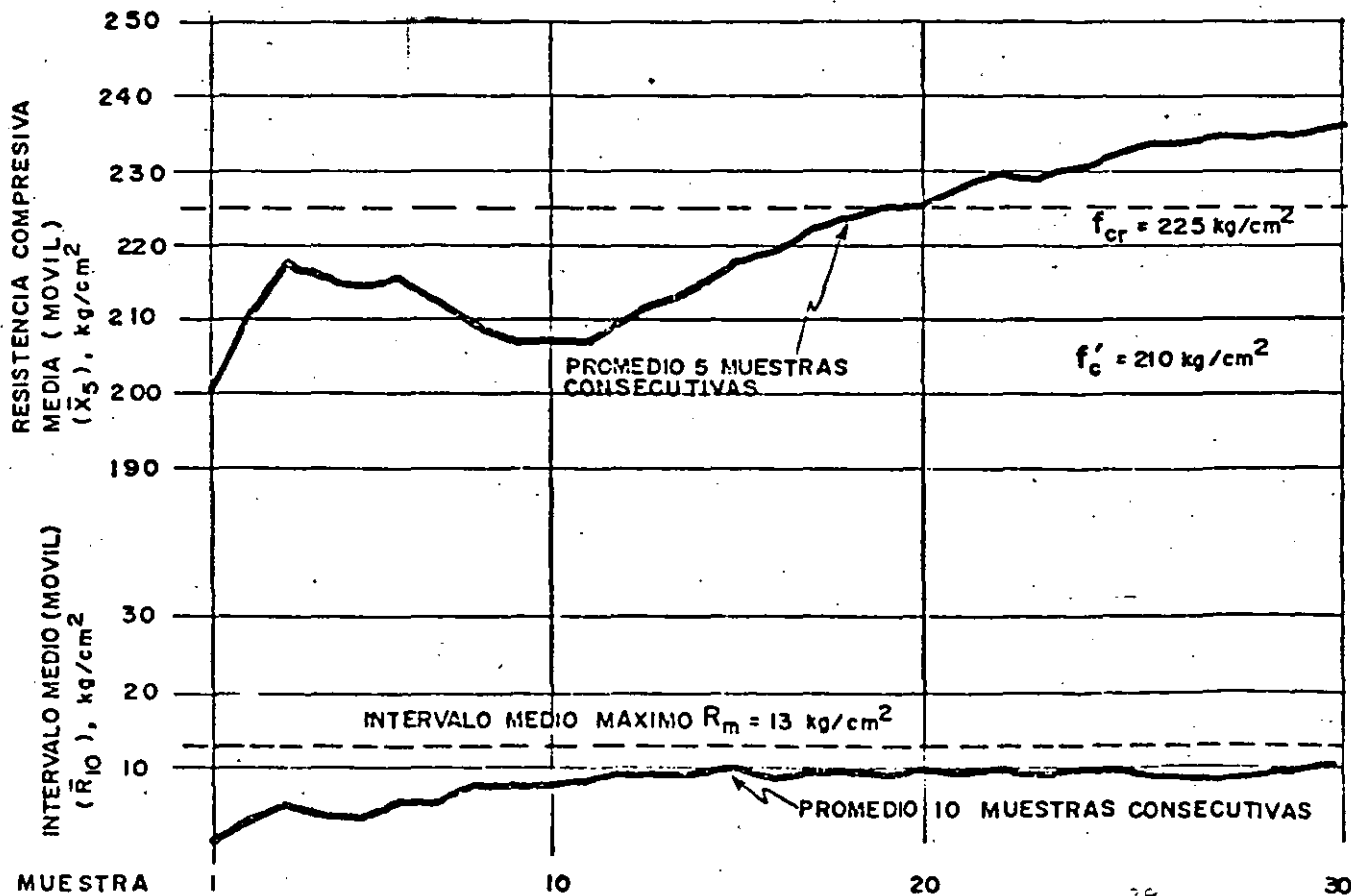
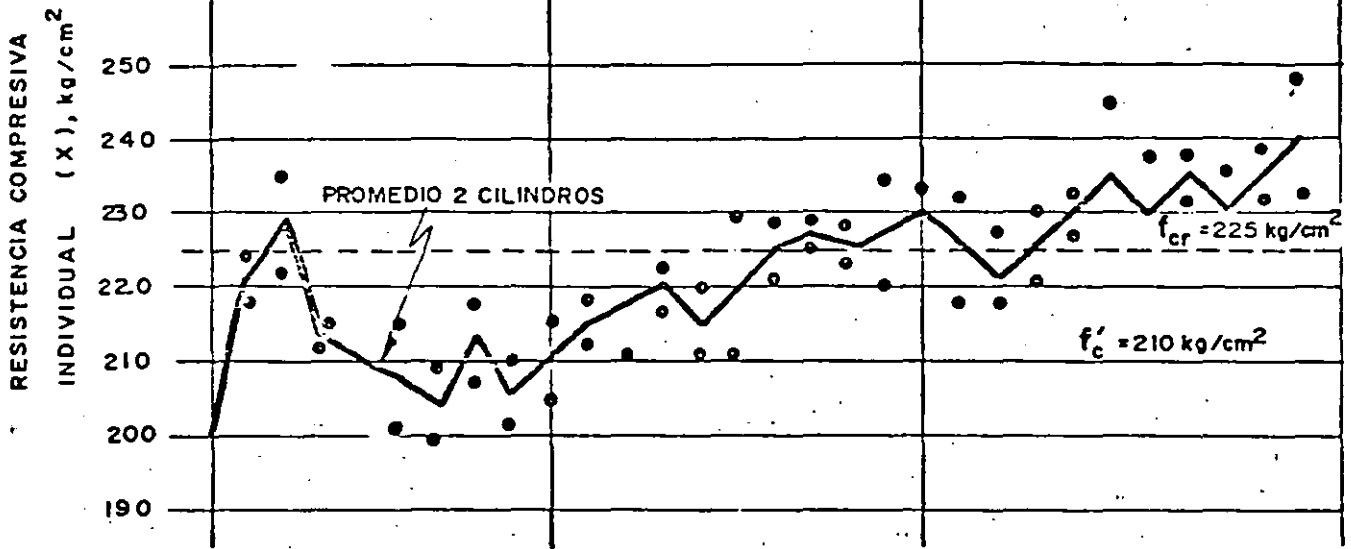
LA CORRELACION ENTRE RESISTENCIAS COMPRESIVAS $R_{28} \rightarrow R_2$

LAMINA 14



CARTA DE CONTROL:
ANALISIS DE RESISTENCIAS COMPRESIVAS A 28 DIAS

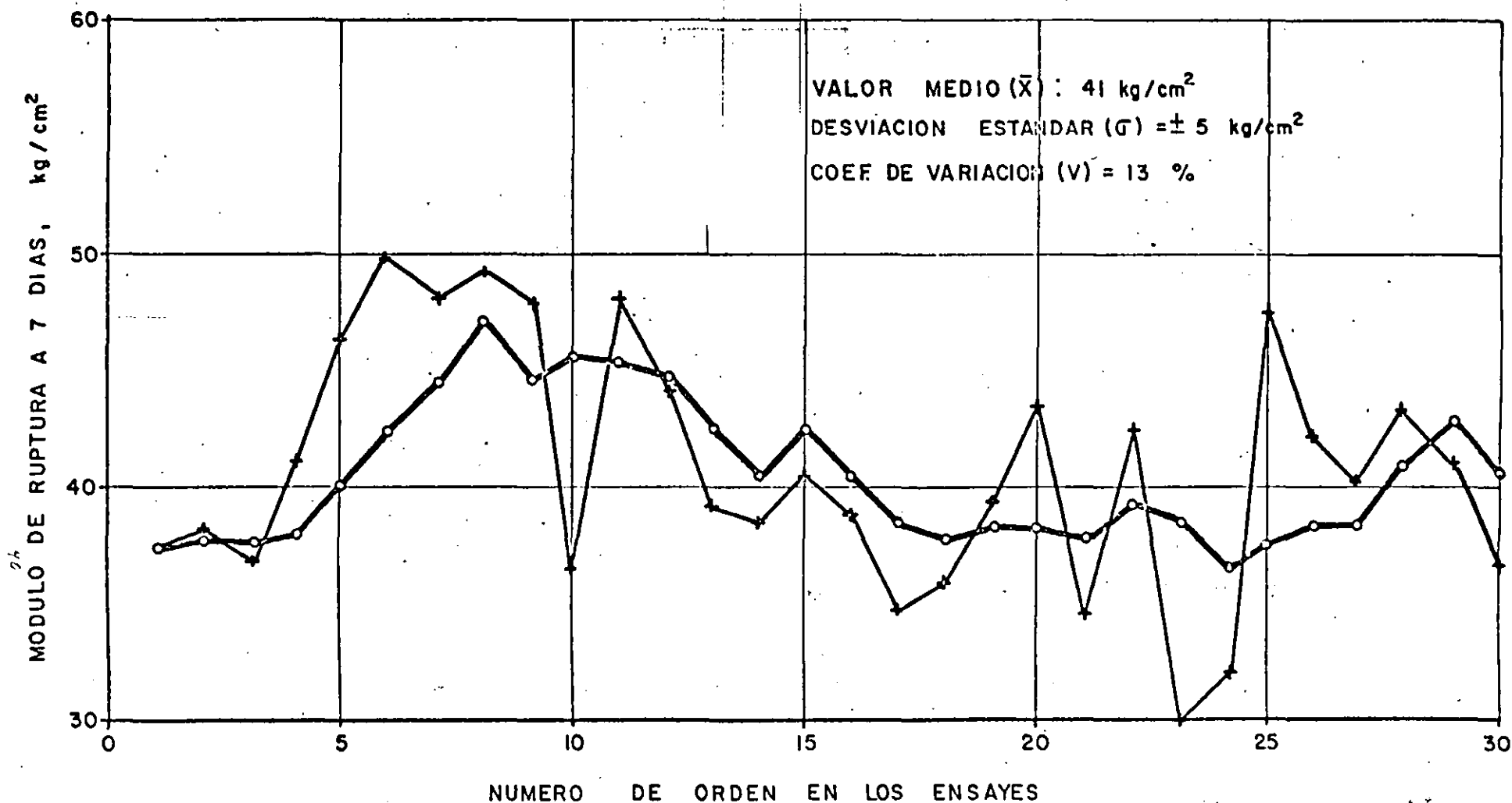
(CCT-73)



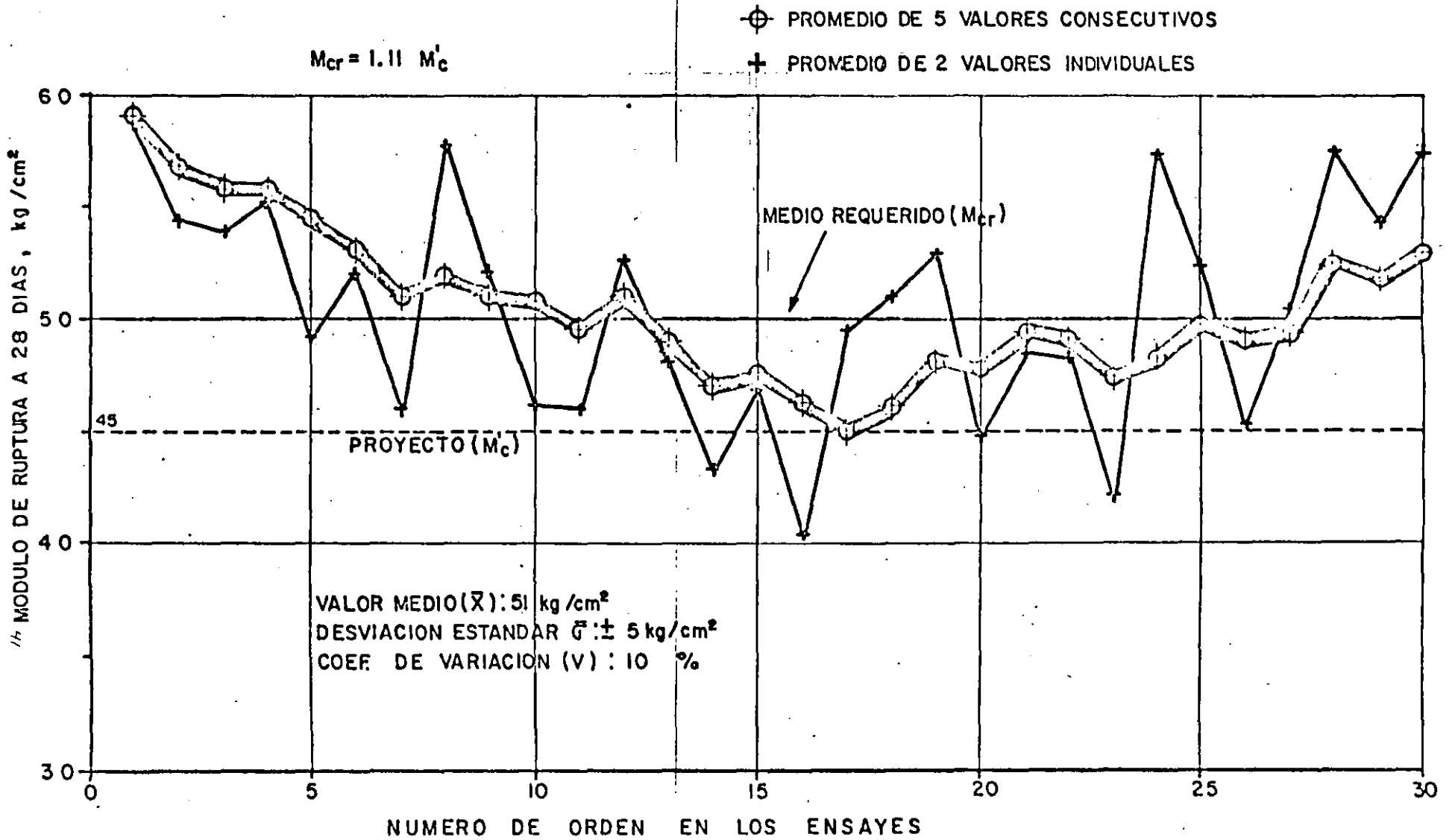
CARTA DE CONTROL: RESISTENCIA EN LOSAS

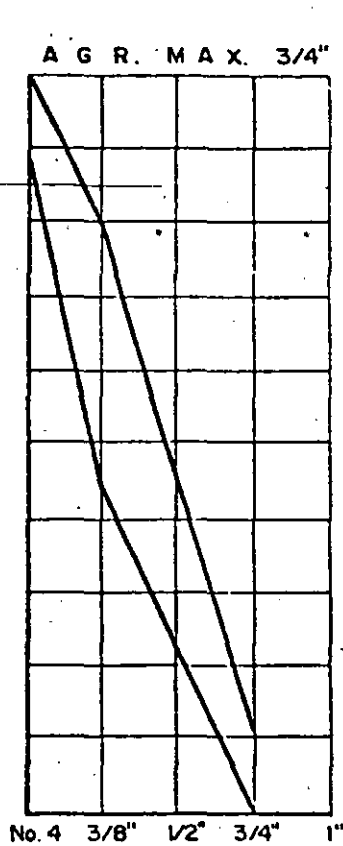
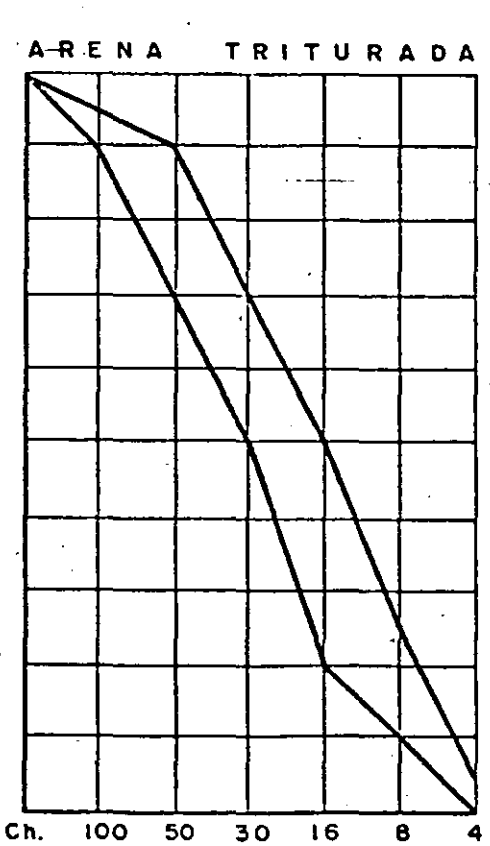
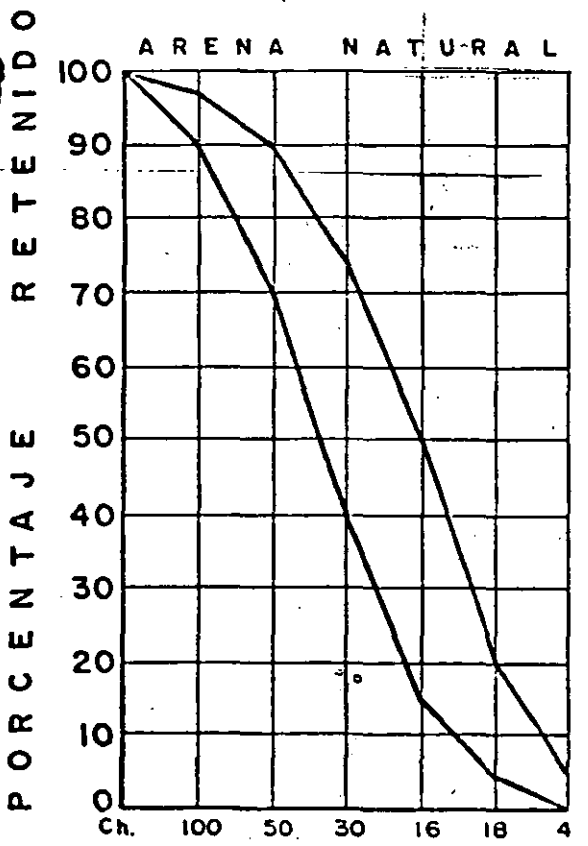
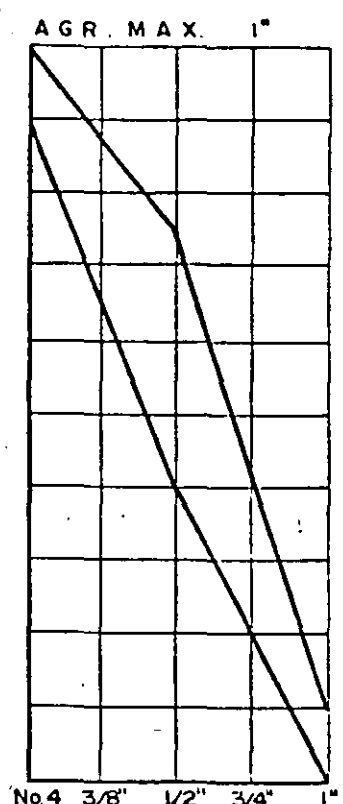
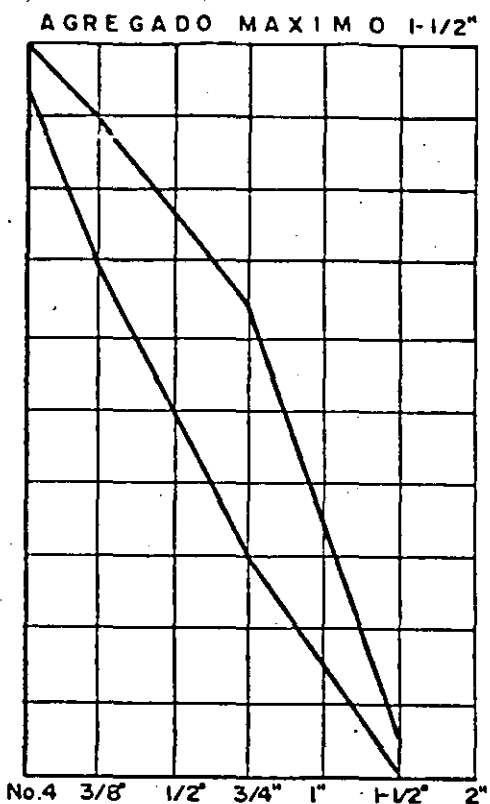
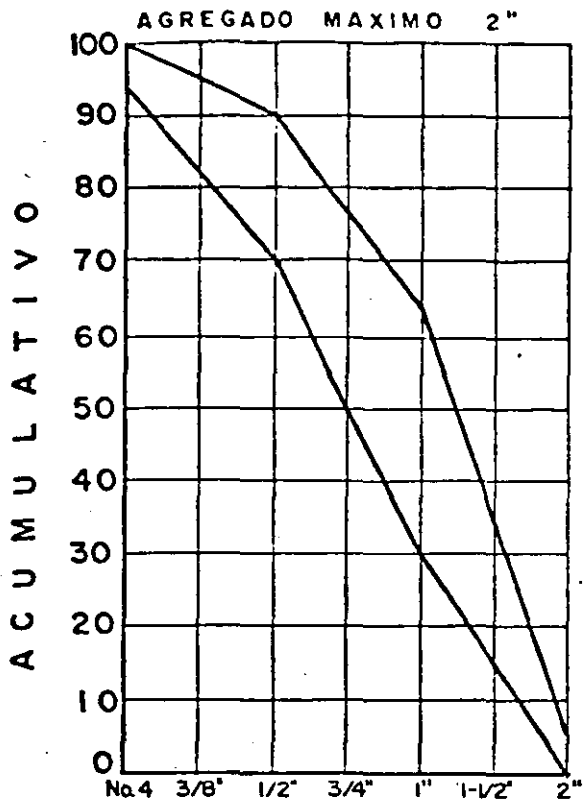
○ PROMEDIO DE 5 VALORES CONSECUTIVOS

+ PROMEDIO DE 2 VALORES INDIVIDUALES



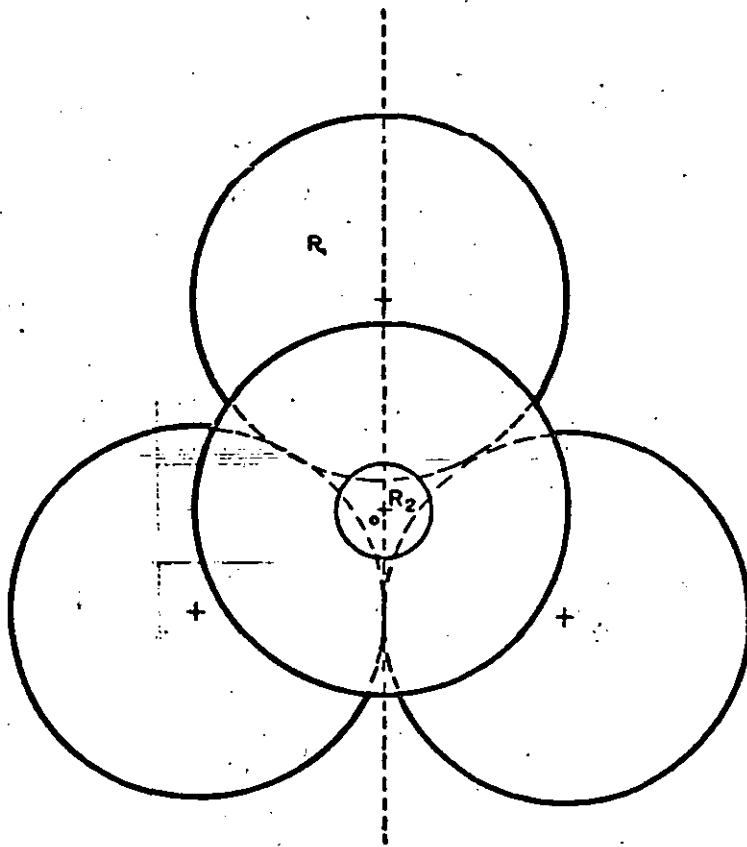
CARTA DE CONTROL : RESISTENCIA EN LOSAS





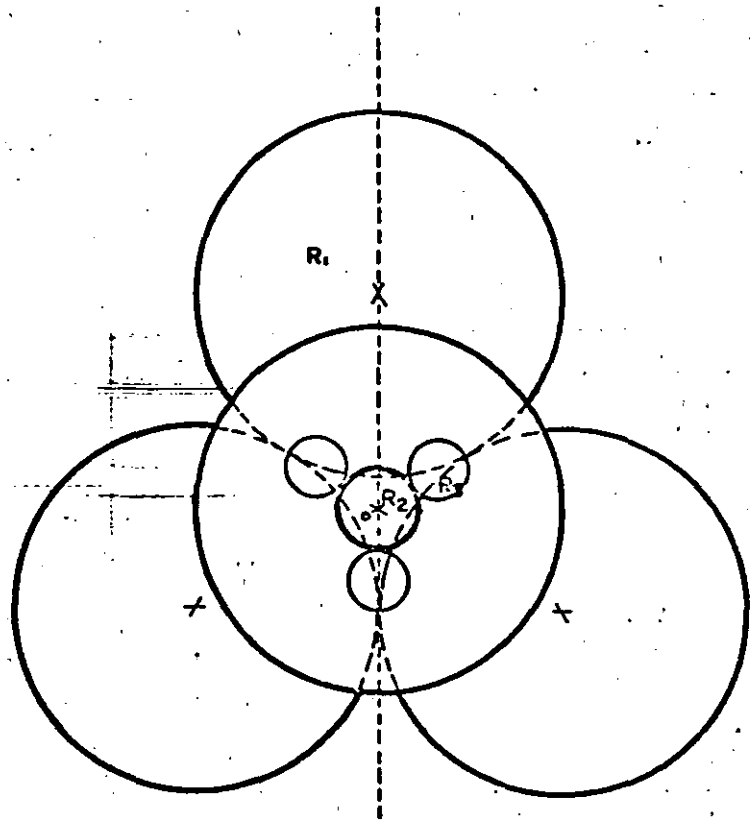
LIMITES GRANULOMETRICOS DE AGREGADOS

PLANTA R₁ y R₂



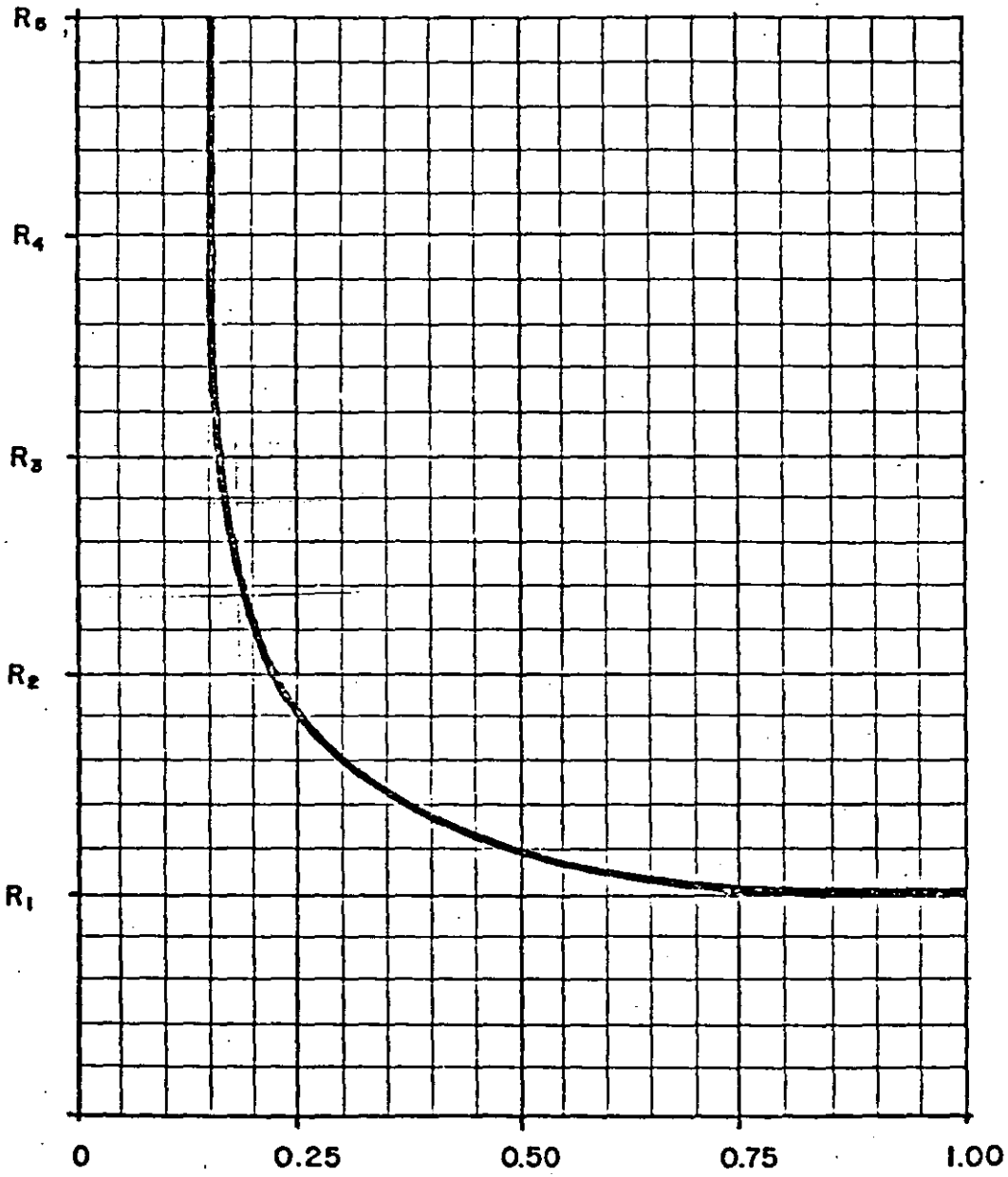
R.A.O.S.

PLANTA R₁, R₂ y R₃



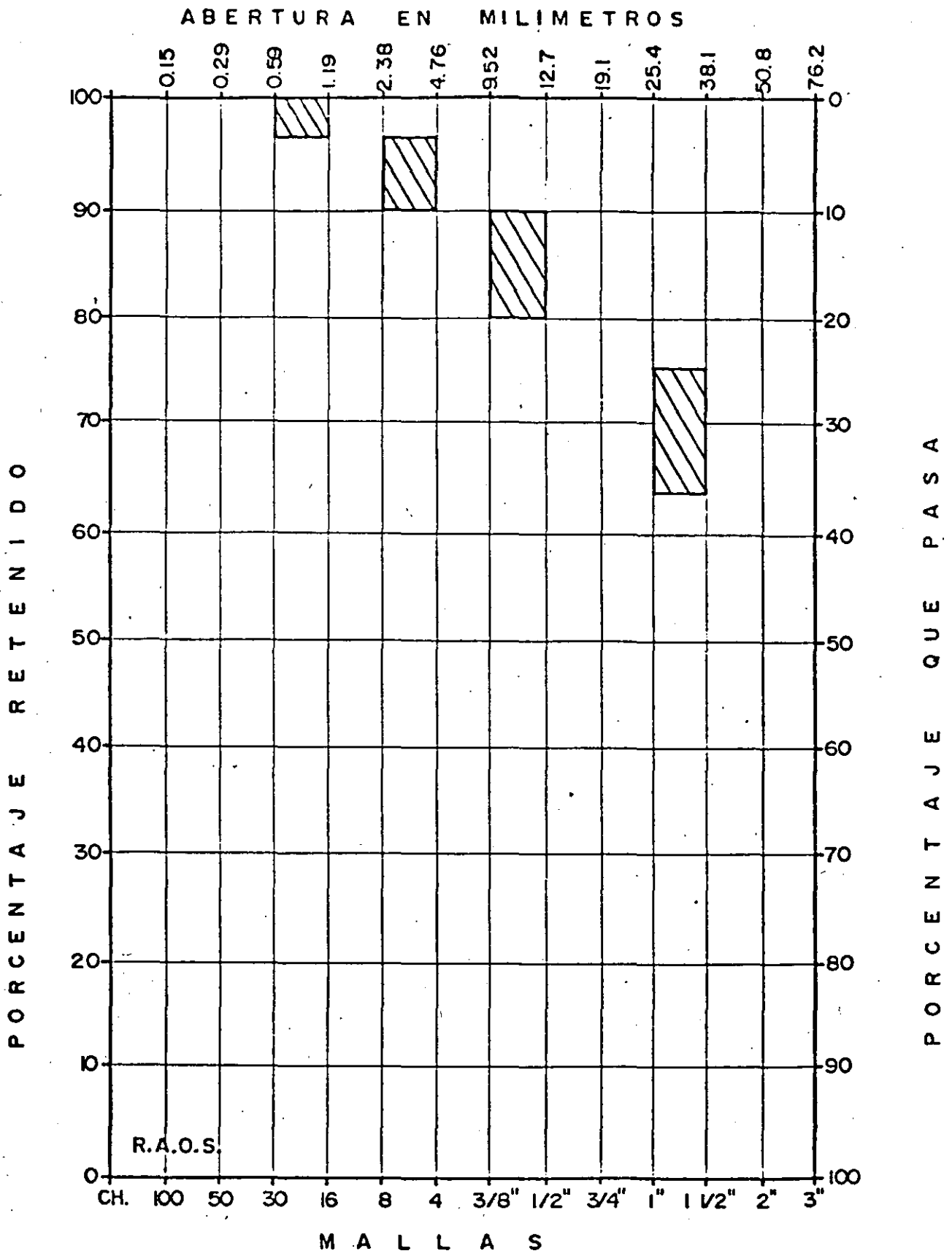
R. A. O. S.

RELACION ENTRE RADIOS



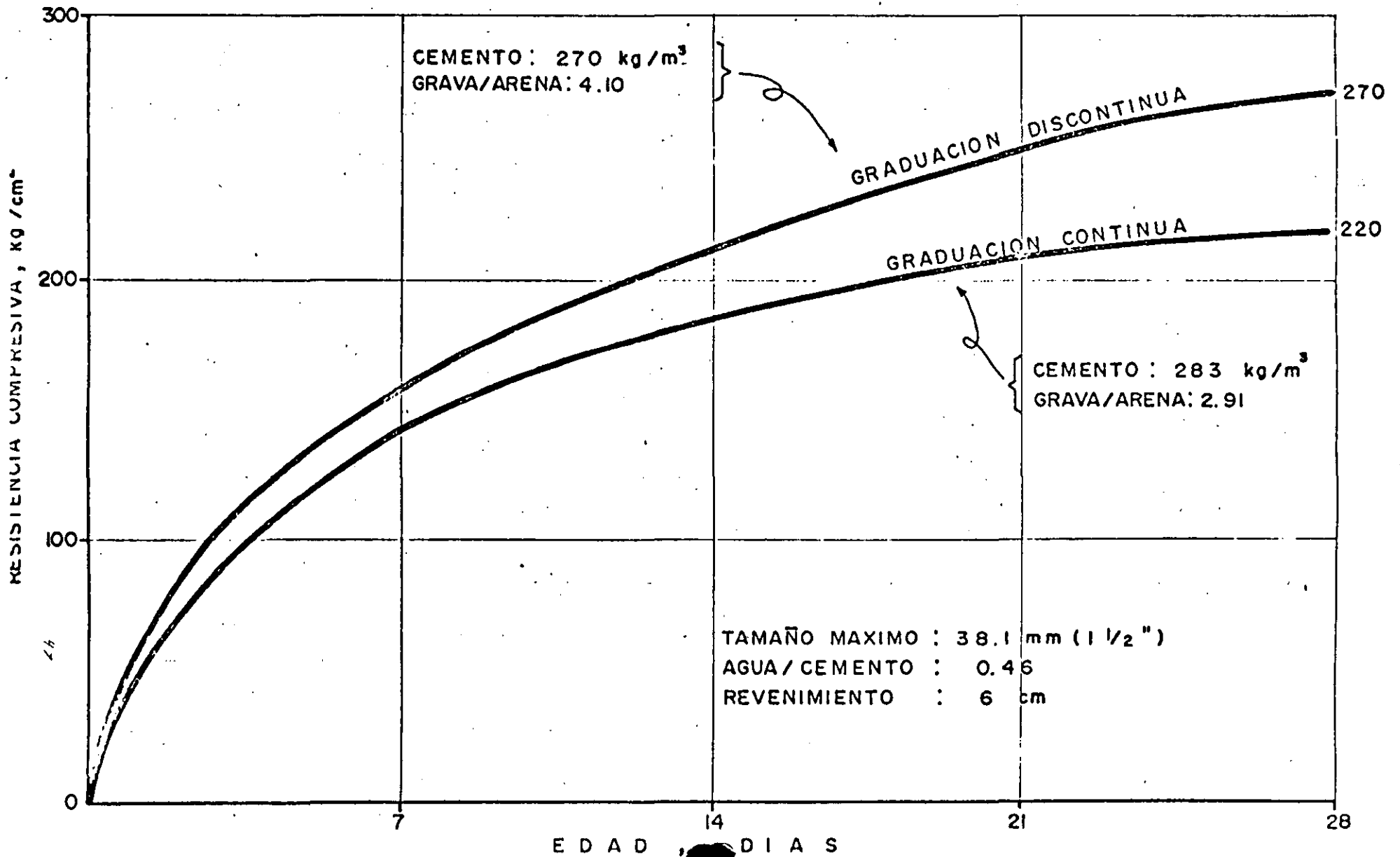
R.A.O.S.

R_1 / R_1
 $i = 1, 2, 3$



ZONAS GRANULOMETRICAS RECOMENDABLES
 PARA AGREGADOS CON GRANULOMETRIA
 DISCONTINUA

RESISTENCIAS COMPARATIVAS EN CONCRETOS



CRITERIO PARA
DEFINIR:

SE NECESITA
CUANDO:

NO SE NECESITA
CUANDO:

REVESTIMIENTO
IMPERMEABLE

$$\frac{q_{med.}}{k_{med.}} > ai$$

$$\frac{q_{med.}}{k_{med.}} < ai$$

DRENAJE
COMPLEMENTARIO

$$\frac{q_{máx}}{k_{mín}} > ai$$

$$\frac{q_{máx}}{k_{mín}} < ai$$

Q = CAUDAL DE FILTRACION
a = AREA DE FILTRACION
i = GRADIENTE HIDRAULICO

k = COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD
DEL TERRENO DE APOYO.

PROPIEDADES FUNDAMENTALES DEL REVESTIMIENTO
IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO

DURABILIDAD

ECONOMIA

RESISTENCIA
A LA
EROSION

I M P E R M E A B I L I D A D

FLEXIBILIDAD

COMPACIDAD

ESTABILIDAD
EN EL TALUD

PLASTICIDAD

MANEJA-
BILIDAD

RIGIDEZ

BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGENEA

VALORES DE LA PERDIDA UNITARIA "R" RECOMENDADOS PARA DIFERENTES SUELOS EN EL DISTRITO DE RIEGO RIO COLORADO, B. C.

TIPO DE SUELO PREDOMINANTE (SUCS)	PERDIDA UNITARIA "R" (m/m/día)
<u>Suelos muy impermeables</u>	
- Arcillas de alta plasticidad, de consistencia firme a dura (CH)	0.002 a 0.05
- Arcillas compactadas de baja plasticidad, de consistencia firme a dura (CL)	
<u>Suelos impermeables</u>	
- Arcillas limosas de baja plasticidad, de consistencia blanda a firme (CL)	0.05 a 0.10
- Limos arcillosos de baja compresibilidad, semi-compactos a muy compactos (ML)	
<u>Suelos semi-permeables</u>	
- Limos arcillosos con intercalaciones de arenas limpias, de sueltos a compactos (ML)	0.10 a 0.20
<u>Suelos permeables</u>	
- Arenas arcillosas, de sueltas a semi-compactas (SC)	0.20 a 0.50
- Arenas limosas con intercalaciones de limos arcillosos, de sueltas a compactas (SM)	
<u>Suelos muy permeables</u>	
- Arenas limosas, de muy sueltas a semi-compactas (SM)	0.50 a 0.80
- Arenas limpias mal graduadas (SP)	

CONTROL DE LAS MEZCLAS IMPERMEABLES

a) Fabricación

El control se hará esencialmente para asegurar:

- La calidad de los materiales
- La adherencia del cemento asfáltico con los agregados
- El tiempo de mezclado y la temperatura de la mezcla
- La composición de las mezclas:
 - 1) Entrega de los ingredientes antes del mezclado
 - 2) Ensayes de compacidad
 - 3) Ensayes de extracción (rotarex)
- La estabilidad en el talud (y la flexibilidad)

Las probetas destinadas a los ensayos de fluencia (y flexibilidad) se harán con las muestras obtenidas en la planta y en condiciones similares a las de la obra (presión de rodillado y compacidad).

b) Supervisión de la colocación

Durante la ejecución de la obra se deberá dar mucha importancia a la supervisión permanente de los siguientes puntos:

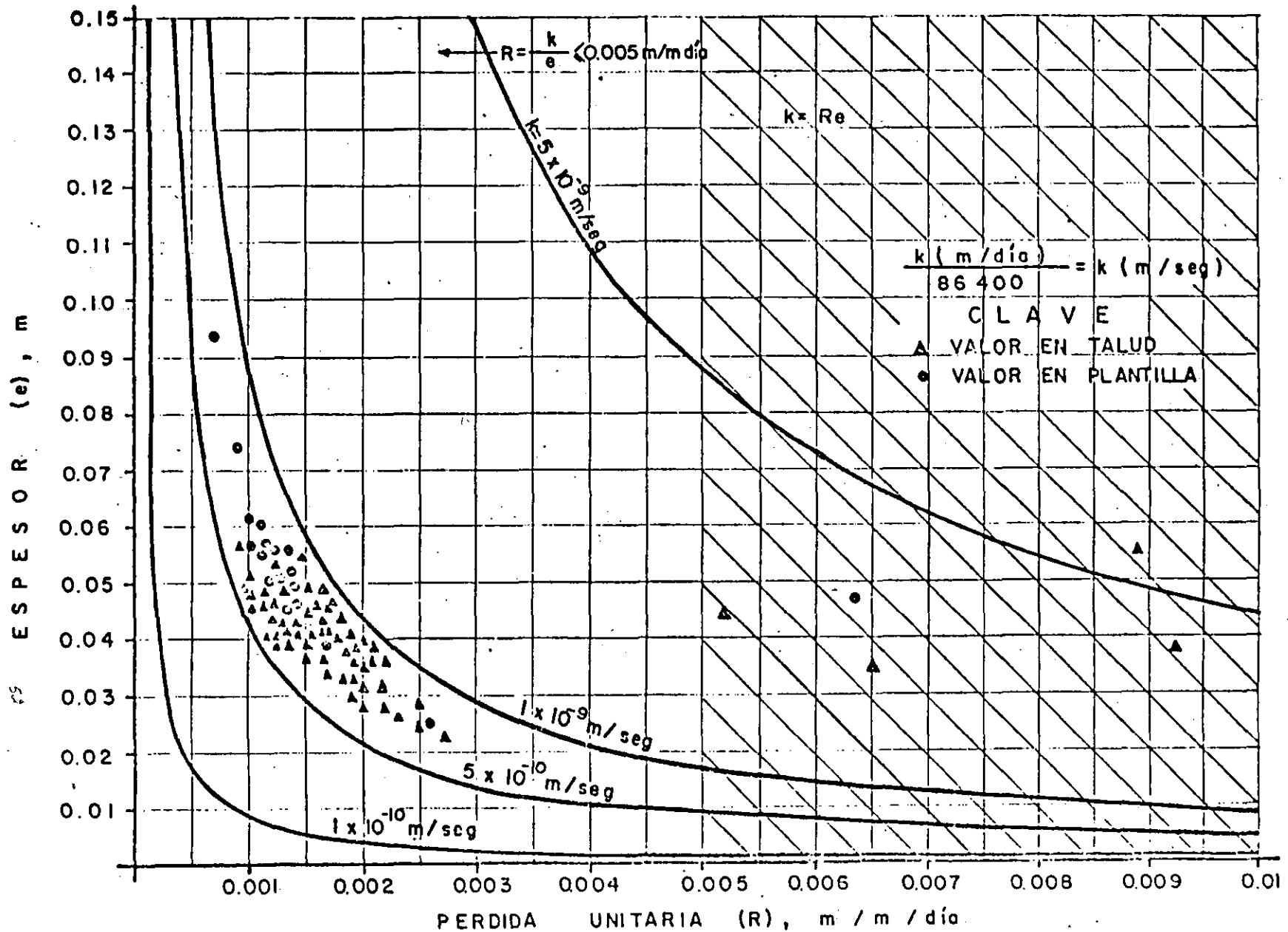
- Condiciones del terreno de apoyo
- Temperatura de la mezcla: en los camiones, después del tendido y antes del rodillado (tanto en la parte continua como en las juntas)
- Control de espesor de la mezcla suelta
- Posición de las juntas (traslape entre capas)
- Velocidad del tendido y rodillado
- Tratamiento de las juntas
- Control en la colocación de los colectores de drenaje

c) Control de la ejecución

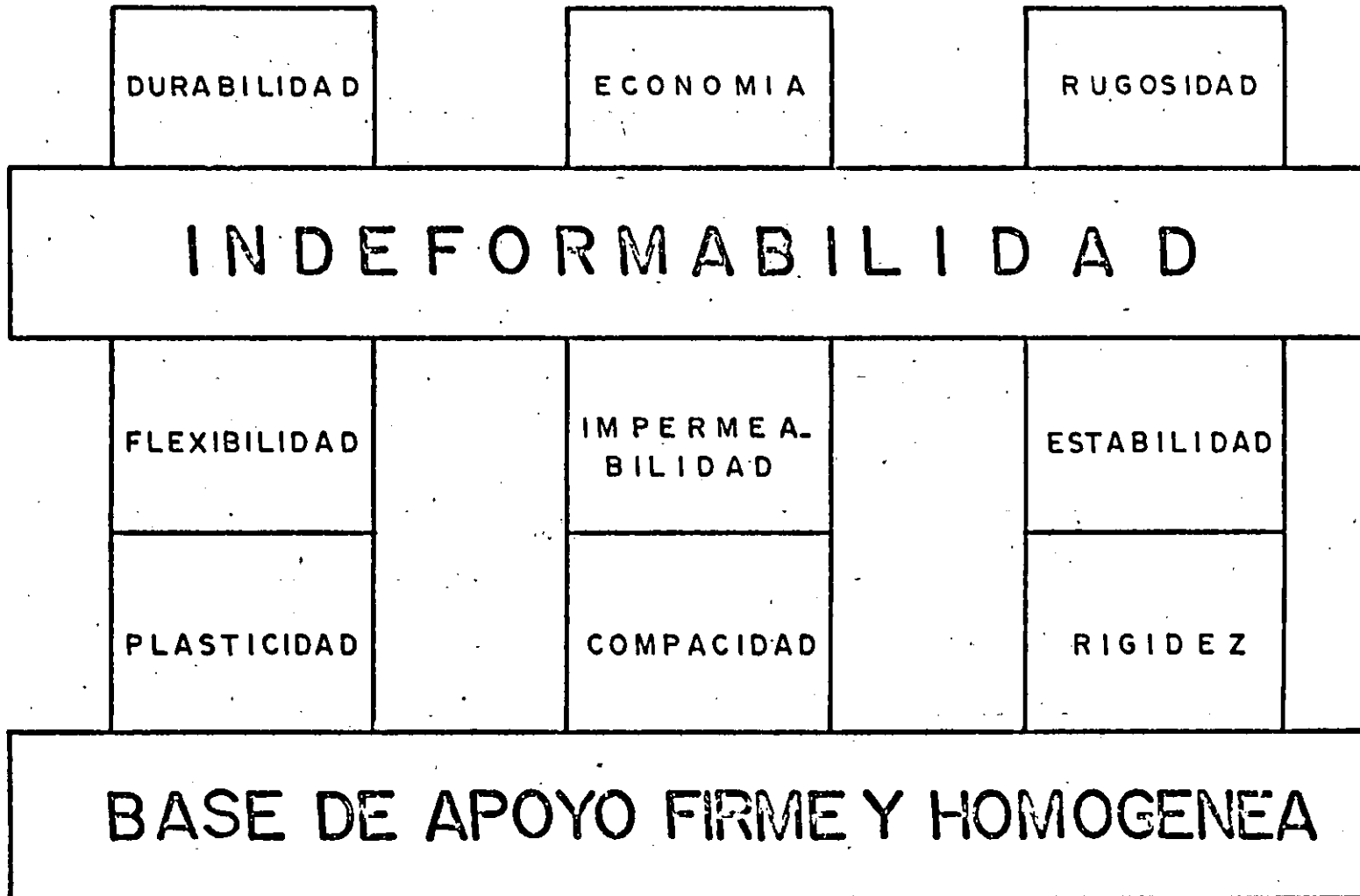
Sobre los "corazones" extraídos de la capa impermeable endurecida, se procederá a las siguientes mediciones:

- Espesor
- Permeabilidad
- Compacidad

CARTA DE CONTROL: CAPA IMPERMEABLE

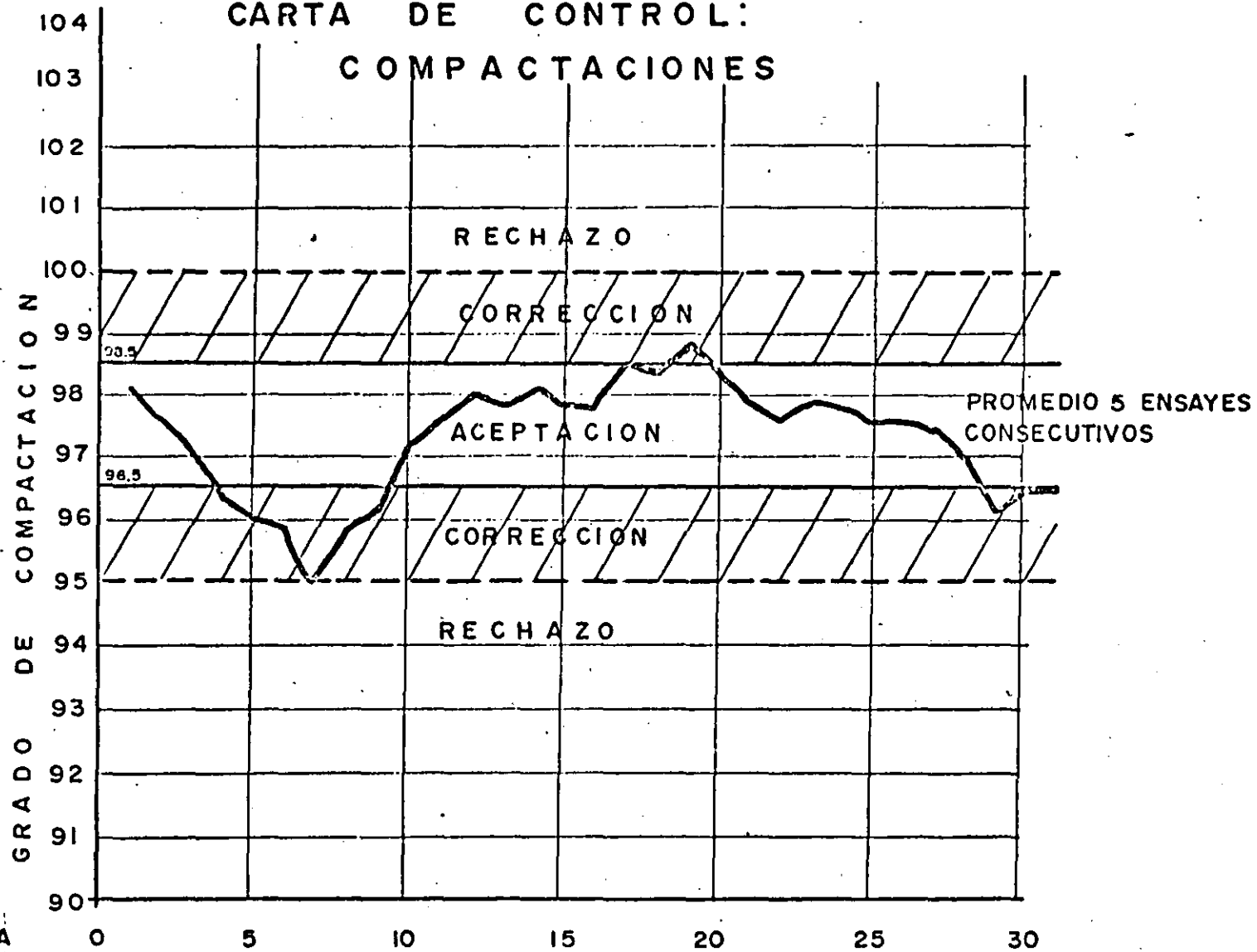


PROPIEDADES FUNDAMENTALES DEL PAVIMENTO FLEXIBLE PARA UNA AEROPISTA



- ESTABILIDAD VOLUMETRICA POR CAMBIOS DE HUMEDAD, SUBDRENAJE
- RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD BAJO ESFUERZOS REPETIDOS

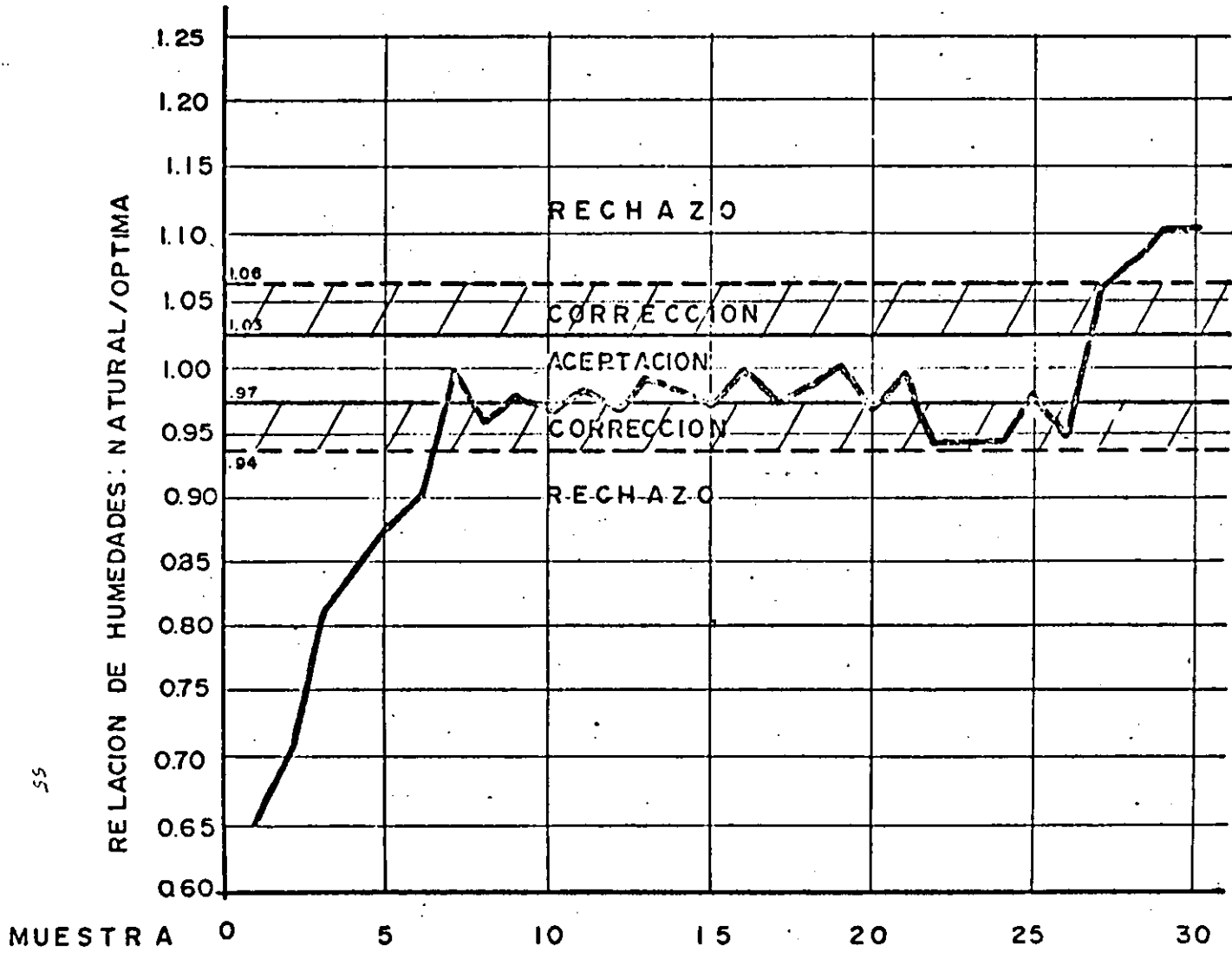
CARTA DE CONTROL: COMPACTACIONES



MUESTRA

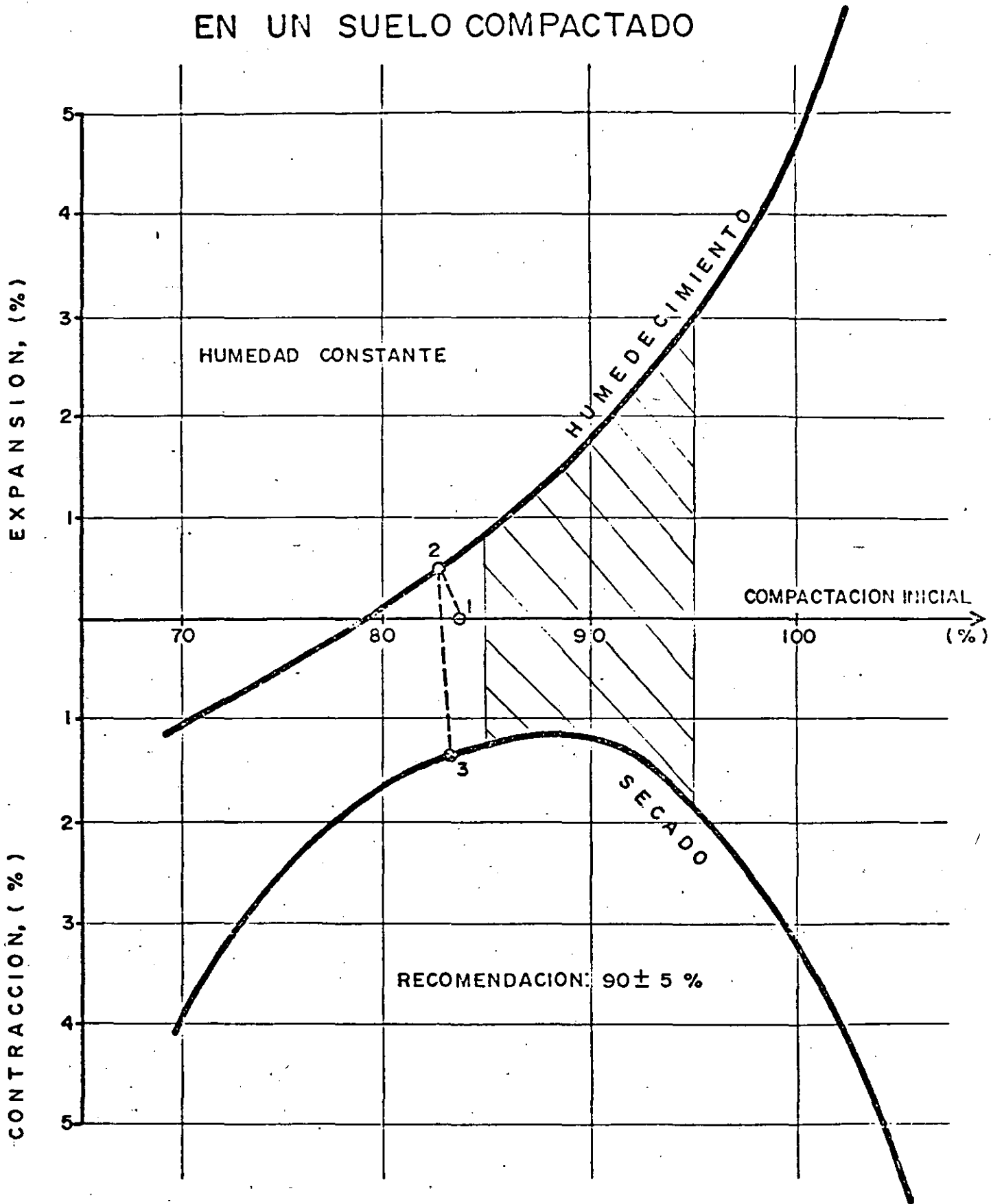
65

CARTA DE CONTROL: HUMEDADES



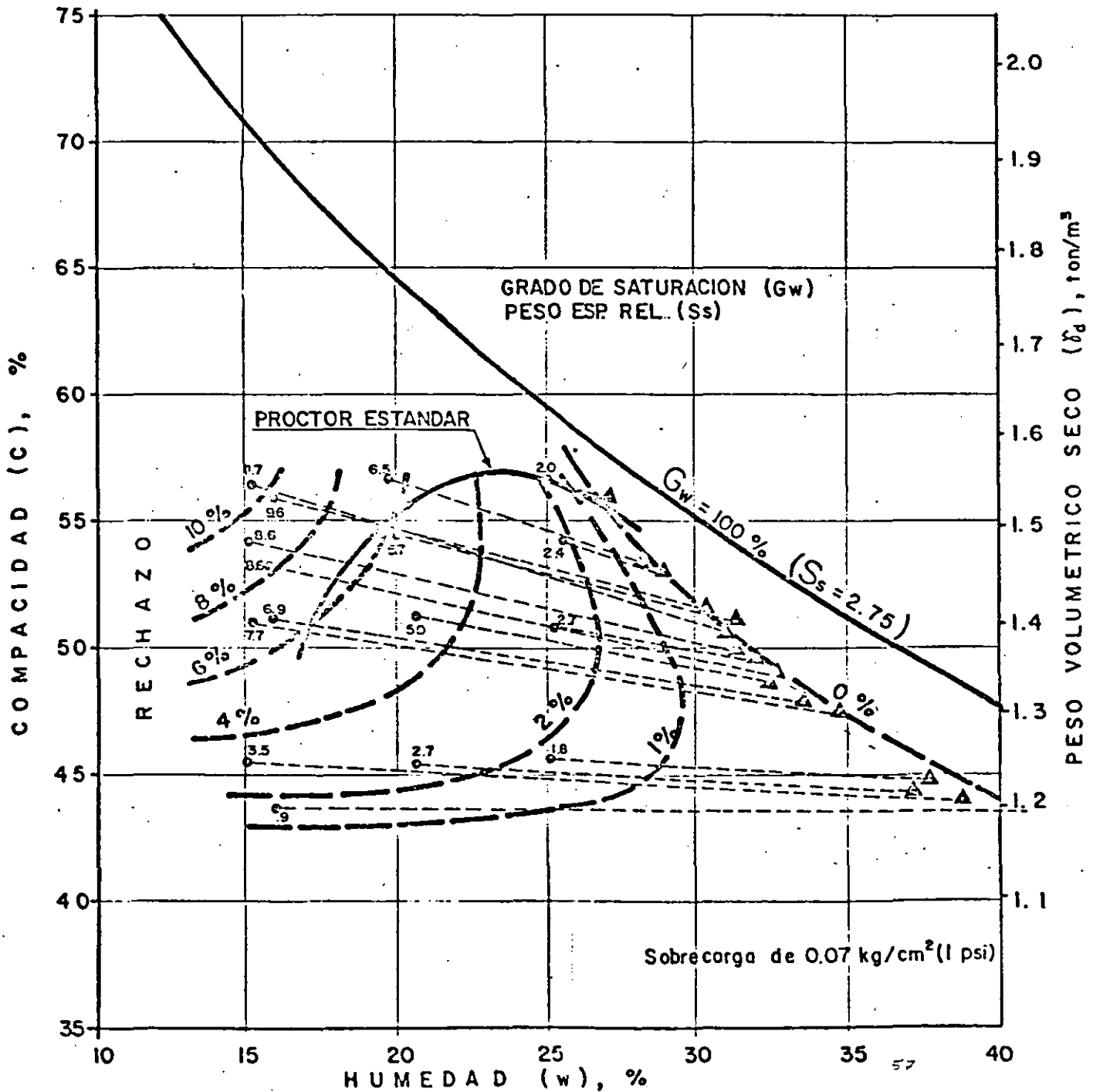
55

CAMBIOS VOLUMETRICOS EN UN SUELO COMPACTADO



CAMBIOS VOLUMETRICOS EN UN SUELO COMPACTADO

- Condición inicial
- ▲ Condición final
- Cambio volumétrico ($\Delta V/V_0$), %



$C = C(S_s, w, G_w)$

$S_s =$ Peso específico relativo de los sólidos = 2.20

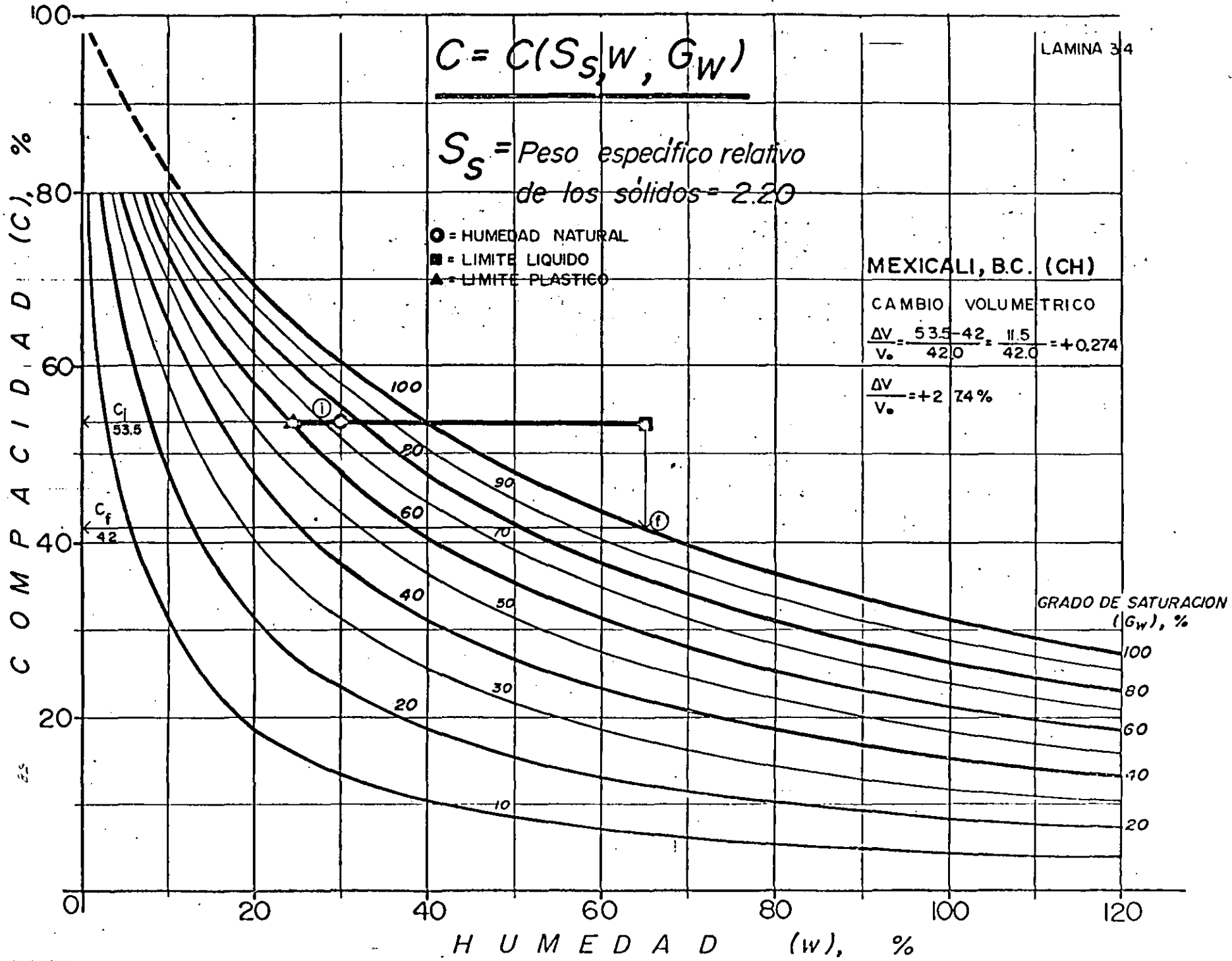
- = HUMEDAD NATURAL
- = LIMITE LIQUIDO
- ▲ = LIMITE PLASTICO

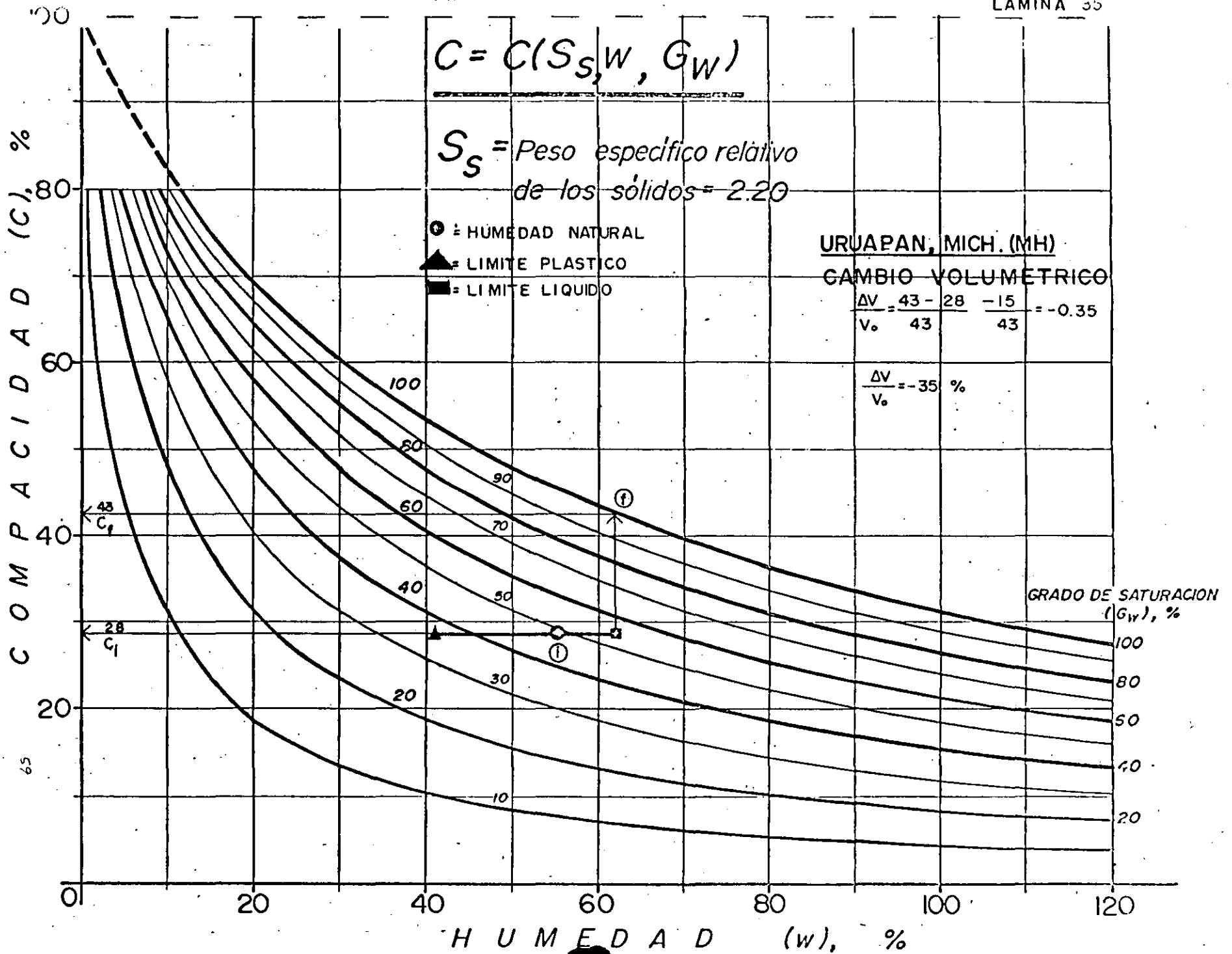
MEXICALI, B.C. (CH)

CAMBIO VOLUMETRICO

$$\frac{\Delta V}{V_o} = \frac{53.5 - 42}{42.0} = \frac{11.5}{42.0} = +0.274$$

$$\frac{\Delta V}{V_o} = +27.4\%$$





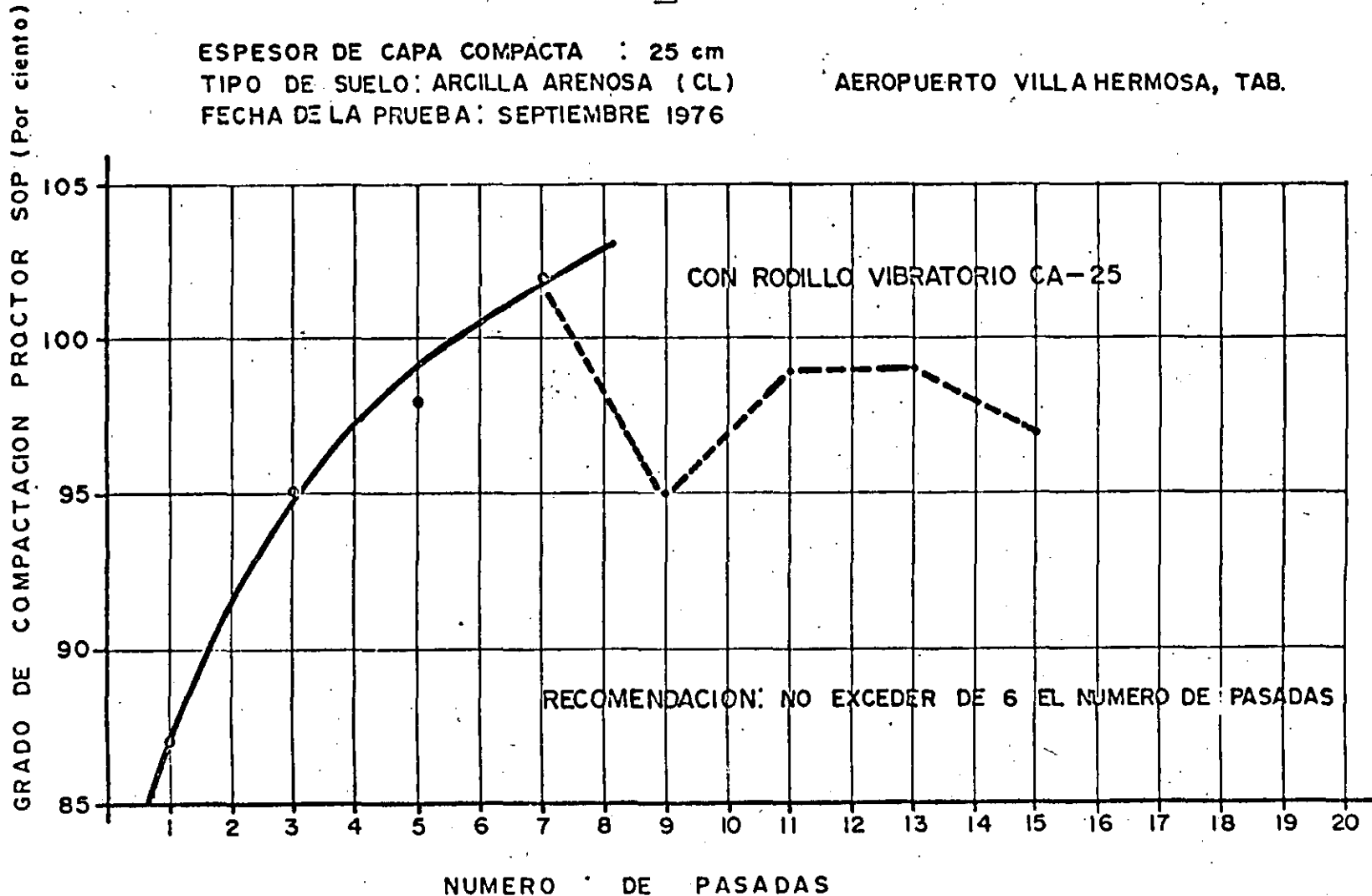
TRAMO DE PRUEBA EN CAPA SUBRASANTE

HUMEDAD INICIAL : 15.5 ± 1.5 %
 HUMEDAD OPTIMA : 18.5 %

RELACION DE HUMEDAD = $\frac{15.5}{18.5} = 0.84$

ESPESOR DE CAPA COMPACTA : 25 cm
 TIPO DE SUELO : ARCILLA ARENOSA (CL)
 FECHA DE LA PRUEBA : SEPTIEMBRE 1976

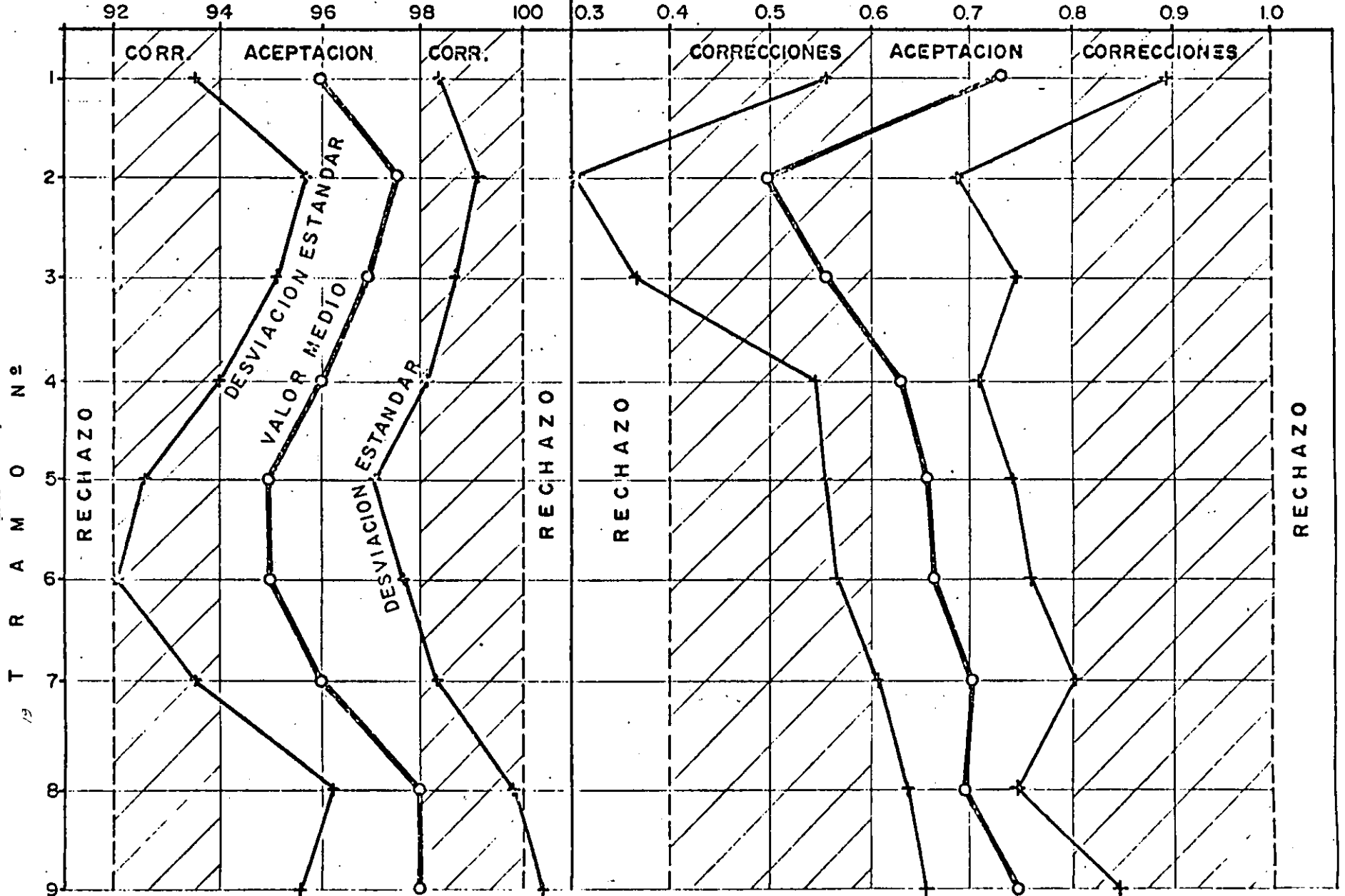
AEROPUERTO VILLA HERMOSA, TAB.

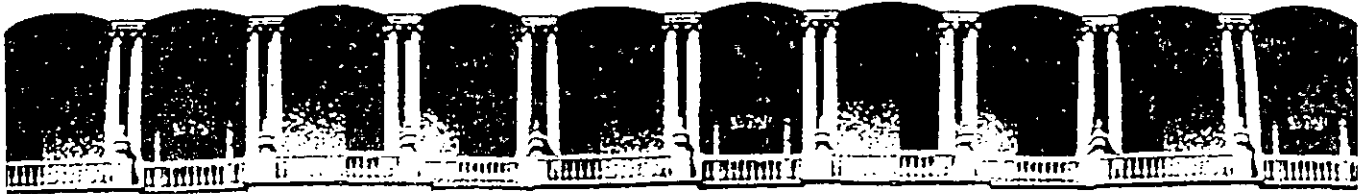


CARTA DE CONTROL: CAPA SUBRASANTE

COMPACTACION, %

RELACION DE HUMEDAD





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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

*CUARTO MODULO :
TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

OBRAS DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO

*ING. MANUEL OLAC CRUZ
ING. EDUARDO ZAMUDIO
ING. ALFREDO SANCHEZ GOMEZ*

PALACIO DE MINERIA

CONSTRUCCION DE LAS OBRAS DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

INTRODUCCION.

HABLAR DE LA CONSTRUCCION DEL METRO EN LA CIUDAD DE MEXICO EN EL AÑO DE 1991; SIGNIFICA MENCIONAR 141.0 KM DE METRO EN OPERACION Y 125 ESTACIONES FUNCIONANDO, ASI MISMO SERIA NECESARIO COMENTAR DE 17.0 KM Y 10 ESTACIONES ACTUALMENTE EN CONSTRUCCION.

OCHO LINEAS EN OPERACION QUE AYUDAN A MOVILIZAR 5 000 000 DE V.P.D. APROXIMADAMENTE Y QUE HAN SIDO PROYECTADAS Y CONSTRUIDAS EN CASI 20 AÑOS BAJO LOS LINEAMIENTOS DE UN PROGRAMA MAESTRO DEL METRO; CON DIFERENTES CRITERIOS ARQUITECTONICOS, ESTRUCTURALES Y PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS, TODOS ACORDE A UNA EPOCA, A REGLAMENTOS Y PROGRAMAS DE DESARROLLO Y AL TIPO DE SUELO POR EL QUE SE DESPLANTAN.

SE HABLA DEL METRO SUBTERRANEO EN CAJON, SUPERFICIAL, ELEVADO Y EN "TUNEL"; TODOS RESUELVEN EL PROBLEMA DE TRANSPORTACION MASIVA, SIN EMBARGO LA DECISION DE LA ESTRUCTURA IDEAL COMPRENDERA UNA SERIE DE ESTUDIOS Y ACTIVIDADES COMO SON: FACTIBILIDAD, PLANEACION GENERAL, INGENIERIA DE TRANSITO, FOTOGRAMETRIA, TOPOGRAFIA, MECANICA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL E HIDRAULICA.

EXISTEN MUCHOS CAMINOS PARA PROYECTAR UNA LINEA DE METRO, MUCHAS TEORIAS Y CRITERIOS PARA DISEÑAR ESTRUCTURALMENTE UN CAJON DE METRO O UN TUNEL, UNA SOLUCION ELEVADA O UNA SUPERFICIAL, EN TODOS ELLOS HABRA QUE ENFRENTARSE AL SUBSUELO, SUS PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS MECANICAS, EL SUBSUELO ES QUIEN DA LA PAUTA A SEGUIR, LOS TECNICOS DECIDEN COMO TRATARLO. EL RETO ES GRANDE... PROCEDIMIENTOS SEGUROS Y RAPIDOS SIN OLVIDAR LO ECONOMICO, SOMOS UN PAIS EN DESARROLLO.

EL METRO, INDUDABLEMENTE ES UN PILAR DEL TRANSPORTE EN MEXICO, NO SOLO ES EL CONJUNTO DE OBRAS, PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS Y SOLUCIONES ESTRUCTURALES SEGURAS Y ECONOMICAS, REQUIERE TAMBIEN PLANEARSE A NIVEL MACRO Y AL DETALLE SUFICIENTE, DESDE - SU JUSTIFICACION, SU ORIGEN Y DESTINO, SU TRAZO, SU UBICACION DE ESTACIONES Y MUCHAS OTRAS COSAS MAS.

PARA DAR UN PANORAMA AMPLIO COMPLETO DEL CONJUNTO DE ACTIVIDADES DE LA CONSTRUCCION DE LAS OBRAS DEL METRO SE DESCRIBEN EN ESTOS APUNTES DOS ASPECTOS IMPORTANTES: LA PLANEACION DEL METRO EN LA CIUDAD DE MEXICO Y LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE LA OBRA CIVIL UTILIZADOS EN ALGUNAS LINEAS DEL METRO EN OPERACION.

AMBOS TEMAS HAN SIDO ESCRITOS POR MUCHOS TECNICOS MEXICANOS QUE HAN ESTUDIADO Y LLEVADO A CABO DIFERENTES ASPECTOS DE UNA PLANEACION ASI COMO PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN DIFERENTES -- CIRCUNSTANCIAS. TODOS ELLOS CON MUCHO ANIMO Y LA MEJOR VOLUNTAD POSIBLE PARA DAR SOLUCIONES FACTIBLES TANTO EN EL ASPECTO TECNICO COMO EN EL ECONOMICO.

AGRADEZCO LA PARTICIPACION DEL ARQ. EDUARDO ZAMUDIO RAMIREZ Y DEL ING. ALFREDO SANCHEZ GOMEZ EN LA ELABORACION DE LOS TEMAS DE "LA PLANEACION DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO" Y "LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE LA OBRA CIVIL DEL METRO" RESPECTIVAMENTE.

A T E N T A M E N T E .

ING. JUAN MANUEL OLAC CRUZ

MEXICO, D. F. JUNIO 1991.

LA PLANEACION DEL METRO DE
LA CIUDAD DE MEXICO.

Ing. Juan Manuel Olac Cruz.
M. Arq. Eduardo Zamudio Ramírez.

México, D. F., junio de 1991.

LA PLANEACION DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

I.- INTRODUCCION.

La búsqueda de procedimientos de análisis que aprovechen racionalmente los recursos disponibles, así como la creación y aplicación de nuevas y mejores tecnologías en los distintos campos de la actividad social, son metas importantes de las actuales administraciones para satisfacer las necesidades de la población.

Desde este punto de vista, la planeación y construcción de las líneas de Metro ha representado un esfuerzo y una aportación significativa para adecuar apropiadamente los adelantos tecnológicos a nuestro medio. Aportación que resulta conveniente difundir entre los estudiosos e interesados en el transporte urbano.

II.- ANTECEDENTES.

La movilidad en las grandes ciudades se caracteriza por la presencia de conflictos de tránsito en las zonas de mayor intensidad y diversidad de actividades económicas.

Ello coincide generalmente con su centro histórico que ha dado origen a la urbanización que, por otra parte, regularmente contiene calles estrechas y faltas de continuidad.

Si a lo anterior se agrega la presencia de edificios de alto valor histórico y arquitectónico, que impiden las ampliaciones necesarias para satisfacer la intensidad de tránsito, se tendrá una razón para explicar el por qué ciudades como Londres, París, New York, Tokio, Moscú y México, han adoptado al Metro como el servicio más apropiado para atender las fuertes demandas de transporte que generan las zonas de mayor actividad y, adicionalmente, implantar la columna vertebral de sus sistemas de transportación urbana.

Los conflictos de tránsito que se presentaron en la ciudad de México en la década de los años sesenta, condujeron a la introducción del Metro como una medida necesaria para resolver los problemas que la movilidad planteaba en ese momento. Con tal propósito, hubo que recurrir a la

experiencia obtenida en otras ciudades y concertar asesorías con técnicos extranjeros. No obstante, procede señalar que desde la planeación se incorporaron técnicos nacionales, lo mismo que en las fases de proyecto y construcción.

En 1967, se inicia la construcción del Metro y en 1969 entra en servicio la línea 1, de Chapultepec a Zaragoza y en 1971 funcionaban ya las 3 primeras líneas con una red de 41.5 km de longitud para atender cerca de 1 millón de pasajeros diariamente.

Fue manifiesta la aceptación de los habitantes de la ciudad por este nuevo servicio, ya que significó ahorros considerables de tiempo y mayores opciones de trayecto; cualidades que se tradujeron en un incremento sostenido del 11 % anual, de tal suerte que en 1977 el sistema atendió a 2 millones de usuarios cada día, a pesar de que entre 1971 y 1977 se suspendió la construcción de nuevas líneas. A la fecha, el Metro cuenta con 8 líneas funcionando con un total de 141 km de longitud y 1,548 vagones en operación.

III.- LA PROBLEMÁTICA ACTUAL DEL TRANSPORTE URBANO.

El agudo proceso de concentración demográfica, económica y político-administrativa que caracteriza a la ciudad de México, en combinación con la crisis financiera por la que ha atravesado el país, ha desembocado en un rezago en la atención a las necesidades de la población, incluyendo los problemas viales y de transporte.

Es manifiesto el malestar de las personas por el excesivo tiempo empleado en los trayectos, la incomodidad e insuficiencia de los autobuses, trolebuses, tren ligero, el Metro, y particularmente el servicio de taxis colectivos comúnmente llamados peseros, con su desenfrenado creciente incremento; situación a la que la autoridad no ha estado ajena.

En 1990, se producían 32.8 millones de viajes persona/día en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México. De este total, el Metro atendió a 4.5 millones de usuarios diariamente, o sea 6.4 millones de viajes si se incluyen los transbordos internos, lo que significó una participación del 19% de todos los viajes; los autobuses urbanos participaron con el 13%; los suburbanos con el 21%; los trolebuses y tren ligero con el 2%; los taxis colectivos con el 25%; los automóviles particulares con el 16% y el resto en los otros modos de transporte.

Lo verdaderamente crítico de la transportación es que, de los casi 3 millones de vehículos sólo el 4% son de transporte público y el 96% restante esta compuesto fundamentalmente por automóviles particulares. Estos vehículos ocupan el 70% de la vialidad para circular y estacionarse, consumen la tercera parte de la gasolina que se produce en el país, son la principal causa de la contaminación ambiental y únicamente transporta a 1.7 personas por viaje.

Por otro lado, la situación se agrava por la insuficiencia de autobuses, trolebuses y tren ligero, la saturación del Metro, que ya supera el 50% de su capacidad nominal en sus líneas centrales 1, 2 y 3, y la proliferación de los taxis peseros (combis y microbuses); servicio caro e ineficiente que se explica sólo por la falta de unidades de transporte colectivo de superficie.

Para tener una idea más clara de la falta de correspondencia entre la oferta y la demanda de transporte es procedente comparar las cifras siguientes: Entre 1940 y 1990 la población del Distrito Federal creció 4.7 veces; en cambio la cantidad de autobuses urbanos únicamente aumentó 2 veces; los taxis crecieron 24.4 veces y asombrosamente los automóviles aumentaron 45 veces.

Se aprecia claramente que el aumento de autobuses no sólo no respondió al incremento de la población, sino que se redujo la cantidad que en 1965 era 7,200 unidades a sólo 3,500 en 1990, aumentando el déficit de transporte y obligando a realizar cuantiosas inversiones debido al uso desproporcionado de los automóviles particulares.

Es incuestionable que la oferta es deficitaria en todos los transporte colectivos, pero acusadamente más en los autobuses, trolebuses y en el Metro.

La problemática de la transportación se puede sintetizar en una falta de coordinación entre los distintos modos de transporte que está ocasionando duplicidad y competencia por el pasaje; una oferta insuficiente de equipo e instalaciones; exceso de tiempo de viajes, largos recorridos, déficit de estacionamiento, fallas de señalamiento y sincronización de semáforos; insuficiente apoyo policiaco para hacer respetar los reglamentos; horarios coincidentes de entradas y salidas de empleados, obreros y estudiantes; y una inadecuada diversificación de los usos del suelo y de las actividades económicas de la población; situación que induce a la concentración excesiva de los viajes en unos cuantos polos de atracción, dentro de un mismo horario, y consecuentemente, al congestionamiento de las vías y de los medios de transporte, pese a programas agresivos para reducirlos como el programa "hoy no circula".

IV.- PROGRAMA RECTOR DE VIALIDAD Y TRANSPORTE.

Como respuesta a la problemática general de la ciudad el Departamento del Distrito Federal ha puesto en operación diversos Programas de Reordenación Urbana y Protección Ecológica, así como otros programas particulares, entre los cuales están el Programa Rector de Vialidad y Transporte y el Programa Maestro del Metro.

Los objetivos en materia de vialidad y transportación se dirigen a impulsar el transporte colectivo y desalentar el transporte individual. Para tal efecto se determinaron y están en marcha programas de vialidad, transporte colectivo de superficie, Metro, Estacionamientos, Transporte de carga y otras acciones de apoyo tendientes a resolver gradualmente las necesidades de movilidad urbana.

A la fecha se ha construido la red de Ejes Viales y las obras puntuales que presentaban las situaciones más críticas de la circulación; se inició el sistema de control computarizado del tránsito; se municipalizó el servicio de transporte colectivo de superficie; la construcción de las terminales de Autobuses Foráneos; la Central de Abastos; se continúa ampliando la red del Metro, la construcción de estacionamientos; la racionalización del transporte de carga y otros programas de apoyo. Asimismo se encuentran en proceso importantes obras como el arco oriente del periférico y se estudia la posibilidad de concesionar algunas rutas de transporte con sistemas de alta tecnología.

V.- PROGRAMA MAESTRO DEL METRO.

Dada la importancia que tiene el Metro en la reordenación urbana y la transportación masiva de la población, la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Distrito Federal, COVITUR, viene actualizando periódicamente el Programa Maestro del Metro; permitiendo que la ciudad disponga de instrumentos que señalen las metas de movilidad que deberán ser cubiertas con el Metro en los diferentes horizontes de proyecto, así como las ampliaciones más adecuadas del servicio, acordes con las políticas de desarrollo urbano, los lineamientos del Plan Integral de Vialidad y Transporte y las posibilidades económicas de ejecución.

De hecho, se piensa que en esta forma se consolidará la estructura vertebral del transporte y al mismo tiempo se intercomunicarán los centros urbanos para reorientar el crecimiento de la ciudad, y se racionalizarán los usos del suelo y las actividades económicas de la población.

QUINTA ETAPA DE AMPLIACION DEL METRO.

En 1989, se realizó la revisión de la V Etapa de Ampliación del Metro, a raíz de los sismos ocurridos en 1985 y los cambios en la movilidad que se detectaron en la gran ciudad.

Para tal efecto se analizaron 44 configuraciones que incluan diferentes alternativas de construcción, como la terminación de líneas parcialmente construidas (Línea 4, 6, 7, 9 y A), la construcción de líneas previstas en el Programa Maestro del Metro en su longitud completa o solo parte de éstas; así como, otras líneas no incluidas en el propio programa.

De éstas, se determinó que las más rentables y que mayores ventajas presentaban a la ciudadanía eran, en orden prioritario, las Líneas: A, 8, 10 y 12.

Para este periodo administrativo, las autoridades han programado para la V Etapa de Ampliación del Metro, cerca de 60 km más para el Sistema; previéndose la construcción de:

Línea A	Pantitlán - La Paz.
Línea 8	Garibaldi - Constitución 1917.
Línea 10	Buenavista - Cd. Azteca.

ACTUALIZACION DE INFORMACION.

La Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del D. F., cuenta con un importante acervo de información, que se actualiza periódicamente y le permite prever el comportamiento de diversas configuraciones de la red en los horizontes de proyecto, a corto y mediano plazo.

Dentro de esta información destacan entre otros:

Programa General de Desarrollo Urbano del D. F., 1987-1988.

Programas Parciales de Desarrollo Urbano, Delegacionales, 1987-1988, D. D. F., D. G. R. U. P. E.

Plan de Centros de Población Estratégicos para los Municipios Conurbados del Estado de México, 1985.

Encuesta Origen-Destino a los usuarios de Metro, 1987, C. G. T.

Análisis Operativo de la Red del Metro, Estaciones de Correspondencia, 1988, COVITUR.

Aforos de volúmenes de pasajeros a bordo en los diversos Sistemas de Transporte Público, que dan servicio en los principales corredores y penetraciones al Distrito Federal.

Encuestas puntuales a usuarios del Transporte Público y Privado.

Para la obtención de los resultados cuantitativos de las alternativas analizadas, se cuenta con una batería de Modelos Matemáticos previamente calibrados, que permiten pronosticar la Generación y Distribución de viajes dentro de la Zona Metropolitana a diferentes horizontes, y estimar los flujos de pasajeros o demanda en las líneas de una red de transporte determinada.

En este sentido, los avances tecnológicos y particularmente los referentes a la computación, son la base en la aplicación de estos modelos y que han reforzado estas herramientas, obteniendo cada vez resultados más confiables y precisos.

VI.- LA PLANEACION DE LINEAS DE METRO.

El proceso metodológico para determinar los alcances que deberá tener el Metro, así como la secuencia de ampliación, tiene origen en el conocimiento de la problemática actual de la transportación urbana, sus causas, sus efectos y sobre todo la necesidad de cambio para mejorar el servicio; cosas de las que ya se ha hablado.

Por su parte, la formulación concreta de una situación deseada se fundamenta en el grado de conocimiento de lo que podría acontecer en el futuro, la decisión de actuar para modificar las tendencias hacia una situación más favorable y la factibilidad de su realización.

CONSTRUCCION DE ESCENARIOS FUTUROS.

Para el año 2010 las hipótesis medias se plantean que el Distrito Federal alcanzará los 15.7 millones de personas viviendo en una superficie urbanizada de 783 km²; circularán 6.5 millones de vehículos y se producirán cerca de 40 millones de viajes por día.

Procede señalar que las perspectivas anteriores se fundamentan en el cumplimiento de las metas contenidas en el Programa de Reordenación Urbana y Protección Ecológica del Distrito Federal, el Programa de Desarrollo Urbano del Estado de México y el de Reordenación de la Región Centro y la Zona Metropolitana. Metas que retoma el Programa Maestro del Metro para definir sus alcances y desde luego la construcción de nuevas líneas.

Ahora bien, en el análisis de la movilidad futura, no basta conocer el total de viajes, sino también sus orígenes y destinos para identificar las corrientes importantes de viajes y asignarlas a la vialidad y a los sistemas de transporte. Con este propósito se han elaborado y calibrado modelos matemáticos que cuantifican los viajes que se producirán en las distintas zonas de la ciudad, en función de los cambios en la población, la disposición de los usos del suelo, el grado de motorización, la disponibilidad de empleos y otras variables del desarrollo urbano.

Mediante modelos matemáticos también ha sido posible la simulación de la asignación de viajes y con ello las corrientes que deban atenderse con los diferentes sistemas de transporte, entre ellos el Metro.

El proceso de identificación y selección de los corredores de viajes en los cuales será necesario introducir líneas de Metro, continúa con la aplicación del Modelo de Evaluación de distintas configuraciones de ampliación. Para tal fin, el modelo, se alimenta con parámetros ponderados sobre lo que más convendría hacer desde diferentes puntos de vista: de las autoridades, especialistas y público en general. Dichos parámetros incluyen el aumento del pasaje en el Sistema y en la ampliación analizada; la intercomunicación de los centros urbanos, la saturación de las líneas del Metro, la población beneficiada, el ahorro de tiempo, el comportamiento de la red de superficie y el aumento de las posibilidades de viajar entre orígenes y destinos.

Simultáneamente al proceso para identificar y jerarquizar los corredores en los que podrían alojarse las líneas de Metro, que demandará el crecimiento de la ciudad a mediano y largo plazo, se inicia el análisis preliminar de factibilidad física. Es decir, el estudio de las interferencias con redes de agua potable, alcantarillado, electricidad, teléfonos, gas y ductos de petróleo. Se toman en cuenta también las restricciones relativas a las pendientes del terreno, amplitud y continuidad de calles, altura y tipos de las construcciones, usos del suelo, zonas arqueológicas, históricas y de patrimonio de la ciudad. Se consideran además las alternativas de desvíos del tránsito que se harán en las etapas de construcción y las afectaciones y las obras viales inducidas por la propia construcción de las líneas.

A continuación se determinan los tipos de líneas que más se ajusten a las restricciones físicas y económicas (Superficial, Cajón Subterráneo, Túnel Profundo y Elevada) y se estiman los costos unitarios.

El análisis finaliza con la obtención de los índices de beneficio -costo que a su vez conducirán a la determinación de la composición de la red a largo plazo y a las etapas de construcción.

VII.- PROYECTO DE LINEAS Y ESTACIONES.

Como ya se apuntó, la amplitud de las calles donde se alojarán las líneas de Metro, las condiciones del subsuelo, las interferencias con los servicios e instalaciones municipales, las molestias ocasionadas al público y al tránsito en la fase de ejecución de las líneas y las obras inducidas por la propia construcción, son los factores fundamentales para elegir un determinado tipo de línea.

Las líneas superficiales son las más económicas desde el punto de vista constructivo, sin embargo requieren de una amplitud vial cercana a los 50 metros. No obstante imponen una barrera física para el tránsito, para los peatones y para el desarrollo urbano; por lo que requiere de la construcción de una serie de pasos a desnivel para reducir dicho impacto, repercutiendo importante-mente en el costo total de las obras.

La línea en cajón subterráneo no necesita pasos a desnivel para resolver la continuidad del tránsito; pero conlleva un costo por la cantidad de obras inducidas que hay que realizar para librar las interferencias con las redes municipales; requiere sistemas especiales de ventilación y es más tardado el proceso constructivo.

Las líneas en túnel profundo a lo largo del tramo, no interfieren con las redes municipales, requieren poca amplitud de calles y ocasionan un mínimo de molestias al público y al tránsito de la ciudad durante la fase de construcción; no así el caso de las estaciones, ya que éstas tienen que llegar hasta la superficie. No obstante las inversiones son más altas.

Las líneas elevadas requieren una amplitud mínima de calle de alrededor de los 40 metros, no demandan sistemas especiales de ventilación ni interfieren considerablemente con las redes urbanas transversales. Sin embargo se debe tener cuidado particularmente para no afectar la imagen urbana; su costo es intermedio entre la superficial y el túnel profundo.

Por otra parte, en el diseño de las líneas también intervienen los factores operativos; entre ellos se pueden citar el confort, la velocidad, el mantenimiento, la rápida salida de humos y las alternativas de evacuación de los usuarios en los casos de accidente.

En cuanto al proyecto de estaciones, el proceso empieza por definir su ubicación preliminar a lo largo de cada línea. Esto se lleva a cabo considerando principalmente los usos del suelo, las interferencias, los principales puntos generadores y de atracción de viajes, la accesibilidad transversal que ofrece la red vial, el intercambio de modos de transporte y los transbordos internos, la disponibilidad de terrenos para la construcción de las mismas y las afectaciones correspondientes.

Generalmente las distancias entre estaciones varían entre 600 y 1,200 metros, pudiendo ser menores o mayores en casos particulares.

Seguidamente se elaboran anteproyectos alternativos de cada estación. En esta etapa deben tomarse en cuenta el programa de necesidades, los perfiles topográficos, los estudios preliminares de mecánica de suelos, análisis estructural, aspectos electromecánicos, de seguridad, obras hidráulicas, obras viales en proceso a futuro, y las obras inducidas, entre estas últimas las adecuaciones viales para asegurar una buena accesibilidad de vehículos y personas, así como las instalaciones requeridas para el intercambio de modos de transporte.

A continuación se opta por la solución que mejor se ajuste a las necesidades de costo, movilidad y a las restricciones impuestas, elaborándose el proyecto definitivo que ya incorpora estudios precisos de mecánica de suelos y los análisis: estructural, electromecánico, hidráulico y de seguridad, así como todos los detalles y especificaciones del proyecto necesarios para la construcción de cada estación.

VIII.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

En cualquiera de los tipos de línea elegido, ya sea superficial, subterráneo o elevada, los procedimientos constructivos buscarán alcanzar las mejores condiciones de estabilidad durante y posterior a la ejecución de la obra, garantizando un mínimo de deformaciones de la vialidad y a las estructuras vecinas, además de las menores molestias durante la construcción.

Para cumplir con lo anterior se han elaborado normas y especificaciones y se realizan estudios sobre la magnitud probable de las expansiones del terreno, el abatimiento del nivel freático y la elección de tipo de bombeo para evitar fallas de subpresión, flotación de la estructura y fallas de fondo de terreno, deslizamientos y asentamientos así como prevenir los empujes horizontales ocasionados por las estructuras colindantes.

Los efectos que van aconteciendo durante el proceso constructivo se vigilan diariamente, a fin de tomar oportunamente las medidas pertinentes y garantizar la buena marcha y seguridad de la obra.

IX.- OBRAS INDUCIDAS.

Como consecuencia de la construcción del Metro, se generan una serie de obras adicionales que, aunque no inciden en la operación, es necesario ejecutar para no afectar a las personas, bienes y servicios alojados en el área de influencia de las líneas, e incluso mejorar las condiciones iniciales y por tanto a la población.

En tal situación se encuentran las obras que habría que hacer para lograr la accesibilidad vial a las estaciones del Metro, las plazas de acceso, los paraderos de vehículos, las zonas jardinadas, mejoras de alumbrado público y todas las relativas a las interferencias con los servicios públicos, además de las compensaciones por afectaciones de predios.

X.- COMENTARIO FINAL.

La ciudad de México ha llegado a un punto en el cual la demanda de satisfactores rebasa las posibilidades de oferta. Gran parte de la solución se encontrará al frenar la excesiva concentración demográfica y en general de las actividades económicas del país que se viene dando en la Zona Metropolitana. Así lo han considerado las autoridades y han puesto en marcha programas de desarrollo para tal efecto. Sin embargo, existen problemas, como la transportación urbana, que requieren urgentemente acciones que al menos resuelvan los aspectos más críticos para no llegar a una paralización de la actividad citadina.

La continuación de las obras del Metro responden a dicha necesidad. Por esta razón, es una exigencia social el aprovechamiento óptimo de los recursos disponibles mediante una planeación

integral que contemple la participación de todos los modos de transporte en función de sus capacidades y atributos. De igual manera resulta necesaria la adecuación de las tecnologías a las posibilidades del país, lo mismo que una apropiada organización y control de las inversiones.

En esta forma será posible mejorar gradualmente los niveles de movilidad del tránsito y de las personas y contribuir hacia una mejor calidad de vida de los habitantes de esta ciudad.

México, D. F., junio de 1991.

BIBLIOGRAFIA.

Plan Nacional de Desarrollo; Secretaría de Programación y Presupuesto; 1988.

Programa de Ordenación de la Zona de Conurbación del Centro del País; Comisión de Conurbación del Centro del País; 1984.

Programa de Desarrollo Urbano del Distrito Federal; Departamento del Distrito Federal; 1988.

Estudio de las Zonas Homogéneas del Territorio del Distrito Federal; Volumen II: Situación; Dirección General de Planeación, Departamento del Distrito Federal; 1982.

Plan Parcial de Desarrollo Urbano por Delegación; Departamento del Distrito Federal; 1988.

Plan Estatal de Desarrollo Urbano del Estado de México; Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas.

Plan Rector de Vialidad y Transporte del Distrito Federal; Departamento del Distrito Federal, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano; 1980, 1985 y 1989.

Anuario de Vialidad y Transporte del Distrito Federal; Departamento del Distrito Federal, comisión de Vialidad y Transporte Urbano; 1982, 1983, 1984, 1985, 1986 y 1987.

Plan Rector de Vialidad y Transporte del Distrito Federal; Departamento del Distrito Federal, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano; 1982, 1985 y 1988.

Planeación del Desarrollo del Metro; Subdirección de Operación, Sistema de Transporte Colectivo; 1984.

Programa Maestro del Metro; Departamento del Distrito Federal, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, 2a. Revisión; 1985.

Estudio de Origen y Destino; Departamento del Distrito Federal, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano; 1983.

Encuesta a Usuarios del Metro; Sistema de Transporte Colectivo; 1987.

Estudio de Correspondencias; Departamento del Distrito Federal, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Ingeniería de Sistemas de Transporte Metropolitano; 1986.

Estadísticas sobre Transporte Urbano, Ruta 100; Comisión de Vialidad y Transporte Urbano; 1984.

X y XI Censo General de Población y Vivienda; Secretaría de Programación y Presupuesto; 1984 y 1990.

Teoría y Realidad Bunge, Mario Ariel 1975.

Modelos Matemáticos de la Estructura Espacial Urbana; Echenique, Marcial; Siap; 1975.

Transportation And Urban Land; Wingo, Lowdon; Rff.inc; 1972.

Introduction To Operations Research; Churchman, Ackoff, Arnoff; John Wiley; 1966.

Problemas de Investigación en Sociología Urbana; Castells, Manuel; Siglo XXI; 1981.

Análisis de Planificación Urbana, Métodos y Modelos; Krueckeberg, Donald A., Arthur L. Silvers; Limusa; 1978.

Memoria técnica Descriptiva del Metro 1977-1982; Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.

Datos Generales del Metro 1983; Sistema de Transporte Colectivo.

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE
LA OBRA CIVIL DEL METRO

ING. JUAN MANUEL OLAC CRUZ,
ING. ALFREDO SANCHEZ SANCHEZ.

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE LA OBRA CIVIL DEL METRO

PARA DEFINIR LA LOCALIZACION DE LAS LINEAS ES NECESARIO REALIZAR ESTUDIOS DE PLANEACION APOYADOS EN MODELOS MATEMATICOS DE ORIGEN Y DESTINO, EN ESTUDIOS DE DENSIDAD DE POBLACION, - TOMANDO EN CUENTA LOS CENTROS DE ATRACCION, LOS CORREDORES - TRADICIONALES DE TRAFICO Y PASAJEROS, LA FACTIBILIDAD TECNICA, LA ESTRUCTURA VIAL, EL ANALISIS DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA PROPIA CIUDAD Y LAS ZONAS EN DONDE SE PRODUCEN CONGESTIONAMIENTOS QUE EN MAYOR GRADO UNA LINEA DE METRO PODRIA RESOLVER. LA LOCALIZACION ASI DEFINIDA, DEBERA PERMITIR LA REESTRUCTURACION GRADUAL DE LOS MEDIOS DE TRANSPORTE DE SUPERFICIE, LOGRANDO UN AHORRO SUBSTANCIAL EN TIEMPO, DE LOS MILLONES DE USUARIOS QUE SE TRASLADAN EN LA CIUDAD.

COMO SIGUIENTE PASO SE DETERMINAN LOS CENTROS DE CAPTACION DE USUARIOS, ES DECIR LAS ESTACIONES, LOGRANDO SU MAYOR EFICIENCIA AL INTERCEPTAR CORRIENTES ALIMENTADORAS DE MEDIOS DE SUPERFICIE Y AL CONECTAR PUNTOS DE ATRACCION, YA SEAN HABITACIONALES, RECREATIVOS, COMERCIALES, ASISTENCIALES, RELIGIOSOS, DE ABASTO Y OTROS.

PARALELAMENTE SE DETERMINAN LOS REQUERIMIENTOS ELECTROMECANICOS DEL SISTEMA, QUE INCLUYEN LOS PUESTOS DE RECTIFICACION A LO LARGO DE LAS LINEAS, LA UBICACION DEL PUESTO CENTRAL DE CONTROL Y LOS TALLERES DE DEPOSITO Y MANTENIMIENTO DEL EQUIPO RODANTE.

PARA LA SOLUCION DE LAS LINEAS ASI PLANTEADAS, SE PRESENTAN CUATRO OPCIONES: VIA SUPERFICIAL, SUBTERRANEA, ELEVADA Y TUNEL.

CRITERIOS PARA LA SELECCION DEL TIPO DE LINEA

EN LA SELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA A UTILIZAR EN EL METRO, SE TOMAN EN CUENTA LOS SIGUIENTES FACTORES:

- COSTO DE OBRA CIVIL POR KM.
- TIEMPO DE EJECUCION DE LA OBRA CIVIL.
- OBSTRUCCION DE LA VIA PUBLICA DURANTE LA EJECUCION.
- INTERFERENCIAS CON LOS SERVICIOS MUNICIPALES.
- CONSERVACION DE OBRAS Y EQUIPOS.
- MANTENIMIENTO DE LA VIA.
- PAISAJE URBANO: ASPECTO ESTETICO Y BARRERA FISICA.
- FUTURA DISPONIBILIDAD VIAL.
- LIBRAMIENTOS VIALES PERPENDICULARES INDUCIDOS.
- DESVIOS DE TRANSITO.

A CONTINUACION SE HACEN COMENTARIOS DE ALGUNOS DE LOS FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA SELECCION.

POR LO QUE RESPECTA A LA OBRA CIVIL, PARECERIA QUE EL COSTO DE LA LINEA SUPERFICIAL SERIA NOTABLEMENTE MAS BAJO QUE EL DE LAS SOLUCIONES SUBTERRANEA Y ELEVADA, SIN EMBARGO, EL ADICIONARLE EL COSTO DE LOS DESVIOS, DEL DERECHO DE VIA DE 10 M, DE ANCHO, DE LA CONSTRUCCION DE LAS ESTACIONES CUYAS AREAS DE SERVICIO SON SUBTERRANEAS, Y DE LOS PASOS A DESNIVEL PERPENDICULARES CUYA FRECUENCIA ES EN PROMEDIO DE UN PASO POR CADA KILOMETRO APROXIMADAMENTE, SU COSTO SE INCREMENTA SUSTANCIALMENTE. EN LO TOCANTE A LAS SOLUCIONES SUBTERRANEA Y ELEVADA, EL COSTO ES UN POCO MAYOR PARA LA PRIMERA, NO SIENDO TAN NOTABLE LA DIFERENCIA DEBIDO A QUE LAS PROPIEDADES DEL SUBSUELO, EN LA ZONA DONDE SE LOCALICE UNA LINEA ELEVADA, SEAN SUMAMENTE POBRES, LO CUAL GENERA DIMENSIONES DE LA CIMENTACION RELATIVAMENTE GRANDES Y UN ALTO NUMERO DE PILOTES CON EL FIN DE NO EXCEDER EL VALOR DE LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES MAXIMOS ADMISIBLES PARA EL EQUIPO RODANTE.

LA SOLUCION QUE CAUSA MAYORES PROBLEMAS A LA VIA PUBLICA DURANTE LA CONSTRUCCION ES LA SUBTERRANEA, EN EL CASO DE LA SECCION ELEVADA ESAS IMPLICACIONES SON MENORES.

LAS INTERFERENCIAS CON INSTALACIONES MUNICIPALES SON TOTALES EN EL CASO DEL SUBTERRANEO, OBLIGANDO EN OCASIONES A DESVIOS IMPORTANTES DE GRANDES COLECTORES O DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA. ESTAS INTERFERENCIAS CAUSAN MENOS PROBLEMAS EN LOS TRAMOS ELEVADO Y SUPERFICIAL.

POR LO QUE RESPECTA A LA CONSERVACION Y MANTENIMIENTO DE LOS EQUIPOS, LA SOLUCION SUBTERRANEA PRESENTA MEJORES CONDICIONES QUE LA SUPERFICIAL Y LA ELEVADA DEBIDO A QUE LOS EQUIPOS NO ESTAN EXPUESTOS A LA INTEMPERIE.

TAL VEZ UNO DE LOS FACTORES MAS IMPORTANTES ES EL DE PAISAJE URBANO, YA QUE EL ASPECTO ESTETICO SE ALTERA DE ACUERDO CON EL TIPO DE SOLUCION ELEGIDA. LA MAGNITUD DE LA ALTERACION DEL PAISAJE URBANO DEPENDE PRIMORDIALMENTE DEL ANCHO DE LA CALLE, ASI POR EJEMPLO, EL PROBLEMA CAUSADO POR LA LINEA ELEVADA SE ACENTUA EN CALLES DE LATITUD MENOR DE 40 M, EN TANTO QUE EN LA SOLUCION SUPERFICIAL, SE REQUIERE UNA ANCHURA MINIMA DE 50 M PARA LOGRAR SOLUCIONES SATISFACTORIAS. EN ESTAS CONSIDERACIONES SE DEBE TOMAR EN CUENTA, EL TIPO DE ZONA POR LA QUE ATRAVIESA LA LINEA: INDUSTRIAL, COMERCIAL O HABITACIONAL, LA SOLUCION SUPERFICIAL GENERA UNA BARRERA CONTINUA QUE NO EXISTE EN LAS OPCIONES SUBTERRANEA Y ELEVADA.

EN RELACION CON LA FUTURA DISPONIBILIDAD VIAL, LA SOLUCION SUBTERRANEA NO LA AFECTA, EN TANTO QUE LA SOLUCION SUPERFICIAL OCUPA UN ANCHO EQUIVALENTE A TRES CARRILES DE CIRCULACION Y LA ELEVADA OCUPA SOLAMENTE DOS.

POR LO QUE RESPECTA A LIBRAMIENTOS PERPENDICULARES INDUCIDOS, LA LINEA SUPERFICIAL GENERA PROBLEMAS EN CRUCEROS IMPORTANTES, CUYAS SOLUCIONES VIALES REQUIEREN DE LA CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS O ELEVADAS PARA SALVAR EL OBSTACULO.

LA SOLUCION QUE CAUSA MENORES PROBLEMAS A LA VIA PUBLICA, Y QUE EVITA LOS DESVIOS HIDRAULICOS DE GRANDES COLECTORES O TUBERIAS DE AGUA POTABLE, ES LA SOLUCION EN TUNEL, SIN EMBARGO ES LA DE MAYOR COSTO SIN LUGAR A DUDA.

PROCESOS CONSTRUCTIVOS.

SOLUCION SUBTERRANEA EN CAJON.

LA SOLUCION MAS UTILIZADA A LA FECHA EN EL METRO, ES LA SUBTERRANEA, ESTA SOLUCION, ESTA CONSTITUIDA POR UN CAJON DE CONCRETO ARMADO DE SECCION RECTANGULAR, CONSTRUIDO A CIELO-ABIERTO EN LA MAYORIA DE LOS CASOS ENTRE UNA ESTRUCTURA DE CONTENCION FORMADA POR MUROS TABLESTACA.

LA CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA DEL CAJON, SE INICIA CON LA DEFINICION DEL TRAZO Y LIMITES DE LA SECCION DE PROYECTO, SOBRE LOS QUE SE EXCAVA UNA ZANJA SUPERFICIAL DE 0.85 M. DE ANCHO Y 1.50 M DE PROFUNDIDAD APROXIMADAMENTE, EN LA QUE SE CONSTRUIRAN LOS BROCALES DE CONCRETO, QUE SON PIEZAS EN FORMA DE ANGULO RECTO, CUYA FINALIDAD ES LA DE RETENER, EN CASO DE EXISTIR, LOS RELLENOS SUELTOS SUPERFICIALES Y DE SERVIR COMO GUIA A LA HERRAMIENTA DE EXCAVACION DE LOS MUROS TABLESTACA COLADOS EN ZANJA BAJO LODO BENTONITICO.

ANTES DE COMENZAR LA EXCAVACION DE UNA ZANJA, SE COLOCAN TAPONES DE MADERA, PARA AISLAR LOS TRAMOS CORRESPONDIENTES A LOS MUROS POR CONSTRUIR CUYA LONGITUD TIPICA ES DE 6.00 M. CADA TRAMO AISLADO, SE LLENA DE LODO BENTONITICO HASTA 50 CM. POR ABAJO DEL BORDE SUPERIOR DEL BROCAL, CON OBJETO DE MANTENER LA ESTABILIDAD DE LAS PAREDES Y DEL FONDO DE LA EXCAVACION, CONSERVANDO ESTE NIVEL DURANTE TODO EL PROCESO DE EXCAVACION Y COLADO DEL MURO.

TERMINADA LA EXCAVACION DE LA ZANJA Y PREVIA LIMPIEZA DEL AZOLVE DEL FONDO, SE PROCEDE A LA COLOCACION DE LA PARRILLA DEL ACERO DE REFUERZO, LA CUAL DEBERA CENTRARSE Y NIVELARSE DENTRO DE LA CITADA ZANJA. A CONTINUACION EL CONCRETO ES INTRODUCIDO MEDIANTE UNA TROMPA DE COLADO O TUBO TREMIE, A MEDIDA QUE ESTE FLUYE HACIA EL FONDO DE LA EXCAVACION, EL LODO SE VA DESPLAZANDO HACIA LA SUPERFICIE HASTA QUE EL CONCRETO ALCANZA EL NIVEL DE REMATE DEL MURO.

ANTES DE INICIAR LA EXCAVACION ENTRE LOS MUROS TABLESTACA, SE INSTALA UN SISTEMA DE BOMBEO POR GRAVEDAD, PARA ABATIR EL NIVEL DE AGUAS FREATICAS CON OBJETO DE FACILITAR LOS TRABAJOS PROPIOS DE LA EXCAVACION; INCREMENTAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES, DEL FONDO Y REDUCIR LAS EXPANSIONES INMEDIATAS.

LOS POZOS DE BOMBEO SE INSTALAN EN PERFORACIONES DE 30 CM DE DIAMETRO, DENTRO DE LOS CUALES SE COLOCA UN TUBO METALICO RANURADO, CON UN FILTRO DE GRAVA FINA LIMPIA Y UNA BOMBA DE POZO PROFUNDO DE TIPO EYECTOR, OPERADA A UNA PRESION DE 5 KG/CM².

EN ALGUNOS CASOS, EL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO REQUIERE DE LA APLICACION DE LA ELECTROSMOSIS A FIN DE ACELERAR EL FLUJO DEL AGUA.

CUANDO LOS MUROS TABLESTACA HAN ALCANZADO SU RESISTENCIA DE PROYECTO, SE PROCEDE A EXCAVAR EL NUCLEO DEL SUELO COMPRENDIDO ENTRE DICHOS MUROS EN ETAPAS DE 6 M DE LONGITUD EN PROMEDIO, HASTA ALCANZAR UN NIVEL DE EXCAVACION TAL, QUE PERMITA COLOCAR EL PRIMER NIVEL DE PUNTALES Y QUE CORRESPONDE APROXIMADAMENTE A 2.5 M DE PROFUNDIDAD. LA EXCAVACION CONTINUA HASTA ALCANZAR LA PROFUNDIDAD DE PROYECTO, COLOCANDO NIVELES ADICIONALES DE PUNTALES EN POSICIONES PREVIAMENTE ESTABLECIDAS APLICANDOLES UNA PRECARGA CUYA MAGNITUD ES ACORDE A LOS EMPUJES DEL TERRENO EXTERIOR PARA EVITAR DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LOS MUROS. ALCANZANDO EL FONDO DE LA EXCAVACION SE CUELA UNA PLANTILLA DE CONCRETO POBRE DE 10 CM DE ESPESOR.

DESPUES DE HABER COLADO LA PLANTILLA, SE PROCEDE A ARMAR, CIMBRAR Y COLAR LA LOSA DE PISO EN UN PERIODO RESTRINGIDO QUE GENERALMENTE NO EXCEDE DE 24 HORAS CON EL FIN DE MEJORAR LA ESTABILIDAD DEL FONDO Y RECUPERAR PARTE DE LA DESCARGA PRODUCIDA POR LA EXCAVACION; EL BOMBEO SE SUSPENDE EN CADA POZO CONFORME SE VAN COLANDO LAS LOSAS DE PISO, -

PERMITIENDO ASI LA RESTITUCION DEL NIVEL FREATICO.

VEINTICUATRO HORAS DESPUES DE COLADA LA LOSA DE PISO SE RETIRAN LOS PUNTALES INTERMEDIOS Y SE CONTINUA CON EL ARMADO Y COLADO DE LOS MUROS ESTRUCTURALES HASTA EL NIVEL INFERIOR DE LA LOSA DE TECHO, DEJANDO LAS PREPARACIONES NECESARIAS PARA LA LIGA POSTERIOR CON EL ARMADO DE DICHA LOSA.

ALCANZADA LA RESISTENCIA DE PROYECTO DE LOS MUROS ESTRUCTURALES, SE PROCEDE A LA COLOCACION DE LAS TABLETAS PRECOLADAS QUE JUNTO CON EL COLADO ADICIONAL INTEGRAN LA LOSA DE TECHO.

TERMINADA LA CONSTRUCCION DEL CAJON SE PROCEDE A LA COLOCACION DEL BALASTO Y DEL SISTEMA DE VIA. LA OPERACION FINAL CONSISTE EN RELLENAR LA PARTE SUPERIOR DEL CAJON PARA FORMAR LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO QUE RESTITUYE LA VIALIDAD SUSPENDIDA.

SOLUCION SUPERFICIAL.

LA UTILIZACION DE LA SOLUCION SUPERFICIAL RESULTA ATRACTIVA DEBIDO A QUE SU TRAZO SE LOCALIZA EN AVENIDAS CUYA SECCION TRANSVERSAL ES SUFICIENTE PARA ALOJAR EL SISTEMA DEL "METRO" Y LAS VIALIDADES ADYACENTES MEJORANDOSE SUSTANCIALMENTE EL PAISAJE URBANO.

LA SECCION ELEGIDA PARA LOS TRAMOS ENTRE LAS ESTACIONES, ES UNA SECCION CONSTITUIDA POR UNA LOSA DE CONCRETO REFORZADO DE 8.0 M DE ANCHO Y DOS MURETES LATERALES DE CONTENCIÓN; LA LOSA SE DESPLANTA SOBRE UNA SUPERFICIE PREVIAMENTE MEJORADA A UNA PROFUNDIDAD APROXIMADA DE 1.50 M CON OBJETO DE LOGRAR DE ESTA MANERA, UNA ADECUADA COMPENSACION DE CARGAS.

ESTA SOLUCION PLANTEA DOS PROBLEMAS CUYAS SOLUCIONES SE HAN RESUELTO SATISFACTORIAMENTE. EL PRIMERO DE ELLOS ES LA CREACION DE UNA FRONTERA EN LA ZONA DONDE SE DESARROLLA SU TRAZO, REPRESENTANDO CON ELLO UNA BARRERA NATURAL. ESTE HECHO

HACE NECESARIA LA CONSTRUCCION DE PASOS VEHICULARES TRANSVERSALES EN LOS PUNTOS DONDE SE INTERSECTAN AVENIDAS IMPORTANTES, ASI COMO PASOS PEATONALES QUE PERMITAN EL CRUCE SEGURO SOBRE LAS AVENIDAS Y EL METRO SUPERFICIAL. EL SEGUNDO PROBLEMA, ES EL REFERENTE AL MANTENIMIENTO DE LAS INSTALACIONES FERREAS Y ELECTROMECAICAS, LAS CUALES QUEDARAN PERMANENTEMENTE EXPUESTAS A LA INTEMPERIE.

EL PROCESO CONSTRUCTIVO REQUIERE DE UNA EXCAVACION A POCA PROFUNDIDAD GENERALMENTE UBICADA ARRIBA DEL NIVEL FREATICO POR LO QUE NO SE REQUIERE EL USO DE SISTEMAS DE BOMBEO. ESTA EXCAVACION SE REALIZA POR ETAPAS CUYA LONGITUD DE AVANCE ESTA LIMITADA POR LAS LONGITUDES DE COLADO DE LAS LOSAS QUE USUALMENTE VARIAN ENTRE 15 Y 20 M.

ALCANZADA LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE SE MEJORA EL TERRENO ESCARIFICANDO Y COMPACTANDO EL FONDO DE LA EXCAVACION, PROCEDIENDO DE INMEDIATO AL COLADO DE UNA PLANTILLA DE CONCRETO POBRE DE 10 CM DE ESPESOR Y AL ARMADO Y COLADO DE LA LOSA DE FONDO. CUANDO ESTA ALCANZA SU FRAGUADO INICIAL, SE PROCEDE A LA CONSTRUCCION DE LOS MURETES LATERALES EFECTUANDO LA LIGA ESTRUCTURAL CON LA LOSA DE PISO.

LA COLOCACION DEL RELLENO EN LA ZONA COMPRENDIDA ENTRE LOS TALUDES LATERALES Y LOS MURETES DE CONTENCION, SE INICIA CUANDO ESTOS ALCANZAN SU RESISTENCIA DE PROYECTO.

EN ALGUNOS CASOS DE CRUCES VIALES IMPORTANTES, ES NECESARIO DEPRIMIR EL METRO Y LAS VIALIDADES ADYACENTES. EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN ESTOS CRUCES SE LLEVA A CABO EXCAVANDO A CIELO ABIERTO CON TALUDES, O EXCAVANDO EN AREAS LIMITADAS POR ESTRUCTURAS DE CONTENCION, DEPENDIENDO DE LA AMPLITUD DE LAS CALLES Y DE LAS CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO; EN ESTOS CASOS, DEBIDO A LA PROFUNDIDAD ES NECESARIO INSTALAR SISTEMAS DE BOMBEO.

CUANDO LA EXCAVACION ES HECHA ENTRE TALUDES SE EFECTUA EN ETAPAS DE DIMENSIONES REDUCIDAS BAJO UNA SECUENCIA PREESTABLECIDA INCLUYENDO METRO Y VIALIDADES. EN LOS CASOS EN QUE LA EXCAVACION ESTA LIMITADA POR ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EL PROCESO CONSTRUCTIVO ES SIMILAR AL CASO DEL METRO SUBTERRANEO.

EN ESTA SOLUCION, LAS ESTACIONES GENERALMENTE SE RESUELVEN CON VESTIBULOS Y PASARELAS DE ACCESO SUBTERRANEAS PARA LIBRAR LA VIALIDAD ADYACENTE; QUEDANDO LOS ANDENES EN LA SUPERFICIE. EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE ESTAS EXCAVACIONES, SE LLEVA A CABO A CIELO ABIERTO EN ALGUNOS CASOS ENTRE TALUDES Y EN OTROS MUROS TABLESTACA SIGUIENDO LINEAMIENTOS SEMEJANTES A LOS USADOS PARA LOS CRUCES CON VIALIDADES IMPORTANTES.

SOLUCION ELEVADA.

ESTE TIPO DE LINEA EMPLEADA EN LA SOLUCION DE LA LINEA 4, UTILIZA UNA SOLA HILERA DE COLUMNAS DE APOYO, A FIN DE CONSERVAR EL MAYOR NUMERO DE CARRILES DE CIRCULACION Y ELIMINAR EN LO POSIBLE LOS DESVIOS DE INSTALACIONES MUNICIPALES.

LA SOLUCION DE ESTA LINEA, ES UN VIADUCTO ELEVADO FORMADO POR UNA TRABE DE CONCRETO POSTENSADO SIMPLEMENTE APOYADA EN COLUMNAS CENTRALES DE CONCRETO REFORZADO SEPARADAS ENTRE SI 35.0 M APROXIMADAMENTE.

LA CIMENTACION EN LOS TRAMOS ESTA CONSTITUIDA POR ZAPATAS CUADRADAS DE CONCRETO DE 13.0 M DE LADO APOYADAS EN 21 PILOTES DE ADHERENCIA TAMBIEN DE CONCRETO REFORZADO DE SECCION CUADRADA DE 0.50 M DE LADO CON UNA LONGITUD PROMEDIO DE 24.0 M.

LAS COLUMNAS EN LOS TRAMOS SON DE CONCRETO REFORZADO DE SECCION RECTANGULAR VARIABLE DE 2.20 x 2.40 M. EN LA BASE Y DE 2.40 x 3.65 M EN EL EXTREMO SUPERIOR.

POR LO QUE RESPECTA A LA SECCION TRANSVERSAL DE LA TRABE, SE DECIDIO EMPLEAR UN CAJON DE CONCRETO COLADO EN SITIO POSTENSADO,

COMPUESTO POR UNA LOSA INFERIOR, TRES NERVADURAS DE ANCHO VARIABLE, DIAFRAGMAS VERTICALES Y UNA LOSA SUPERIOR.

LAS TRABES EN LOS TRAMOS TIENEN 8.0 M DE ANCHO TOTAL EN LA PARTE SUPERIOR Y 5.50 M EN LA PARTE INFERIOR, CON UN PERALTE DE 2.20 M. Y PARAPETOS PRECOLADOS PARA ALOJAR LAS INSTALACIONES ELECTROMECHANICAS Y PROPORCIONAR UN ASPECTO ARQUITECTONICO AGRADABLE.

EN LAS ESTACIONES, LOS CLAROS ENTRE COLUMNAS FUERON DE 25.0M, LAS ZAPATAS DE CIMENTACION DE 14.0 M DE LADO, Y LAS TRABES DE SECCION CAJON SON DE UN ANCHO EN SU PARTE SUPERIOR DE 14.50 M, CON EL FIN DE ALOJAR LOS ANDENES LATERALES Y LA ESTRUCTURA METALICA DE TECHADO.

EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACION CONSISTIO EN EL HINCADO DE LOS PILOTES Y EN EL ARMADO Y COLADO DE LA ZAPATA.

PARA EL HINCADO DE LOS PILOTES FUE NECESARIO LLEVAR A CABO PERFORACIONES PREVIAS DE 45 CM DE DIAMETRO EJECUTADAS HASTA 20.0 M DE PROFUNDIDAD.

LOS PILOTES SE HINCARON A GOLPES EN DOS TRAMOS, EL INFERIOR DE LONGITUD CONSTANTE Y EL SUPERIOR DE LONGITUD VARIABLE PARA ABSORBER LAS DIFERENCIAS EN LAS PROFUNDIDADES DE DESPLANTE A LO LARGO DE LA LINEA. EL HINCADO SE REALIZO DEL CENTRO HACIA LA PERIFERIA DE LA ZAPATA PARA EVITAR AL MAXIMO EL REMOLDEO DEL SUELO DE CIMENTACION.

LA EXCAVACION DE LA ZAPATA SE EJECUTO A CIELO ABIERTO A 2.50M DE PROFUNDIDAD EN UNA SOLA ETAPA LIMITADA POR TALUDES CUYA INCLINACION FUE DE 0.5:1.

TERMINADA LA EXCAVACION SE PROCEDIO A DEMOLER LAS CABEZAS DE LOS PILOTES HASTA LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA ZAPATA Y AL COLADO DE UNA PLANTILLA DE CONCRETO SIMPLE DE 10 CM DE ESPESOR.

A CONTINUACION SE INICIO EL ARMADO DE LA ZAPATA Y DEL DADO DE CIMENTACION LIGANDO EL ACERO DE REFUERZO DE LOS PILOTES AL DE LA ZAPATA. TERMINADA LA COLOCACION DEL ARMADO DE LA ZAPATA SE PROCEDIO AL CIMBRADO Y COLADO DE LA MISMA.

DESPUES DEL COLADO DE LA ZAPATA SE INICIO EL ARMADO DE LA COLUMNA DEJANDO EN ESTA ETAPA LAS PREPARACIONES NECESARIAS PARA LAS INSTALACIONES ELECTRICAS Y BAJADAS PLUVIALES INDICADAS POR EL PROYECTO.

TERMINADO EL ARMADO SE COLOCO LA CIMBRA CONSTITUIDA POR UNA ESTRUCTURA METALICA Y MADERA PARA OBTENER UN ACABADO APARENTE. FINALMENTE, SE PROCEDIO AL COLADO DE LA COLUMNA.

TERMINADA LA CONSTRUCCION DE ESTA, SE INICIO LA COLOCACION DEL RELLENO ENCIMA DE LA ZAPATA CON MATERIAL ARENO-LIMOSO (TEPETATE).

EL ARMADO Y COLADO DE LAS TRABES SE INICIO HASTA QUE EL CONCRETO DE LA COLUMNA ALCANZO LA RESISTENCIA ESPECIFICADA EN EL PROYECTO.

PARA EL COLADO DE LA TRABE SE UTILIZA UNA CIMBRA METALICA, COMPUESTA POR 4 MARCOS DE ACERO, UBICADOS EN LOS TERCIOS DEL CLARO, COINCIDIENDO ESTOS ULTIMOS CON LOS DIAFRAGMAS INTERMEDIOS DE LA TRABE, ESTOS MARCOS SE APOYAN SOBRE ZAPATAS METALICAS PROVISIONALES QUE SE DESPLANTAN A 80 CM DE PROFUNDIDAD SOBRE UNA PLANTILLA DE CONCRETO FRESCO PARA UNIFORMIZAR LA SUPERFICIE DE APOYO Y EVITAR DEFORMACIONES DE LA TRABE DURANTE SU COLADO.

UNA VEZ INSTALADA LA CIMBRA, SE REALIZA EL ARMADO Y COLADO DE LA LOSA INFERIOR DE LAS NERVADURAS Y DE LOS DIAFRAGMAS, ASI COMO DE LA LOSA SUPERIOR, DEJANDO DUCTOS PARA ALOJAR - LOS CABLES DEL POSTENSADO.

CINCO DIAS DESPUES DE COLADA LA TRABE, SE RETIRA LA CIMBRA, DEJANDO EXCLUSIVAMENTE MARCOS DE APOYO BAJO LOS DIAFRAGMAS INTERMEDIOS.

CATORCE DIAS DESPUES DEL MISMO EVENTO, SE REALIZA UNA PRIME RA ETAPA DE PRESFUERZO PARA TOMAR LA CARGA DE PESO PROPIO Y RETIRAR LOS MARCOS QUE SIRVIERON DE PUNTALES; SESENTA DIAS DESPUES, SE PROCEDE A APLICAR LA SEGUNDA ETAPA DE PRESFUERZO PARA TOMAR TODA LA CARGA DE DISEÑO.

POSTERIORMENTE SE COLOCAN MURETES DE CONTENCION DEL BALASTO, LOS PARAPETOS PRECOLADOS EN LAS ORILLAS DE LAS TRABES Y EL - SISTEMA DE VIA.

EN LAS ESTACIONES, EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA CI MENTACION, LAS COLUMNAS Y LAS TRABES SE EJECUTO EN FORMA SI MILAR A LA DESCRITA PARA EL TRAMO.

EL SISTEMA DE TECHÓ DE LAS ESTACIONES SE CONSTRUYO A BASE - DE MARCOS METALICOS ANCLADOS A LAS TRABES Y EN SUS EXTREMOS DONDE EL PROYECTO ARQUITECTONICO REQUIRIO DE FORMAS AERODI- NAMICAS, SE UTILIZARON MUROS DE CONCRETO COLADOS CON CIMBRAS ESPECIALES.

POR ULTIMO SE PROCEDIO A REMODELAR LA VIALIDAD SOBRE LA QUE SE ALOJO LA LINEA, MODIFICANDOSE FAVORABLEMENTE EL PAISAJE URBANO.

SOLUCION EN TUNEL.

LA POSIBILIDAD DE CONSTRUIR EL METRO EN TUNEL, RESULTA FACTIBLE Y DESEABLE, EN LOS CASOS EN QUE LAS LINEAS SE LOCALIZAN SOBRE AVENIDAS IMPORTANTES CON UNA ALTA DENSIDAD VEHICULAR, ASI COMO EN SUELOS GRANULARES COMPACTOS Y CEMENTADOS CORRESPONDIENTES A LA ZONA DE LOMAS DE LA CIUDAD.

LA PROFUNDIDAD A LA CUAL SE ALOJAN LOS TUNELES DE LAS LINEAS 3 Y 7 FUE DEFINIDA POR DOS CONCEPTOS FUNDAMENTALES: EL TECHO MINIMO PARA LLEVAR A CABO UN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SEGURO, SEGUN EL TIPO DE SUELO; Y LA UBICACION ADECUADA DE LOS ACCESOS A LAS ESTACIONES, DE TAL MANERA QUE LOS USUARIOS NO RECORRIERAN GRANDES DISTANCIAS.

EN BASE A LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOTECNICO, SE DECIDIO ALOJAR EL TUNEL EN SUELOS FIRMES, ESTABLECIENDOSE UNA DISTANCIA MINIMA ENTRE LA CLAVE DEL TUNEL Y EL NIVEL DE TERRENO NATURAL DEL ORDEN DE UNA Y MEDIA VECES EL DIAMETRO DE LA SECCION EXCAVADA.

LA GEOMETRIA DE LAS SECCIONES FUE DEFINIDA POR LAS SIGUIENTES CONSIDERACIONES: LOS GALIBOS DINAMICOS DEL CONVOY, SUS INSTALACIONES Y LA ESTABILIDAD DE LA SECCION DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACION Y CONSTRUCCION.

BAJO LAS CONDICIONES ANTES CITADAS, LA SECCION DEL TUNEL PARA LOS TRAMOS INTER-ESTACION, SE DISEÑO UTILIZANDO UNA SECCION CIRCULAR DE 8.64 M DE DIAMETRO INTERSECTADA EN SU PARTE INFERIOR POR UNA LOSA LOCALIZADA A UNA DISTANCIA DE 2.41 M. DEL CENTRO GEOMETRICO DE LA SECCION. PARA LAS ESTACIONES LA SOLUCION ADOPTADA EN LA MAYORIA DE LOS CASOS FUE LA DE CONSTRUIR TUNELES GEMELOS ADJUNTOS CUYA GEOMETRIA ES IGUAL A LA YA DESCRITA; CONSTRUYENDO EL SEGUNDO TUNEL UNA VEZ QUE EL PRIMERO ESTUVIERA REVESTIDO EN FORMA DEFINITIVA.

EN LA DEFINICION DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SE DIO ESPECIAL ENFASIS AL ESTUDIO DE LOS METODOS DE EXCAVACION EXISTENTES CON EL OBJETO DE OBTENER LA SOLUCION MAS ADECUADA ADOP--TANDO FINALMENTE EL LLAMADO "NUEVO METODO AUSTRIACO DE CONSTRUCCION DE TUNELES", EL CUAL EMPLEA UN REVESTIMIENTO PRIMARIO FORMADO POR CONCRETO LANZADO EN ESTE CASO REFORZADO CON MALLA DE ACERO, COLOCANDO DICHO REVESTIMIENTO INMEDIATAMENTE DESPUES DE QUE LA EXCAVACION DESCUBRE LAS PAREDES Y LA BOVEDA DE CADA TRAMO DE TUNEL.

EN AQUELLOS CASOS DONDE LAS CONDICIONES DEL SUBSUELO FUERON CRITICAS EL REVESTIMIENTO PRIMARIO SE AUXILIO CON EL USO DE ANCLAS DE FRICCION Y EN CASOS EXTREMOS AGREGANDO MARCOS DE ACERO.

EL ACCESO A LOS TUNELES SE REALIZO MEDIANTE LA CONSTRUCCION DE LUMBRERAS DE SECCION CIRCULAR DE 10.20 M DE DIAMETRO. LA EXCAVACION DE LAS LUMBRERAS SE EFECTUA EN TRAMOS DE 2.0 M DE PROFUNDIDAD, COLOCANDO DE INMEDIATO UN REVESTIMIENTO PRIMARIO A BASE DE CONCRETO LANZADO, REFORZADO CON MALLA ELECTROSOLDADA CON OBJETO DE FORMAR ANILLOS QUE ESTABILICEN LAS PAREDES DE EXCAVACION. ESTE PROCEDIMIENTO SE REPITE LAS VECES NECESARIAS HASTA ALCANZAR LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA LUMBRERA. EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO, CONSTITUIDO POR CONCRETO REFORZADO SE COLOCA UTILIZANDO CIMBRAS DESLIZANTES.

EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO TIPICO DE LOS TUNELES DE LOS TRAMOS CONSISTE EN EXCAVAR UNA ETAPA DE 2.40 M DE LONGITUD EN LA SECCION MEDIA SUPERIOR COLOCANDO DE INMEDIATO EL REVESTIMIENTO PRIMARIO, SIMULTANEAMENTE SE EXCAVA LA SECCION MEDIA INFERIOR COLOCANDO TAMBIEN SU CORRESPONDIENTE REVESTIMIENTO PRIMARIO, DE TAL MANERA DE MANTENER SIEMPRE UN DESFASAMIENTO O "BANCO" DE 4.80 M DE LONGITUD ENTRE EL FRENTE DE LA SECCION MEDIA SUPERIOR Y EL DE LA INFERIOR.

EN ZONAS DONDE LAS CONDICIONES DEL SUBSUELO LO PERMITIERON, SE EVITO EL USO DEL "BANCO, ES DECIR EL TUNEL SE ATACO A SECCION COMPLETA; SIN EMBARGO, EN ZONAS DONDE LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO FUERON CRITICAS, SE REDUJO LA LONGITUD DE AVANCE, SE COLOCARON MARCOS DE ACERO Y SE INCREMENTO EL ESPESOR DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO, DICHO REVESTIMIENTO SE APOYO EN ZAPATAS DE CONCRETO LANZADO DE 80 CM DE ANCHO, DESPLANTADAS 40 CM POR ABAJO DEL PISO DEL TUNEL.

LAS ESTACIONES ESTAN CONSTITUIDAS POR VARIOS TUNELES ENTRE LOS CUALES SE PUEDEN MENCIONAR LOS TUNELES DE ANDEN, TUNELES DE DISTRIBUCION, TUNELES DE ACCESO Y TUNELES DE SUBESTACION.

PARA EL PROCESO DE EXCAVACION Y CONSTRUCCION DE LAS ESTACIONES FUE NECESARIO PLANTEAR UNA SECUENCIA PARA EL ATAQUE DE CADA UNO DE LOS TUNELES ANTES CITADOS, CON OBJETO DE REDUCIR LA MAGNITUD DE LOS MOVIMIENTOS SUPERFICIALES, POR LO QUE NO SE PERMITIO ATACAR TUNELES CERCANOS EN FORMA SIMULTANEA.

ASI MISMO, SE PLANTEO EL PROBLEMA DE LAS INTERSECCIONES ENTRE LOS DIFERENTES TUNELES, EL CUAL FUE RESUELTO UBICANDO LAS CLAVES DE DICHO TUNELES EN DIFERENTE NIVEL UTILIZANDO ANCLAS DE FRICCION PARA REFORZAR EL REVESTIMIENTO PRIMARIO, TUNELES PILOTO, LONGITUDES DE AVANCE PEQUEÑAS, MAYORES ESPESORES DE REVESTIMIENTO PRIMARIO Y UN PROCESO DE EXCAVACION CUIDADOSO.

LA EXCAVACION Y CONSTRUCCION DE LOS TUNELES GEMELOS DE LA ESTACION, SE REALIZA EXCAVANDO PRIMERO UNO DE ELLOS EN TODA SU LONGITUD SIGUIENDO EL PROCESO YA MENCIONADO, REVISTIENDO LO EN FORMA DEFINITIVA Y COLOCANDO EN LA BOVEDA TENSORES HORIZONTALES PARA CONTRARRESTAR LA PERDIDA DE CONFINAMIENTO LATERAL QUE SE GENERA POR EFECTO DE LA CONSTRUCCION POSTERIOR DEL TUNEL ADJUNTO; INSTALADOS DICHO ELEMENTOS SE PROCEDE A LA EXCAVACION DEL SEGUNDO TUNEL.

EN ZONAS DONDE SE PRESENTARON ESTRATOS DE MATERIAL SUELTO E INESTABLE EN LA CLAVE SE UTILIZO EL SISTEMA DE EXCAVACION - MEDIANTE ESCUDO DE FRENTE ABIERTO DE 9.15 M DE DIAMETRO.

EN ESTA ZONA EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO ESTA CONSTITUIDO - POR ANILLOS DE CONCRETO REFORZADO, FORMADOS POR TRES SEGMENTOS O DOVELAS, LOS CUALES SON INSTALADOS APLICANDO UNA PRESION CONTRA EL TERRENO. COLOCADOS TRES ANILLOS SE INICIA EL PROCESO DE INYECCION DE RELLENO ENTRE LAS DOVELAS Y EL SUELO CIRCUNDANTE PARA LOGRAR EL CONTACTO CON EL TERRENO Y REDUCIR LOS MOVIMIENTOS SUPERFICIALES.

FINALMENTE, CON OBJETO DE CONOCER EL COMPORTAMIENTO DEL TUNEL DURANTE LA EXCAVACION Y A LARGO PLAZO, SE INSTALO UN SISTEMA DE INSTRUMENTACION CONSTITUIDO PRINCIPALMENTE POR SECCIONES DE CONVERGENCIA, EXTENSOMETROS, INCLINOMETROS Y BANCOS DE NIVEL SUPERFICIALES. LA INFORMACION PROPORCIONADA POR LA INSTRUMENTACION ES DE TAL IMPORTANCIA QUE PERMITE RATIFICAR O RECTIFICAR LOS PROCESOS DE EXCAVACION Y PREVENIR SUCESOS TAN INDESEABLES COMO LAS FALLAS.

EL RESULTADO SATISFACTORIO DE LAS LINEAS CONSTRUIDAS A LA FECHA, CON LAS DIFERENTES SOLUCIONES COMENTADAS, ES UNA PRUEBA DE QUE LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS ELABORADOS EN EL GABINETE, HAN SIDO AMPLIAMENTE SATISFACTORIOS OBTENIENDO LOS RESULTADOS QUE DE ELLOS SE ESPERABA.

BIBLIOGRAFIA

- EL PROYECTO DE LA OBRA CIVIL DEL METRO
ING. MANUEL DIAZ CANALES.- PONIENCIA PRESENTADA EN VERACRUZ
MEXICO EN 1985.

- ESPECIFICACIONES PARA EL PROYECTO Y CONSTRUCCION DE LAS LI-
NEAS DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO VOL. I Y II.
DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL - COMISION DE VIALIDAD Y
TRANSPORTE URBANO.

- MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO VOL. I Y II
DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL - COMISION DE VIALIDAD Y
TRANSPORTE URBANO.

BIBLIOGRAFIA DE MECANICA DE SUELOS

- 1.- "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO"
RAUL J. MARSAL Y MARCOS MAZARI
MEXICO, 1959

- 2.- "EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA
URBANA DEL VALLE DE MEXICO". SIMPOSIO DEL 10 DE MARZO -
DE 1978, SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, MEXI-
CO.

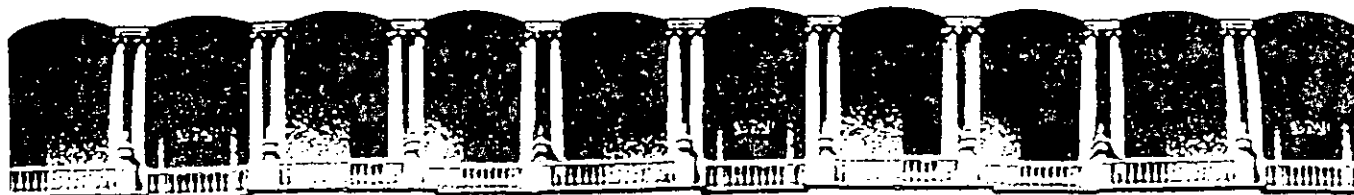
- 3.- "EL HUNDIMIENTO DE LA CIUDAD DE MEXICO", PROYECTO TEXCOCO,
SECRETARIA DE HACIENDA Y CREDITO PUBLICO, NACIONAL FINAN
CIERA; MEXICO, 1969.

- 4.- "INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES", -
GEORGE B. SOWERS Y GEORGE F. SOWERS, EDITORIAL LIMUSA, -
MEXICO, 1986.

- 5.- "INGENIERIA DE CIMENTACIONES"
RALPH B. PECK, WALTER E. HANSON, THOMAS H. THORNBURN, E-
DITORIAL LIMUSA, MEXICO, 1982.

- 6.- "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
GEOTECNIA, B.2.4. CIMENTACIONES EN SUELOS
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, MEXICO, 1982.
- 7.- "FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS",
LEONARDO ZEEVAERT, VAN NOSTRAND REINHOLD COMPANY, SECOND
EDITION, 1983.
- 8.- "MECANICA DE SUELOS", T. WILLIAM LAMBE Y ROBERT V. WHITMAN,
EDITORIAL LIMUSA, MEXICO, 1979.
- 9.- "STATE OF THE ART VOLUMEN" SEVENTH INTER NATIONAL CONFEREN
CE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. SOCIEDAD
MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, MEXICO, 1969.
- 10.- "MECANICA DE SUELOS", TEORIA Y APLICACION DE LA MECANICA -
DE SUELOS, TOMO II, EULALIO JUAREZ BADILLO Y ALFONSO RICO
RODRIGUEZ, EDITORIAL LIMUSA, MEXICO 1979.
- 11.- "LA MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA", K. TER-
ZAGHI, EDITORIAL EL ATENEO, 1981.
- 12.- "FOUNDATION ENGINEERING", G.A. LEONARDS MCGRAW-HILL BOOK -
COMPANY, INC. 1962.
- 13.- "FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN", JOSEPH E. BOWLES, MCGRAW
HILL BOOC COMPANY, THIRD EDITION, 1982.
- 14.- "PROPIEDADES GEOFISICAS DE LOS SUELOS", JOSEPH E. BOWLES,
MCGRAW-HILL, 1982.
- 15.- "MECANICA DE SUELOS", TOMO I, "FUNDAMENTOS DE LA MECANICA -
DE SUELOS", E. JUAREZ BADILLO Y A. RICO RODRIGUEZ; EDITO--
RIAL LIMUSA, TERCERA EDICION, MEXICO, 1980.
- 16.- "MECANICA DE SUELOS", TOMO III, "FLUJO DE AGUA EN SUELOS",
E. JUAREZ BADILLO Y A. RICO RODRIGUEZ, EDITORIAL LIMUSA,
MEXICO, 1980.

- 17.- "MEMORIAS DEL SIMPOSIO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNICA DE SUELOS BLANDOS", SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, MEXICO, D.F. 1987.
- 18.- "THE ART OF TUNNELLING", KAROLY SZECHY AKADEMIAIKIADO, BU DAPEST, 1973.
- 19.- "SISMO-GEODINAMICA DE LA SUPERFICIE DEL SUELO Y CIMENTACION DE EDIFICIOS EN LA CIUDAD DE MEXICO", LEONARDO ZEEVAERT, EDITORA E IMPRESORA INTERNACIONAL, S.A. DE C.V., MEXICO, 1988.
- 20.- "CONSTRUCCION ESPECIALIZADA EN GEOTECNIA" SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, SIMPOSIO, SEPTIEMBRE DE 1988, - MEXICO.
- 21.- "GEOTECNIA Y SISMICIDAD EN EL VALLE DE MEXICO", ALBERTO - JAIME SERIES DEL INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM, N° D-29, MAYO DE 1988.
- 22.- "ELEMENTS OF FOUNDATION DESIGN" G.N. SMITH, E. L. POLE, - GARLAND. STPM PRESS, 1981.
- 23.- "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES GEOTECNIA" B.2.1. "EXPLORACION Y MUESTREO DE SUELOS", COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, MEXICO, 1983.
- 24.- "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES", B.2.2., "PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS", COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, MEXICO, 1983.
- 25.- "SLURRY WALLS", PETROS P. XANTHAKOS, MCGRAW-HILL BOOK COMPANY, 1979.



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

*CURSOS ABIERTOS
III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION*

*CUARTO MODULO:
TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

CONSTRUCCION DE PUENTES

ING. JUAN MANUEL GARCIA CHAVEZ

PALACIO DE MINERIA

TECNICA EN LA CONSTRUCCION DE PUENTES CARRETEROS EN MEXICO.

La construcción de puentes carreteros en México ha tenido un rápido desarrollo gracias a las modernas técnicas que se han aplicado, los nuevos tipos de materiales, al adelanto en los proyectos con la ayuda de las computadoras y los avances procedimientos de construcción. De los puentes normales y típicos de hace 60 años consistentes en subestructuras de mamposterías cimentadas por superficie y superestructuras de losas planas o nervaduras de concreto presforzado, se ha llegado a la construcción de algunas obras sin precedente en América Latina en las que se han obtenido brillantes logros que pueden considerarse a la altura de las mejores mundialmente.

En infraestructuras de puentes por medio de pilotes prefabricados se ha pasado del hincado con martillos de caída libre y vapor, con bajísimos rendimientos, al uso de martillos diesel de doble acción mucho más livianos y eficientes, mejorándose el tiempo de construcción con auxilio de las excavaciones previas y chifloneo, habiéndose hincado pilotes de tubo de acero hasta profundidades del orden de 70m.; posteriormente se ha generalizado la utilización de pilotes colados en el lugar que dá mayor rapidez y economía por la disminución en los armados, por evitar tiempos perdidos en fraguado, movimientos y colocación de seguidores, pudiendo además construirse de muy variadas secciones y ampliar las bases, en algunos casos, para aumentar las áreas de sustentación; en la República Mexicana se han construído este tipo de pilotes hasta 35m. de profundidad con diámetros de 2.50m.

El procedimiento de cimentación a base de cilindros y cajones se ha difundido mucho, aunque es un procedimiento un poco lento y de costo elevado, pero dá gran seguridad en su trabajo estructural por conocerse perfectamente el material sobre el que se desplantan y el de las capas superiores que se atraviezan en el hincado, con la ventaja de que pueden ser utilizados prácticamente en cualquier tipo de material. Se han hincado hasta profundidades de 65m. y con dimensiones en sección de cajón elíptica de 13.40m. x 10.48m.

Las subestructuras han tenido poco desarrollo con relación a las que se han venido usando tradicionalmente desde hace muchos años y los adelantos que podemos mencionar como sobresalientes se refieren más que nada a los procesos constructivos, habiéndose extendido notablemente la utilización de cimbras desli-

zantes y trepantes autosoportables para el colado de los cuerpos de gran altura, así como el uso de bombas de concreto y grúas-torre para su colocación; la pila más alta construída hasta la fecha en México es de 140m.

En las superestructuras es donde mayores logros se han obtenido y de las losas planas y nervuradas de concreto reforzado, con claros máximos de 7m. y 15m., - respectivamente, con anchos de calzada de 5.70m. y para cargas de 13,800 Kg., se ha pasado a claros de 16 y 30m., con anchos de calzada de 9m. para cargas de trailers de 75 ton. Con trabes presforzadas libremente apoyadas se han logrado claros hasta de 50m., con puentes en doble voladizo hasta 150m. y por último con atirantados hasta 360m.

Los procedimientos constructivos para las superestructuras se han modificado y mejorado grandemente y de la obra falsa de madera rolliza o escuadrada, muy pesada y difícil de manejar se ha llegado a las metálicas tubulares, ligeras y resistentes, así como al uso de armaduras de acero de alta resistencia para cubrir claros completos y permitir trabajar en temporadas de crecientes y en ríos con aguas permanentes.

En el año de 1958 por primera vez en México y en America se empleó el procedimiento de colado en sitio de dovelas presforzadas en voladizo que permite la construcción sin apoyo directo de grandes claros y a cualquier altura con equipos ligeros.

En superestructuras de acero de las viguetas usadas inicialmente para claros máximos de 10m. se ha evolucionado a perfiles compuestos de alma llena cubriéndose claros de 45 a 50m., montadas por medio de izajes, cables vías o lanzamiento y de las armaduras Pony para claros de 25m. y Warren para 55m., se ha pasado a puentes en arco de 150m. de claro para carretera y ferrocarril.

En los años 1967-1968 se construyeron dos impresionantes puentes de acero en barrancas de gran profundidad con claros centrales de 140m. y 110m., para cuatro líneas de circulación, montado uno por medio de ingeniosos sistemas de grúa y el otro con cable-vía.

Paralelamente se han venido utilizando los puentes prefabricados con infraestructuras, subestructuras y superestructuras de acero cuya construcción es muy rápida, así como los de estereoestructura, principalmente en ríos con aguas permanentes en la zona Sureste del país.

En los últimos años otro procedimiento notable que se ha venido aplicando es de los puentes empujados o lanzados cuya construcción se realiza en una zona fija adyacente a uno de sus accesos donde se cuelan, presfuerzan y recorren dovelas con longitud del orden de 20m., lográndose así un mayor control de calidad y facilidad de construcción. El corrimiento se realiza con gatos especiales que permiten elevar ligeramente el puente y así empujarlo y correrlo. Los claros máximos recomendables en este tipo de obra son de 60m. y la sección transversal - - usual es del tipo de cajón trapezoidal.

Por último, los puentes atirantados que mundialmente han tenido un desarrollo espectacular en las últimas dos décadas y que son una variante de los puentes suspendidos o colgantes, mediante una sustentación recta e inclinada con cables de acero de alta resistencia, que les dá mayor rigidez que los suspendidos. Como los tirantes son la base de sustentación de la estructura debe tenerse un especial cuidado en su construcción, protección, colocación y conservación.

Los claros de los puentes de este tipo construidos en México son de 288m. para tablero de concreto y 360m., que es el mayor de la República para tablero de acero en 293.50m. y el resto de concreto.

ING. JUAN MANUEL GARCIA CHAVEZ.



CONSTRUCCION DEL PUENTE "TAMPICO"

ING. JUAN MANUEL GARCIA CHAVEZ

La construcción del puente "Tampico" fue motivada esencialmente para dar continuidad a la carretera Costera del Golfo interrumpida por el Río Pánuco. También se justificó su construcción por el gran incremento en el volumen de tránsito originado por el fuerte desarrollo socio-económico de las Huastecas en los Estados de Hidalgo, San Luis Potosí, Veracruz y Tamaulipas, y por el aumento en el movimiento portuario de Tampico. La ubicación del puente se eligió considerando los estudios de la Comisión de Conurbación de la Desembocadura del río Pánuco que a su vez contempla los asentamientos humanos en el lugar; el cruce elegido fue el denominado 106, localizado entre Mata Redonda en la margen derecha y Andonegui en la margen izquierda, por ser el que más ventajas presentó.

En el diseño y construcción de ésta obra se aplicaron las más modernas técnicas empleadas actualmente en puentes que particularmente se han desarrollado en Alemania y Francia. Técnicamente hablando es el puente más importante del país, dadas sus características especiales; tiene una longitud total de 1543 m, constituida por un tramo principal de 876.80 m, con atirantamiento axial del tipo denominado medio abanico formado por 44 tirantes, y por dos viaductos, el de la margen izquierda de 473.60 m y el de la margen derecha de 192.60 m; el espacio libre vertical mínimo entre el nivel del agua y la superestructura es de 50 m para permitir el paso de las embarcaciones de gran calado que utilizan el puerto de Tampico. La superestructura tanto en la parte de concreto como en la de acero es de sección cajón para dar una solución estética de conjunto a todo el puente. La subestructura está formada por 21 apoyos, dos caballetes extremos y 19 pilas, todos de concreto reforzado. Aún cuando en los caballetes extremos y en las pilas 2 a 6 y 18 a 20 la cimentación es por medio de zapatas desplantadas por superficie, la cimentación fundamental es de tipo profundo, en la pila 7 mediante pilotes colados en el lugar, en las pilas 8 a 12 y 15 a 17 por cilindros de concreto reforzado y por último, en las pilas 13 y 14 por cajones de concreto reforzado que en planta son de forma elíptica.

En la construcción de éste puente participaron cuatro Compañías Contratistas, habiendo llegado a laborar más de 2,000 personas y 50 ingenieros durante las etapas críticas. Durante su proceso se presentaron innumerables problemas técnicos que se lograron resolver a base del criterio y la gran experiencia de los ingenieros que participaron en su proyecto y construcción, entre los cuales podemos citar principalmente los siguientes dada su importancia: Degollamiento del cilindro de la pila Núm. 9; considerables desplomes de los cilindros de las pilas 8 a 12; cimentación de la pila 13, que representó quizá el mayor problema de la obra; izaje de dovelas que inicialmente se había proyectado hacerlo en secciones de 12 m de longitud en que se fabricaron los submódulos, con peso de 77 Ton y que finalmente se hizo uniendo dos secciones con peso de 155 Ton y cierre final del tramo principal con longitud de 1.70 m.

El costo total de la obra fue de \$ 142,000 millones, incluyendo accesos, obras complementarias, estudios y proyectos.

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

- Procedimientos de Construcción de Puentes.
Ing. Ricardo Lasso Herrera.
- La Construcción de Puentes en México.
S.C.T.
- La Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos.
J. Mathivat.
- Memoria del Puente "Tampico".
ICA-S.C.T.
- Un Puente para el Progreso. "Coatzacoalcos II".
S.C.T.
- Proyecto Tipo.
S.A.H.O.P.
- Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes.
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Cable-Stayed Bridges.
Kanok-Nukulchai.



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

*CUARTO MODULO:
TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

CONSTRUCCION DE CARRETERAS DE PEAJE

ING. HORACIO ZAMBRANO RAMOS

PALACIO DE MINERIA

IC INGENIERIA CIVIL

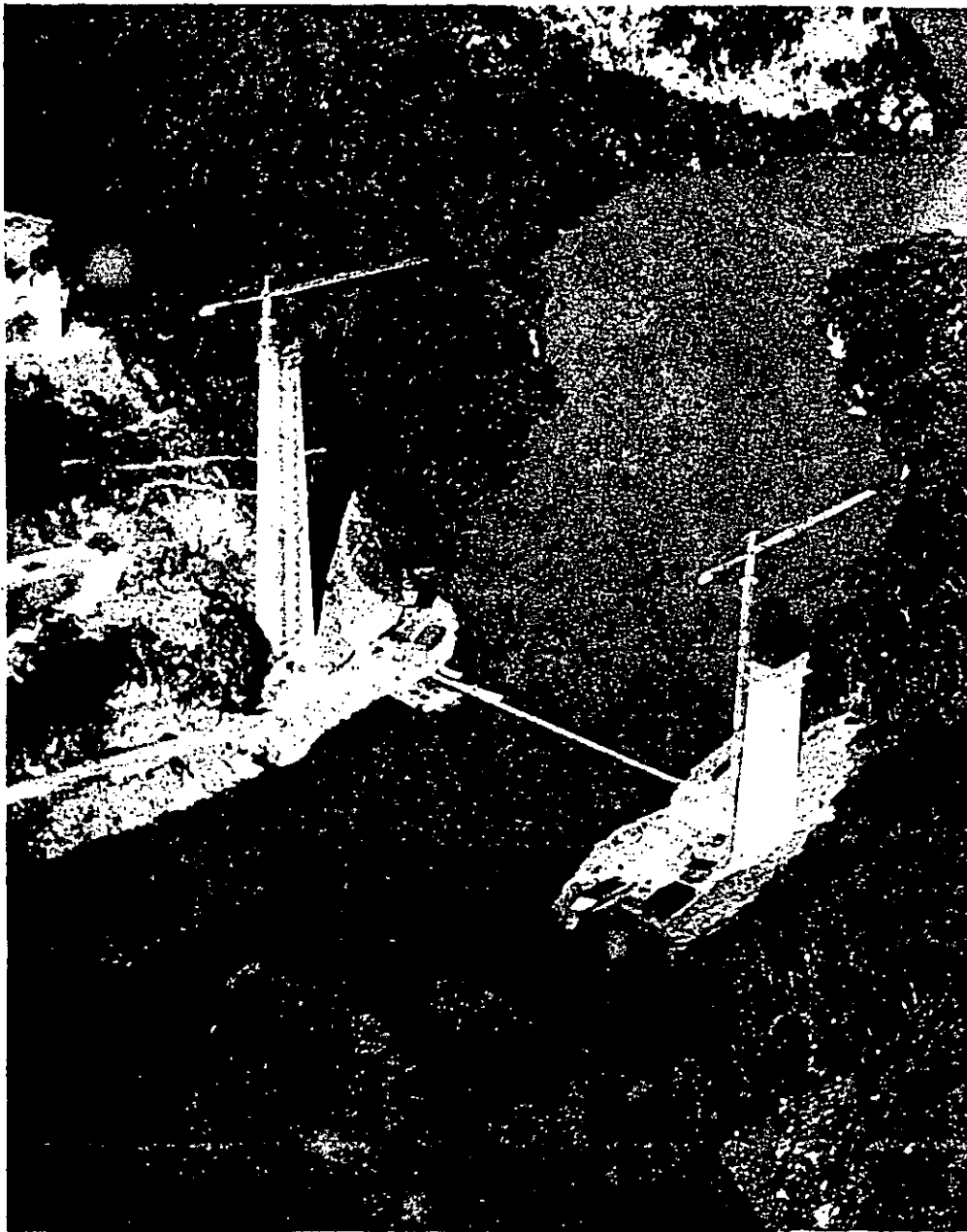
Organo oficial del Colegio de Ingenieros Civiles de México, A.C.



699
269

Mayo-Julio de 1990

Precio \$7.000.00



Carretera Cuernavaca-Acapulco

Ic

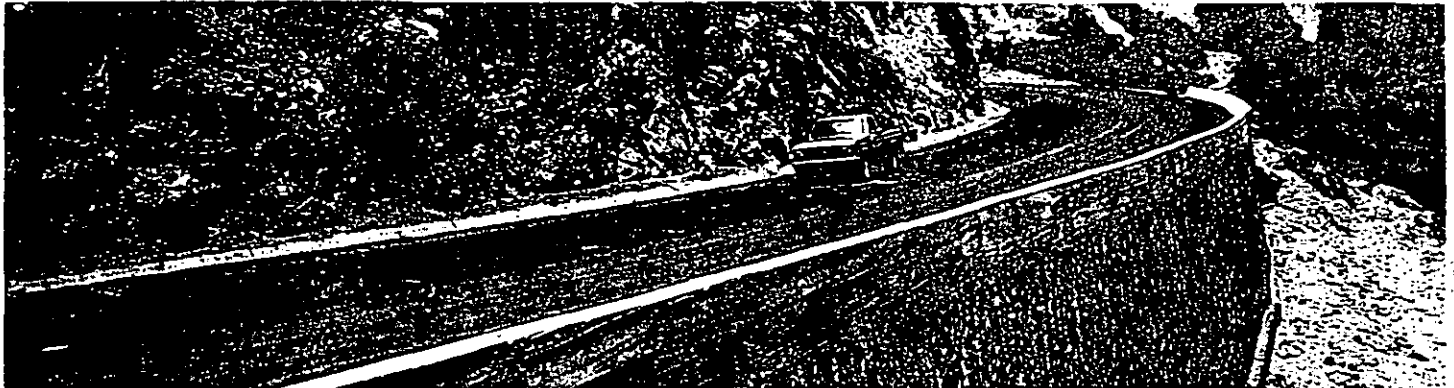
COLUMNA
INVITADA

Los retos de fin de
siglo
Lic. Carlos Salinas de
Gortari

LINEAS DE PROPOSITO

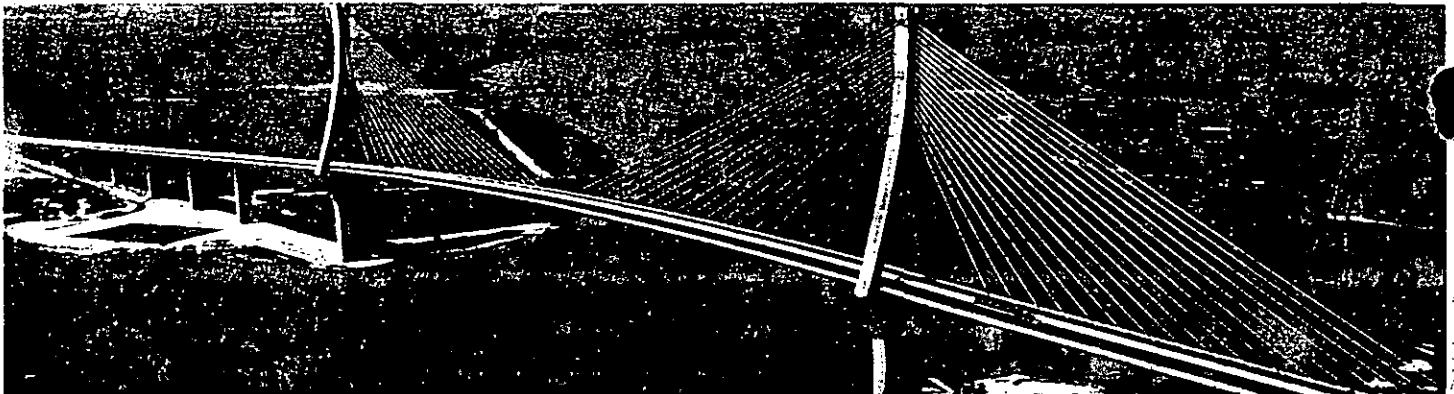


Ataguía aguas arriba del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa en Nayarit.



Autopista Guadalajara-Colima.

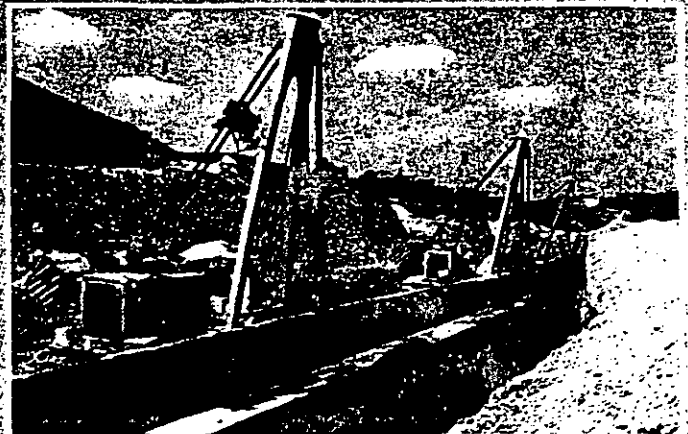
Puente Coatzacoalcos II.



CUMPLIR

**EMPRESA ESPECIALIZADA
EN CONSTRUCCION PESADA.**

- PRESAS
- CARRETERAS
- PUENTES
- LINEAS DE CONDUCCION



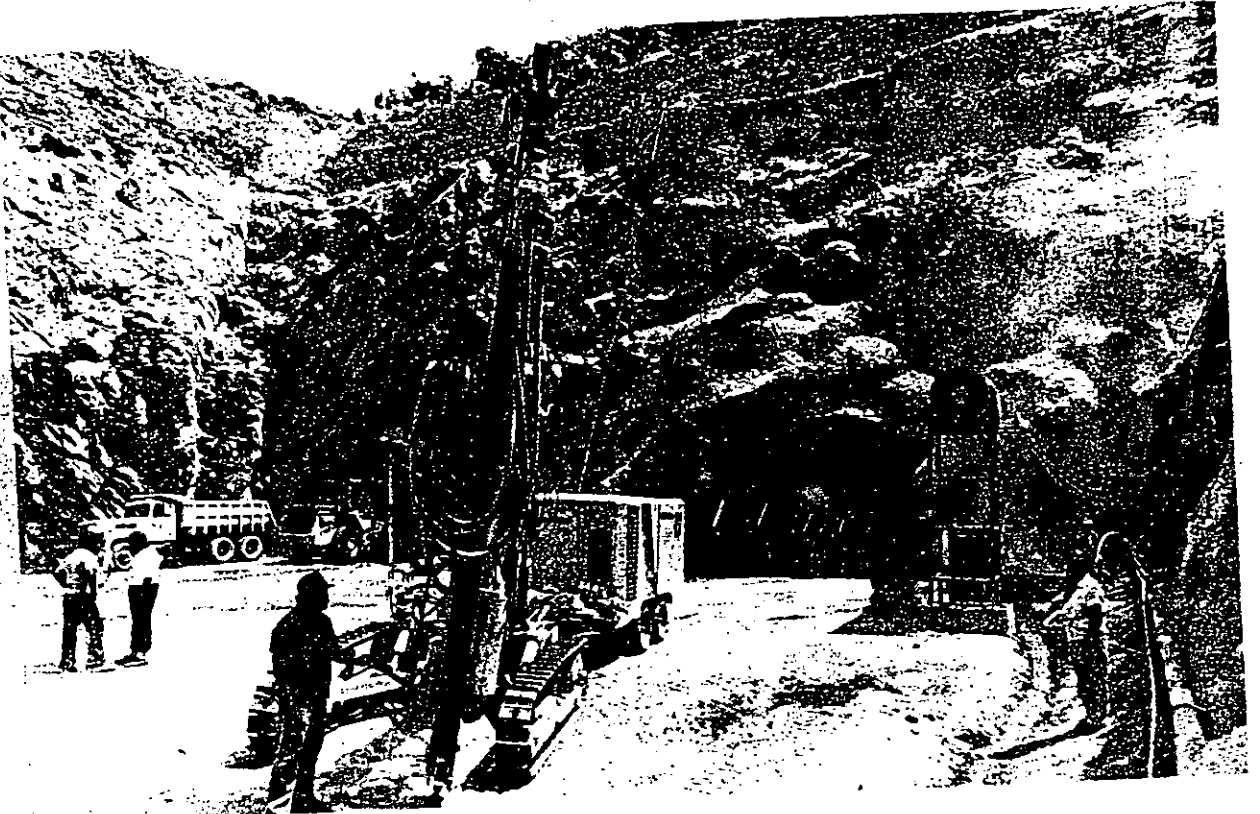
Colectores Transistmico



INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A. DE C.V.

MINERÍA 145 11800 MEXICO, D.F. 516-04-60

CUERNAVACA-ACAPULCO



HISTORIA DE UNA CARRETERA

Ing. Enrique Jiménez Espriu

En 1925, durante el gobierno del Gral. Plutarco Elías Calles, se publicó el decreto relativo a la construcción, por parte de la Comisión Nacional de Caminos, de la carretera que uniría la Ciudad de México —que contaba en ese año con 720,000 habitantes—, con el puerto de Acapulco, cuya población no alcanzaba los 10,000 habitantes y no era aún el centro turístico en que se ha convertido con el paso del tiempo.

Esta carretera inició su construcción a mediados de los años 20's, con una inversión inicial de \$15,000 y se continuó durante dos décadas más, cubriendo los costos con recursos federales y estatales.

En aquella época se convirtió en la carretera más moderna del país, construida con la tecnología más avanzada y que respondía a las características operativas más eficaces, ya que estaban en clara interrelación

con el aforo y el tipo de vehículos que transitaban por ella, y cuyas características en términos generales eran las siguientes:

- Autotransporte de pasajeros de 2 ejes y 8 m de largo
- Transporte de carga de 2 ejes y 7 m de largo
- Vehículos particulares de 2 ejes y 5 m de largo

Las especificaciones más relevantes de este proyecto fueron:

- Longitud de la vía: 470 km
- Ancho de corona: 6 a 7 m
- Aforo: 40 vehículos diarios de los 1.500 que había en todo el país
- Pendiente máxima: 14%
- Grado de curvatura no especificado: 8 a 28°

El incremento en la demanda, derivada del enorme auge que tuvo Acapulco a partir de la segunda mitad de la década de los 40's, obligó a realizar diferentes adecuaciones a lo largo de los años, como modificaciones al grado de curvatura, ampliación de carriles, etc.

Los puentes de los ríos Mezcala y Papagayo también han sufrido modificaciones, como resultado de la alta sismicidad de la zona, e incluso en el año de 1957 se hizo necesaria su reconstrucción. Actualmente la carretera presenta las siguientes características:

- Longitud de vía: 413 km
- Ancho de corona: 9 a 10 m
- Aforo: 7.400 vehículos diarios
- Pendiente máxima: 10%
- Grado de curvatura: 16°

Como resultado de todo lo anterior y dado que esta carretera, sobre todo en su tramo Chilpancingo-Acapulco, es hoy por hoy la más peligrosa del país (índice de mortalidad), quedaba claro para el Gobierno Federal la prioridad que en materia de comunicación representaba la construcción de una nueva carretera que uniera Cuernavaca y Acapulco; como parte fundamental de los planes de desarrollo instrumentados por la actual administración estatal, para devolver a Acapulco el lugar que durante varias décadas ha ocupado como centro turístico de nivel internacional.

Una obra de esta naturaleza ofrecía, financieramente, sólo dos posibilidades de llevarse a cabo: la primera bajo el esquema tradicional de utilización de recursos federales, a todas luces insuficiente como resultado de los largos años de crisis económica; y aún suponiendo, como lo señaló el señor Presidente Carlos Salinas de Gortari, que se otorgaran asignaciones anuales en un promedio de 100.000 millones de pesos, lo que sería algo inusitado, la obra requeriría 17 años para concluirse. La segunda, por la que se ha optado, consistente en otorgar al sector privado concesiones para la construcción, administración, operación, explotación y mantenimiento de esta obra, mismas que se otorgarían al grupo empresarial que presentara la mejor oferta, que consistía en devolver al Gobierno Federal en el lapso más corto dicha autopista, después de recuperar las inversiones realizadas en ella.

El 3 de marzo de 1989, la SCT publicó la convocatoria respectiva, fijó plazos y condiciones para la recepción de las ofertas referentes al otorgamiento de la concesión del tramo Tierra Colorada-Acapulco; que fue ganada por la empresa Grupo Mexicano de Desarrollo (GMD).

Esta empresa presentó, después del otorgamiento del fallo, una propuesta al C. Secretario de Comunicaciones y Transportes para ampliar la concesión hasta Cuernavaca, sustentándola con un análisis financiero que demostraba la viabilidad y ventajas de realizar el proyecto integral, ya que se generaría más tráfico inducido al dar un servicio completo y mantener inalterables los costos por km; considerando las similitudes

orográficas y condicionando el proyecto faltante a un movimiento de tierras semejante en promedio por km, por lo que se aseguraba la recuperación de la inversión en un plazo prácticamente igual al del concurso. Desde entonces Banca Serfin, S.N.C., ofreció todo su apoyo para obtener el financiamiento, y a partir de ese momento se convirtió en la primera institución financiera que participaba y fomentaba un proyecto de esa naturaleza. Dicha propuesta fue finalmente aceptada, dando como resultado la ampliación de la concesión, para lo cual se invitaron formalmente a participar a otros dos grandes grupos empresariales de la construcción, que también habían presentado sus ofertas: el Grupo ICA y el Grupo Tribasa.

Con su participación se garantiza la capacidad de poder terminar este proyecto, no sólo en programa sino



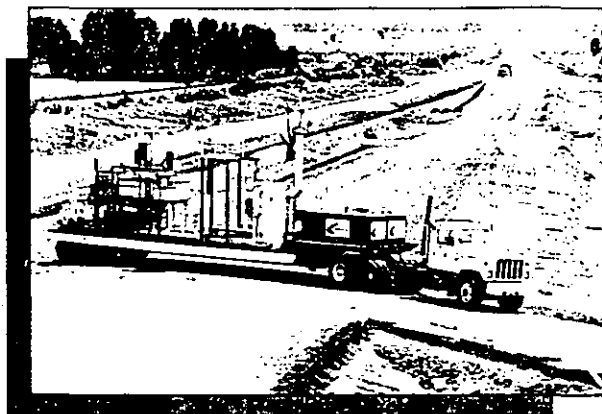
Puente Papagayo. Tramo Tierra Colorada-Acapulco.

NUEVAS TECNICAS EN EL MANTENIMIENTO DE PAVIMENTOS ASFALTICOS

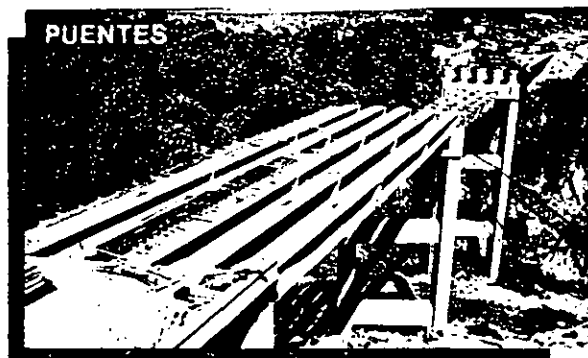
- Fabricación de Emulsiones Asfálticas
- Microconcretos
- Morteros de Riología Modificada
- Morteros Discontinuos
- MICATA



PRODUCTOS BITUMINOSOS DEL CONTINENTE AMERICANO. S.A. DE C.V.
Minería No. 145 C.P. 11800 México, D.F. Tel. 516-0460



Participa construyendo y rehabilitando obras de infraestructura en todo el país



INGENIEROS Y ARQUITECTOS S.A. DE C.V.
MINERIA 145 MEXICO 11800. D.F. TEL.: 516-04-60

muy probablemente antes de programar, con la gran ventaja que esto trae consigo para la recuperación económica de la inversión.

El esquema general para el financiamiento de esta obra es el siguiente:

A) Monto de la inversión prevista: 1.7 billones de pesos

B) Duración de la concesión: 14 años, 8 meses

C) Tiempo total de construcción: 3 años. Tierra Colorada-Acapulco está propuesta para terminarse en 24 meses, contados a partir de septiembre de 1989.

Los recursos para la ejecución de las obras se integrarán de la siguiente manera:

A) 40% aportados por la Banca Nacional

B) 30% por las empresas constructoras GMD, ICA y Tribasa

C) 20% CAPUFE

D) 5% gobierno del Estado de Guerrero

E) 5% Pemex

Características de la nueva autopista

Con la construcción de la nueva carretera que unirá las ciudades de Cuernavaca y Acapulco, se dará cumplimiento a los principales objetivos operativos para los cuales fue diseñada, entre los que se cuentan:

— Reducción de la distancia en 45 km.

— Ahorro en el tiempo recorrido en 2 h.

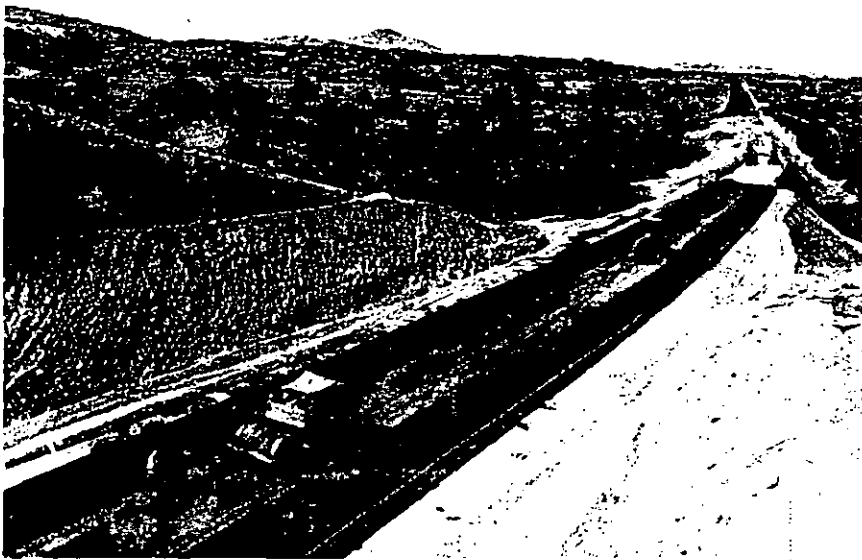
— Velocidad de marcha de los vehículos automotores más constante y sin pérdida de tiempo para hacer los rebases, previéndose una velocidad de proyecto de 110 km/h, sin ningún peligro de accidentes imputables al diseño.

— Ampliación del número de carriles, de dos con que cuenta la actual, por cuatro de la nueva autopista, lo cual se traduce en mayor seguridad para el usuario.

— Disminución de los costos operativos del usuario, es decir, menor consumo de combustibles y lubricantes, menor desgaste del vehículo y de las llantas.

Algunas de las principales características geométricas y especificaciones que sirvieron de base para el diseño de la mencionada autopista, y que le dan jerarquía de una vialidad altamente confiable, es sin duda que a lo largo de toda su longitud cuenta con curvas muy amplias, de 3°; pendientes longitudinales suaves, 5% máximo; contando además con acotamientos laterales para resguardo de vehículos, de 2.50 m, que por necesidades del usuario deban detenerse; la estructura del pavimento es de mayor espesor, calidad y resistencia, de acuerdo a las normas establecidas por la SCT.

Contará además con señalamientos horizontales y verticales en número y calidad suficiente, para facilitar la toma de decisiones oportunas al usuario; barrera separadora central para evitar colisiones de frente en vehículos que pierdan el control; cerco del derecho de vía, de 60 m de ancho, que garantiza que no habrá cruce de peatones o animales, con el consiguiente riesgo de accidentes; a lo largo de la vía se ha previsto también la construcción de pasos inferiores; localización de casetas de cobro con infraestructura suficiente, que prevé que la detención de un vehículo no sea superior a los 10 seg; por otra parte se contará con dispositivos mo-



Vista parcial de la obra.

dermos para el cobro de la cuota e instalaciones anexas de servicio al usuario, cómodas e higiénicas.

En lo referente a las estructuras, tales como: puentes, viaductos, túneles y obras de drenaje, necesarias para resolver los cruces de ríos, barrancas, cerros y escurrimientos naturales, fueron proyectadas con estricto apego a las normas de diseño antisísmico de la región, considerando que la sismicidad de la zona es la más elevada del país.

Descripción de las obras

Para llevar a cabo esta magna obra, se acordó con la SCT distribuir el total de la longitud de la autopista en tres tramos perfectamente definidos, correspondiendo a Grupo Mexicano de Desarrollo la ejecución del 34% del total y el 66% restante en partes iguales a las empresas ICA y Tribasa.

La construcción de la autopista se inició oficialmente el 31 de agosto de 1989, con la presencia del C. Presidente de la República, Lic. Carlos Salinas de Gortari, y arrancó en el poblado de La Venta, Guerrero.

Los programas de ejecución previstos para los tres tramos en que fue dividida la autopista, son:

— Grupo Mexicano de Desarrollo, en el tramo de Acapulco a Tierra Colorada, concluirá sus trabajos en noviembre de 1991, cumpliendo así con un programa de 24 meses. Los tramos comprendidos entre Puente de Ixtla y Tierra Colorada donde concurren, además de Grupo Mexicano de Desarrollo, ICA y Tribasa, se pactaron para construirse en tres años a partir de la misma fecha; y el tramo Cuernavaca a Puente de Ixtla

para construirse y ponerse en operación a un año: las empresas han considerado estos programas como máximos y han estudiado, junto con la SCT y Serfin, diferentes alternativas para terminar y poner en operación algunos tramos y posiblemente toda la carretera antes del tiempo programado, lo que acarrearía grandes beneficios al programa económico.

Volumen de la obra

Para la realización de una obra de tal envergadura, se hizo necesario realizar previamente una serie de trabajos adicionales, entre los que se contemplan alrededor de 150 km de caminos de acceso, obras de drenaje, instalación de campamentos, oficinas y almacenes, todo lo cual es indispensable para poder llegar a las áreas de trabajo, instalar la maquinaria pesada, el equipo de transporte, las plantas de luz, y dar alojamiento al personal, compuesto por técnicos, administradores, obreros, operadores de maquinaria, etc.

Por lo que respecta a los volúmenes inherentes a la autopista y a la terracería, los conceptos más representativos son:

— Despalme de 334 ha; cantidad que equivaldría a levantar el prado correspondiente a dos veces el área que cubre la tercera sección del bosque de Chapultepec.

— El volumen de excavación, producto de los cortes, es de 23'000.000 de m³; con lo que se podría rellenar 56 veces la Plaza de la Constitución hasta la altura del Palacio Nacional.

— El volumen de terraplenes, que tienen que ser perfectamente com-

pactados, es de 15'000.000 de m³, gran parte de los cuales se obtienen de los mismos cortes, minimizando así el movimiento de tierras.

— A lo largo de la carretera se están realizando una serie de obras de drenaje para cruzar las barrancas pequeñas, en donde se utilizan en su mayoría una gran diversidad de tubos de concreto entre 90 cm y 2.44 m de diámetro; la longitud resultante de estos tubos es de 36 km.

— La carpeta asfáltica de la autopista cubre una área de 4.3 millones de m², que permitiría pavimentar seis veces la Avenida de los Insurgentes desde Indios Verdes hasta el entronque con la autopista a Cuernavaca.

A lo largo de 264 km de la autopista se construirán 22 puentes, entre los que destacan los que se ubican sobre los ríos Papagayo y Balsas. El primero de ellos, que lleva el nombre del río que cruza, tiene una longitud total de 315 m y la altura máxima de las pilas intermedias que le sirven de apoyo es de 80 m, debajo de este puente cabría sobradamente la pirámide del Sol de Teotihuacán. El segundo de estos puentes, llamado Mezcala (afluente del Balsas), cubre una longitud de 718 m y la altura de sus pilas mayores es de 160 m, altura equiparable a la del edificio del World Trade Center de México.

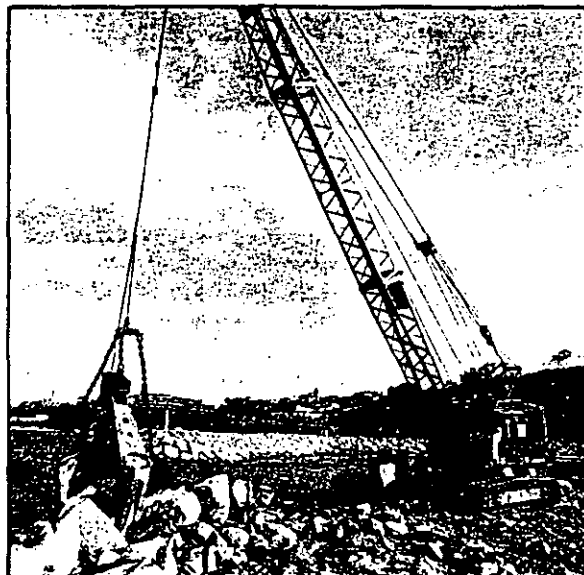
Los volúmenes más representativos de los puentes en su conjunto son:

— 72.000 m³ de concreto, equivalentes a la capacidad de 7.200 camiones revoladores de concreto.

— 7.000 toneladas de acero de refuerzo; suponiendo que en este concepto se utilizara únicamente varilla de diámetro de una pulgada y si se

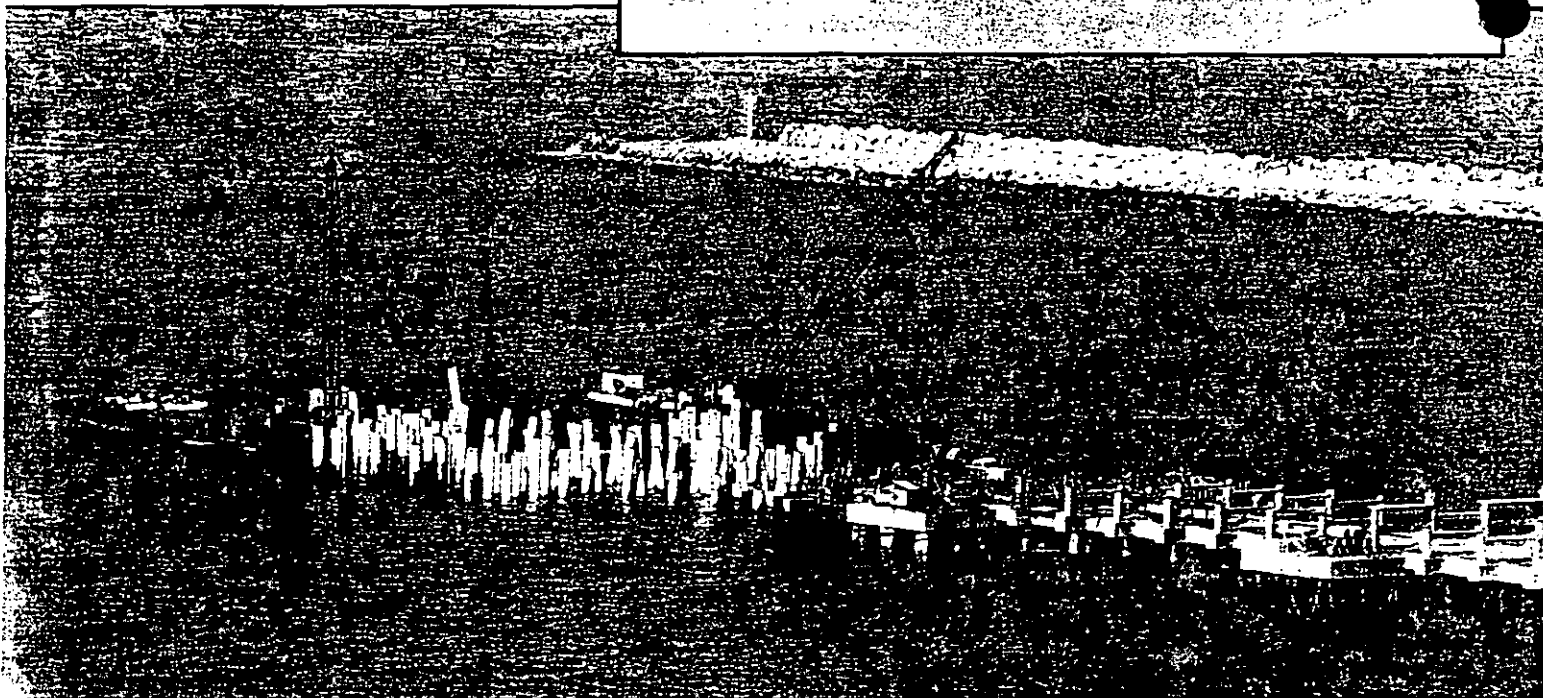
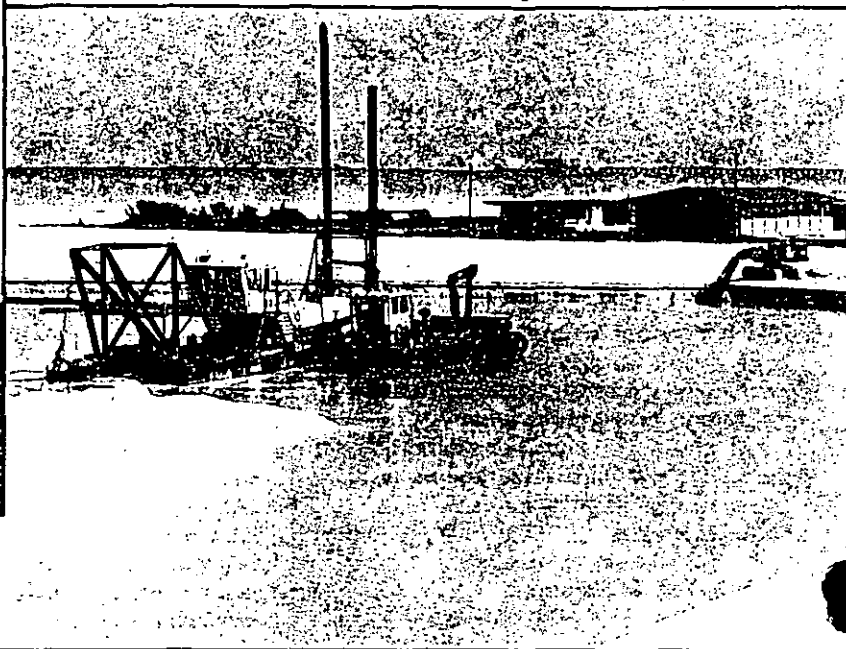


LA EXPERIENCIA MAS PROFESIONAL DE
SUS TECNICOS Y EL EQUIPO MAS AVANZADO
EN TECNOLOGIA AL SERVICIO DE LA
INGENIERIA MARITIMA MEXICANA.



Marina de Tangolunda en Bahías de Huatulco,
Oaxaca.

Dragado en Yukalpetén, Yucatán.



Escollera y muelle en el puerto petrolero de Salina Cruz, Oaxaca.

INGENIERIA Y PUERTOS, S. A. DE C. V.

colocaran una delante de otra, cubrirían la distancia que une a las ciudades de México y Hermosillo, Son.

— 50,000 m³ de mampostería; este volumen serviría para construir la cimentación de 3,100 casas de interés social.

En el tramo de Acapulco a Tierra Colorada, unos cuatro kilómetros antes de llegar al río Papagayo, resalta de manera significativa la construcción de un túnel gemelo de 285 m de longitud, en donde se excavará un volumen aproximado de 80,000 m³ de roca, revistiendo sus paredes con 10,500 m³ de concreto.

También se requerirán 240 ton. de acero de refuerzo para su construcción.

Finalmente la obra incluye obras complementarias, como: cunetas de concreto, barrera separadora central de carriles, bordillos, guarniciones, lavaderos, señalamientos y parapetos.

Insumos y recursos

Los recursos humanos necesarios para la realización de esta obra, que se traduce en un importante generador de empleos durante la construcción, se agrupan en la forma siguiente:

- Personal técnico administrativo: 1,200
- Personal obrero: 3,400
- Operadores de maquinaria: 640

Por lo que respecta a la maquinaria y equipo indispensable para la ejecución de los trabajos, se contempla el siguiente número de unidades:

- Maquinaria pesada: 750 unidades
- Equipo de transporte: 396
- Equipo menor: 210



En el renglón de los principales insumos, se calcula que se emplearán las siguientes cantidades:

- Combustible: 31 millones de lt
- Lubricantes: 1.4 millones de lt
- Asfaltos: 5 millones de lt
- Explosivos: 2.5 millones de kg

Beneficios esperados

La puesta en servicio de esta obra redundará en múltiples beneficios de carácter económico y social a lo largo de todo su desarrollo, además del significativo aumento en la seguridad que obtendrá el usuario al transitar por la autopista, gracias a la separación física de los carriles de circulación y en general a las características de trazo mencionadas anteriormente, además de que los traslados se harán con mayor rapidez y menor costo y con mucha mayor comodidad, debido a los dos carriles de circulación en cada sentido.

Además, esta nueva opción de comunicación por vía terrestre entre la Ciudad de México y el Puerto de Acapulco, permitirá el acceso a los servicios turísticos de un mayor número de personas y ayudará a aliviar la sobredemanda estacional del transporte aéreo entre las dos ciudades.

En el aspecto económico, se fomentará el desarrollo en toda su área de influencia y se verá fortalecida la industria turística, se mejorará significativamente la oferta de bienes y servicios, aún en la etapa de construcción; en el futuro se agregarán posiblemente nuevos polos de atracción en la región con la construcción de las presas sobre los ríos Papagayo y Balsas, además de la posible continuación de esta carretera hasta Ixtapa (ya que esta extensión, en un futuro cercano, seguramente será la alternativa más económica para dotar a Ixtapa de un acceso similar), con la posibilidad de impulsar varios lugares extraordinariamente bellos en la costa de Guerrero.

A nivel nacional, esta obra contribuirá a la reactivación de la industria de la construcción, ya que propiciará la actualización y modernización del parque de maquinaria más importante del país.

La realización de una obra de esta naturaleza ha significado un logro en la optimización e idealización de los procedimientos de diseño y construcción, dando como resultado un importante beneficio en relación a su costo; en ella se han incluido los avances tecnológicos más recientes, la maquinaria más moderna, los mejores materiales e insumos, el personal técnico y administrativo es de probada capacidad y profesionalismo, y la mano de obra en sus diversas actividades es altamente calificada. Los mecanismos de operación y administración de la autopista contarán con los más avanzados sistemas, que garanticen la eficiencia en el servicio y un estricto control de los ingresos que se generen.

CUERNAVACA-ACAPULCO



EVOLUCION DE UN SISTEMA

Ing. Horacio Zambrano Ramos*

La red troncal de carreteras de un país es similar al sistema circulatorio del cuerpo humano, en el cual las venas principales conducen el fluido vital que mantiene funcionando todo el organismo, pero si se reduce su capacidad y se congestiona, falla todo el sistema y sobreviene el colapso.

La red caminera del país se calcula en 230,000 kilómetros, de los que aproximadamente el 20% corresponden a la red troncal. Las carreteras troncales representan la base que soporta el flujo más importante de las comunicaciones terrestres en el territorio nacional. Esta infraestructura se ha desarrollado por los cada vez mayores requerimientos de transporte de bienes y personas; comunicando los centros de producción con los de consumo, y enlazando las diferentes regiones del país.

La red troncal de carreteras ha evolucionado gracias a varios factores que han impulsado su modernización: los avances de la tecnología, que han revolucionado el concepto y las características del autotransporte; la tasa de motorización y los censos, que han demostrado que en los últimos 35 años los habitantes se multiplicaron por 3, mientras que los vehículos lo hicieron por 25, por lo que en la actualidad existe en el país un parque aproximado de 8 millones de vehículos; las necesidades de comunicación entre las ciudades, han convertido el autotransporte en el principal medio para satisfacerlas, debido a su mayor capacidad de cobertura frente a otros sistemas. En la actualidad se moviliza por vía terrestre el 90% de los pasajeros y el 70% del total de la carga que se desplaza en el país.

Derivado de lo anterior, y ante la impostergable necesidad de modernizar la red troncal, el gobierno de la República ha emprendido la tarea de construir 4,000 kms de autopistas y 7 puentes internacionales, con participación de la iniciativa privada, cuyo costo ascenderá aproximadamente a 20 billones de pesos, que se recuperarán mediante las concesiones que otorgará la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para el cobro, por tiempo limitado, de las cuotas a los usuarios.

Para ello, la SCT ha preparado un Programa de Obras de Cuota (1989-1994) que, independientemente de los esquemas financieros que promuevan, define los tramos de la red básica que conviene construir, apoyándose en los análisis de volúmenes de tránsito, accidentes, niveles de servicio, ahorros en costos de transporte, estrangulamientos puntuales en el sistema, y origen y destino de los flujos de carga y pasajeros; esta información ha permitido identificar y seleccionar proyectos, entre los cuales se pueden mencionar, de corto plazo (1989-1991), los siguientes:

*Director General de Carreteras Federales, SCT.

<i>Carretera</i>	<i>Longitud km</i>
Atizapán-Atzacmulco	85
Querétaro-San Luis Potosí	94
Jiménez-Delicias	87
Chihuahua-Cd. Juárez	290
Libramiento Querétaro	42
Libramiento San Luis Potosí	19
Libramiento Monclova	17
Entronque Morelos-Pirámides	22
Pirámides-Tulancingo	63
Tula-Tuxpan	152
Tuxpan-Tampico	165
Libramiento Tampico	15
Cuemanco-Cuautila	80
Cuautila-Chilpancingo	164
Cardel-Veracruz	32
Esperanza-Orizaba	40
Cancún-Tulum	128
Río Bravo-Matamoros	60
Uruapan-Morelia	78
Morelia-Salamanca	79
Gran Libramiento Norte Cd. de México	126
Libramiento Sur Cd. de México	63
Palmillas-Atzacmulco	65
Toluca-Cuernavaca	59
Cuautila-Atlixco	72
Puebla-Tlaxcala	30
Tlaxcala-Pachuca	110
Pachuca-Palmillas	72
Pachuca-Tula	52
Subtotal	2,361

<i>Carretera</i>	<i>Longitud km</i>
Plan de Barrancas	18
Atzacmulco-Maravatio	62
Maravatio-Morelia	75
Morelia-La Barca	160
La Barca-Guadalajara	94
Culiacán-Mazatlán	203
Tepic-San Blas	25
Ibero-La Venta	7
Chamapa-Lechería	25
León-Lagos-Aguascalientes	115
Torreón-Cuencame	92
Monterrey-Nuevo Laredo	191
Chilpancingo-Acapulco	103
Córdoba-La Tinaja	58
Veracruz-La Tinaja	71
Acayucán-Minatitlán	35
Ciudad Guzmán-Colima	84
Zapotlanejo-Lagos de Moreno	152
Guadalajara-Zapotlanejo	42
Tecate-Tijuana	40
Subtotal	1,652

Puentes Internacionales		
Mediano plazo 1991-1994		
Matamoros III	Colombia	Zaragoza-Isleta
Lucío Blanco	Piedras Negras	Díaz Ordaz
Nuevo Laredo		

Dentro de los pliegos de requisitos para el otorgamiento de concesiones, se considera como primer elemento de decisión los plazos de recuperación; como segundo, el tiempo de ejecución, y como tercero, los estudios técnicos y financieros de mayor congruencia y consistencia en su planteamiento; tomando en cuenta que el plazo máximo que establece la ley de concesiones es de 20 años.

Continuar con las labores de planeación, proyecto, construcción y conservación del sector carretero en forma tradicional sería rezagarnos; no cambiar de actitud frenaría nuestro desarrollo ■

CUERNAVACA-ACAPULCO



ESQUEMA DE FINANCIAMIENTO DE LA CARRETERA CUERNAVACA-ACAPULCO

Desde el punto de vista comercial y turístico, el Puerto de Acapulco representa un gran potencial económico para el país. Es por ello que se ha considerado prioritario comunicar este Puerto con la Ciudad de México, a través de una autopista que ofrezca mayor seguridad y ahorro en el tiempo de traslado.

Ings. Enrique Jiménez Espriu y David Peñaloza Sandoval.

En la realización de proyectos de gran magnitud se requiere una verdadera labor de equipo. Este es el caso de la autopista Cuernavaca-Acapulco, que por su dimensión exige un esfuerzo muy la-

borioso y la creación de un esquema de aportación, elaborado de acuerdo a las características de este proyecto de desarrollo de infraestructura carretera, a fin de asegurar su factibilidad financiera.

El presente documento describe las principales características del proyecto autopista Cuernavaca-Acapulco. Su objetivo es proporcionar los elementos financieros que permitan conocer el esquema que para su

financiamiento ha diseñado Banca Serfin, S.N.C.

La autopista Cuernavaca-Acapulco

En términos generales el proyecto consiste en la construcción de una autopista de alta especificación, con una longitud de 262 kilómetros en cuatro carriles, con un periodo de construcción de 36 meses, contados a partir de septiembre de 1989. El costo total de la obra, sin incluir IVA, es de 1.48 billones de pesos, a precios de mayo de 1989, fecha en que fue presentado el presupuesto para concurso.

Para la recuperación de la inversión y los créditos, se cuenta con una concesión por 14 años y 8 meses, contada a partir de julio de 1989.

El programa de obra que se tiene contemplado está dividido en ocho tramos, mismos que están siendo atacados en forma simultánea, lo que permitirá poner en operación, en breve, algunos de ellos: Cuernavaca-Alpuyeca en octubre de este año y Tierra Colorada-Acapulco en este mismo mes del año próximo.

Por lo que respecta a la elaboración del proyecto ejecutivo por parte de la SCT, éste se encuentra en un grado de avance de aproximadamente 90%, y se espera que esté terminado en su totalidad durante el mes de noviembre de 1990.

Actualmente se cuenta con el 100% de los proyectos ejecutivos para los tramos de Acapulco a Chilpancingo y de Alpuyeca a Cuernavaca.

El avance físico trimestral de la obra durante el primer año es de aproximadamente 32%; a lo largo del segundo año se avanzará un 45%, para finalmente completar el 23% restante en el tercer año.

Características Generales	
Longitud	262.27 km
Número de carriles	4
Tiempo de construcción	36 meses
Tiempo de concesión	14 años 8 meses
Costo total de la obra	1,480 billones de pesos*
Costo por kilómetro	5,643 millones de pesos*

*Precios del 13 de mayo de 1989, sin IVA

Programa de Obra				
Tramo		Programa de Ejecución (meses)	Longitud (km)	Costo sin IVA (M. de M.)
I	Acapulco-Tierra Colorada	0-24	47	361
II	Tierra Colorada-Acohuizotla	3-30	23	180
III	Acohuizotla-Chilpancingo	3-30	24	181
IV	Chilpancingo-Axoxacoalco	6-36	29	200
V	Axoxacoalco-Rio Mezcala	6-36	38	262
VI	Rio Mezcala-Coaxintlán	6-36	49	181
VII	Coaxintlán-Alpuyeca	12-36	33	86
VIII	Alpuyeca-Cuernavaca	0-12	19	29
Total			262	1,480

Avance Trimestral de Obra		
Porcentaje de Trimestre	Porcentaje de Avance	Monio (M. de M.)
1	3.55	52.3
2	6.60	97.7
3	10.94	161.9
4	10.94	161.9
5	11.16	165.1
6	11.16	165.1
7	11.16	165.1
8	11.16	165.1
9	8.12	120.2
10	5.07	75.1
11	5.07	75.1
12	5.07	75.1
Total	100.00	1,480.0

*Representa el avance básico de la obra.

A fines del mes de agosto estaban abiertos 17 frentes de terracería, con una longitud total aproximada de 140 kilómetros, que cuentan con proyecto definitivo.

En estos frentes se tienen avances del 100% en desmontes, 100% en despalmes, 90% en excavaciones y cajas, 60% en cortes, 60% en terraplenes, y en algunos tramos se llega hasta el 100% del total de estos conceptos y están listos para pasar a la etapa de pavimentación. Respecto al programa de ejecución, todos los frentes van dentro del avance programado, e incluso adelantados.

A la fecha se tienen en ejecución 16 puentes, con avance promedio del 90% en infraestructura (cimentación y accesos al puente) y 60% en subestructura en los tradicionales; para el caso del puente especial "Papagayo", se tiene un avance del 85% en infraestructura. En el caso de todos los puentes, los porcentajes de avance de obra están dentro del plazo contemplado en el programa.

A partir del 30 de octubre de 1989, fecha en que se otorgó el primer anticipo, se han entregado a las compañías constructoras un total de 305,369 millones de pesos, de los cuales 72,687 se pagaron en 1989 y 232,682 en el periodo enero-agosto de 1990.

Como respuesta a las dificultades que enfrentaría el financiamiento por medio de esquemas tradicionales a proyectos concesionados de infraestructura, Banca Serfin ha desarrollado un mecanismo basado en un fideicomiso, al cual se le aportan los derechos al cobro derivados de la explotación de la concesión, y que constituyen en sí mismos la garantía del proyecto.

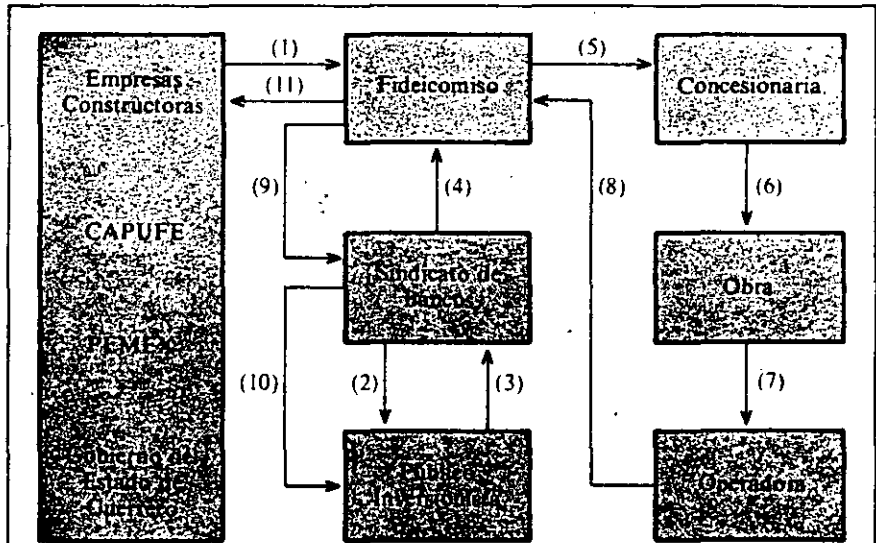
El esquema de operación de los Bonos Bancarios de Infraestructura (BBI) puede ser descrito en sus aspectos fundamentales de la siguiente manera:

Los inversionistas, en este caso las empresas GMD, ICA y TRIBASA, Caminos y Puentes Federales, Pemex y el Gobierno del Estado de Guerrero, hacen sus aportaciones al Fideicomiso constituido en Banca Serfin.

Una vez determinadas las necesidades de financiamiento, el Sindicato de Bancos emite los Bonos Bancarios de Infraestructura y los coloca entre el público inversionista, obteniendo así los recursos para la obra.

Los recursos captados son canalizados al fideicomiso mediante créditos, y el Fideicomiso a su vez los entrega a la concesionaria, quien los aplica a la obra.

ESQUEMA DE OPERACION DE LOS BONOS BANCARIOS DE INFRAESTRUCTURA



- (1) Integración de aportaciones al Fideicomiso
- (2) La sindicación bancaria emite los Bonos Bancarios de Infraestructura
- (3) Los bancos reciben los recursos
- (4) Se integran recursos al Fideicomiso a través de créditos
- (5) Se entregan los fondos a la concesionaria
- (6) La concesionaria los aplica a la obra
- (7) Concluida la obra, se inicia la operación de la autopista
- (8) La operadora canaliza los fondos producto de la operación al Fideicomiso
- (9) El Fideicomiso liquida los créditos bancarios
- (10) Los bancos realizan la amortización de B.B.I., ante el público inversionista
- (11) Se inicia el periodo de recuperación de los otros inversionistas

Una vez concluida la obra, se inicia la operación de la autopista. La operadora entrega al Fideicomiso los productos de la explotación de la misma. El Fideicomiso, una vez deducidos los gastos pertinentes, liquida los créditos bancarios.

Los bancos a su vez amortizan los Bonos Bancarios de Infraestructura ante el público inversionista, a partir de ese momento se inicia el periodo de recuperación de los otros inversionistas por el tiempo que reste de la concesión, salvo CAPUFE y el Gobierno del Estado de Guerrero, quienes recuperarán su aportación una vez terminada la concesión.

La estructura financiera del proyecto parte de un 40% en créditos otorgados por el sindicato de bancos, y 60% de capital.

Las constructoras aportarán un 30% vía retención de este porcentaje en cada estimación.

El 20% de CAPUFE se hará a través de una aportación inicial de 100,000 millones en el presente año, y el resto en los siguientes tres años.

El Gobierno del Estado de Guerrero participa con un 5%, que representa 85,000 millones, mismos que ya fueron integrados al Fideicomiso.

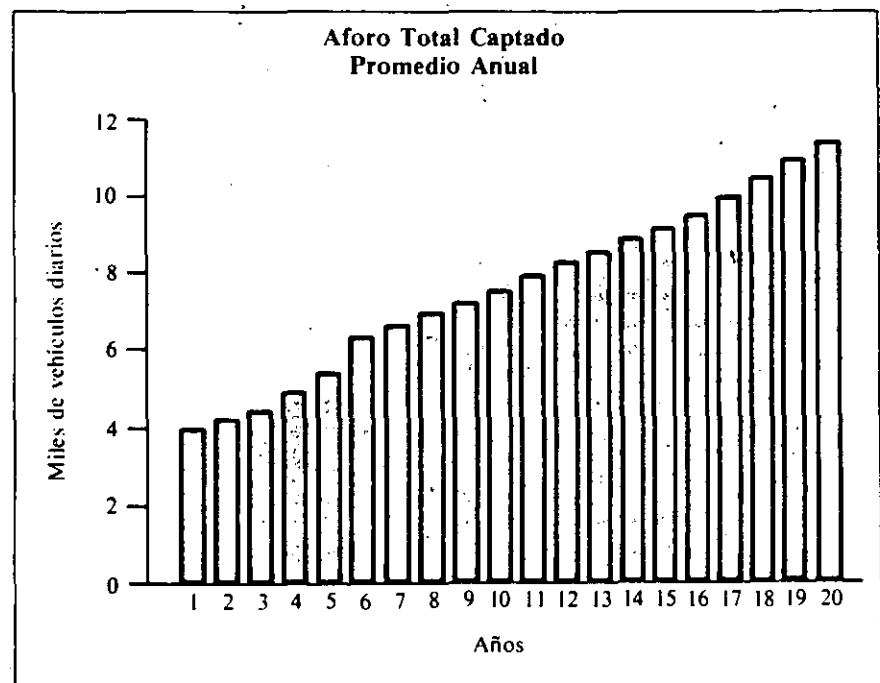
Estructura Financiera	
Participantes	Porcentaje
Bancos	40
Constructoras	30
CAPUFE	20
Gobierno del Edo. de Gro.	5
Pemex	5
Total	100

La participación de Pemex consiste en un 5%, que se instrumentará a través de la venta a crédito de insumos, energéticos, lubricantes y asfaltos, subordinándose el pago de ésta a la amortización de los bonos.

La estructura de la demanda, es decir, el aforo, dado en términos de tránsito promedio diario anual, está conformada por un 81% de automóviles, un 5% de autobuses y un 14% de camiones.

Aforo			
Categoría	Tpda* Inicial	Porcentaje de Participación Vehicular	Aforo Captado
A: Automóvil	5.994	81	3.297
B: Autobuses	3.670	5	203
C: Camiones	1.036	14	570
Total	7.400	100	4.070

*Tráfico promedio diario anual.



Esto significa que de un aforo inicial de 7,400 vehículos se captarán 3,297 automóviles, 203 autobuses y 570 camiones en promedio cada día. Lo anterior se desprende de suponer que el porcentaje de captación del aforo inicial será de 55%. Se espera además un crecimiento natural del 4% anual. Todos los datos anteriores fueron proporcionados por la SCT con base en datos históricos.

La proyección del aforo considera para los primeros tres años, que son los de construcción, el crecimiento natural del 4%.

A partir del primer año de operación de la autopista completa, y por tres años, se tiene un mayor crecimiento debido a la demanda inducida. Este crecimiento se proyectó de tal manera que al cabo de dicho periodo se tenga un crecimiento adicional al natural del 30%, esto es, 9.1% anual. Lo anterior resulta de considerar que la nueva vía convierte Acapulco en un destino de fin de semana para la población del área metropolitana del Distrito Federal.

Las cuotas máximas autorizadas por la SCT son de 110,965 pesos para automóvil, 205,285 para autobuses y 249,671 para camiones. Estas cuotas no incluyen IVA, están dadas a precios de mayo de 1989 y podrán ser revisadas con base en el crecimiento del Índice Nacional de Precios al Consumidor.

Si bien estas cuotas son las máximas autorizadas, el Comité Técnico del Fideicomiso tendrá la capacidad de fijar la política de cobro de cuotas con base en la demanda observada y en los rangos autorizados.

La tasa de inflación proyectada corresponde a 22% para el primer

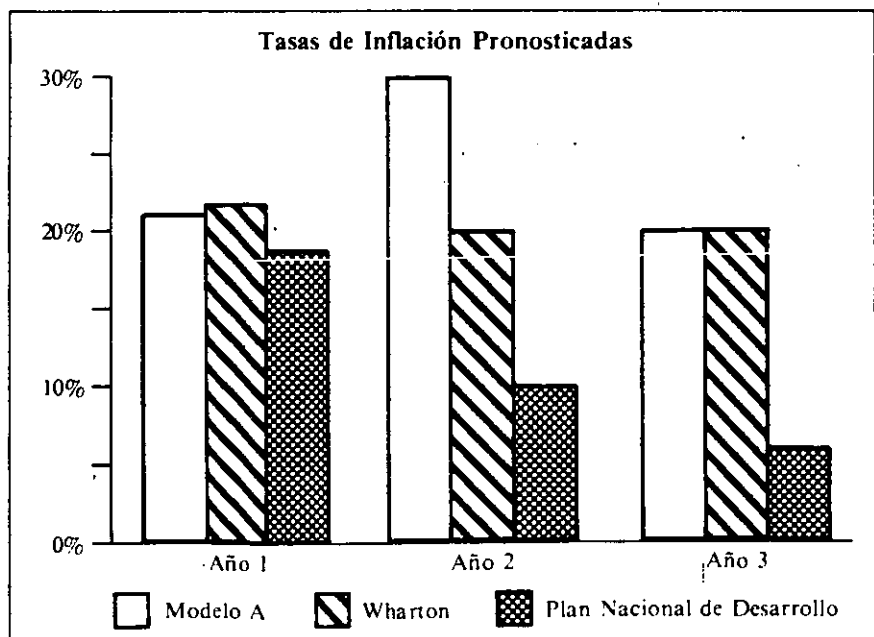
año, 30% para el segundo y 20% para los subsecuentes.

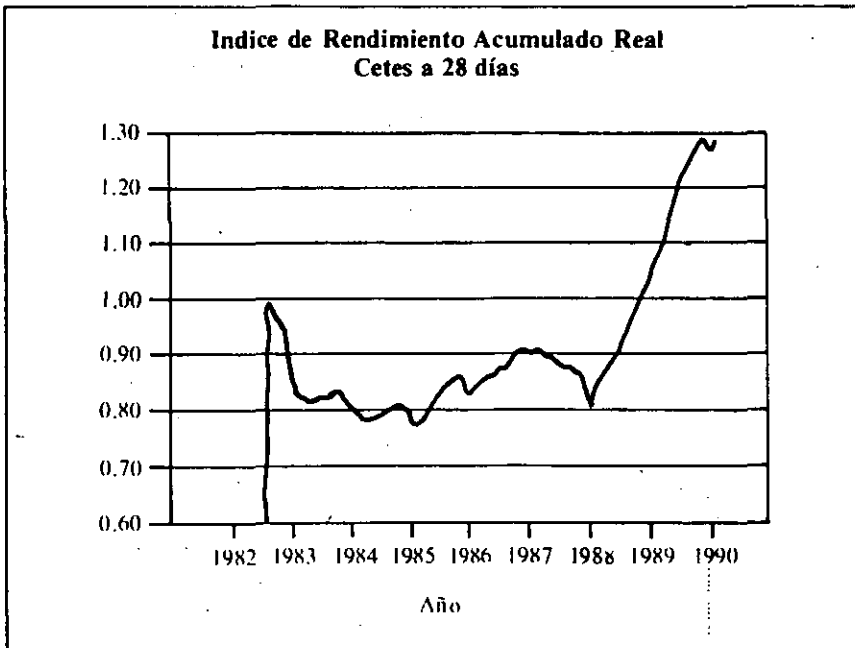
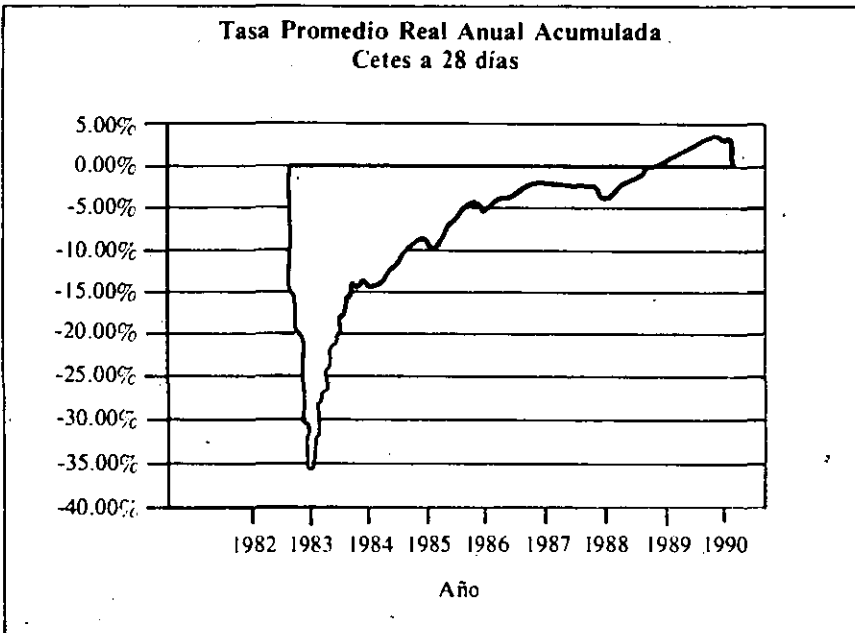
Las tasas de interés reales que se cargaron como crédito al proyecto fueron de 20.05% para el primer año, 19.55% para el segundo y 12.94% para los siguientes.

En comparación con otras fuentes, las proyecciones de inflación del escenario base resultan conservadoras.

Cabe mencionar que la proyección de Wharton de 23.3% para este año fue tomada de su publicación de marzo pasado, mientras que un tri-

Variables Macroeconómicas			
	Tasas Anuales (%)		
	Año 1	Año 2	Resto
Tasa de inflación	22.00	30.00	20.00
Tasa real CETES	13.00	12.00	7.00
Tasa de CETES	37.86	45.60	28.40
Tasa bono	43.22	51.54	33.05
Tasa crédito al proyecto	46.46	55.51	35.53
Tasa real crédito	20.05	19.55	12.94





mestre antes había pronosticado para el mismo año una inflación del 19.9%. Algo parecido sucedió con los otros años.

En estas épocas de tasas reales altas, resulta difícil apreciar el efecto atenuante de considerar el promedio de éstas durante periodos largos.

A partir de su introducción al mercado, desde mediados de 1982 hasta el presente, la tasa real del Cete a 28 días ha otorgado un rendimiento promedio anual compuesto de 3.3%, lo que acumulado durante siete y medio años arroja un 28%.

Lo anterior implica que un peso, invertido en este instrumento desde mediados de 1982 a la fecha, hubiera incrementado su poder adquisitivo a 1 peso con 28 centavos.

Visto desde esta óptica, la proyección de tasas reales del escenario base resulta ser a todas luces conservador.

Los principales resultados a los que llega la evaluación del proyecto son los siguientes:

El monto total a emitir por el Sindicato de Bancos asciende a casi 3 billones de pesos. Esta cantidad, que incluye el refinanciamiento de intereses, se alcanza al cabo de siete años y está referida consecuentemente a pesos de 1996.

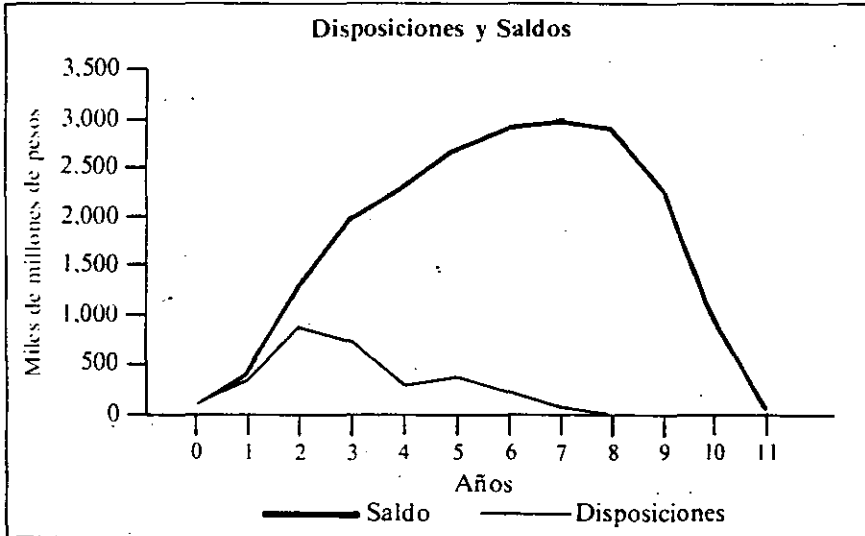
Se prevé que el periodo de colocaciones sea prácticamente de siete años y que el plazo para la recuperación de los créditos debidos a los Bonos Bancarios de Infraestructura sea igual a once años, lo que permitiría a los demás inversionistas recuperar su inversión en aproximadamente 3 años 8 meses de operación de la carretera.

El desglose simplificado de ingresos contra costos, a precios constan-

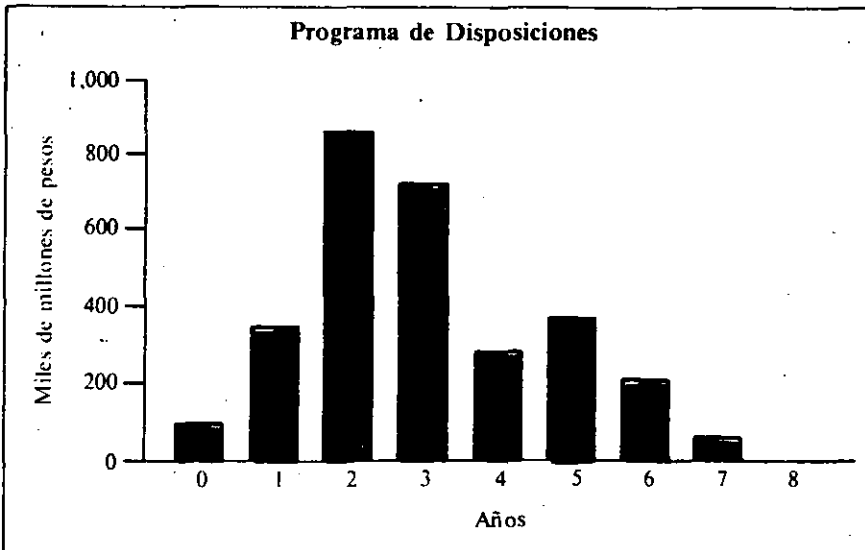
Principales Resultados

<i>Monto a Emitir</i>	2.997 Billones de Pesos
Recuperación del crédito	11 años
Periodo de disposiciones	8 años

Disposiciones y Saldos



Programa de Disposiciones



tes, muestra que ingresará un total de casi 2.6 billones de pesos. Si a esa cantidad se le descuentan 1.5 de costos de construcción y 0.3 billones de pesos de gastos financieros, se obtiene un remanente de casi 800.000 millones de pesos.

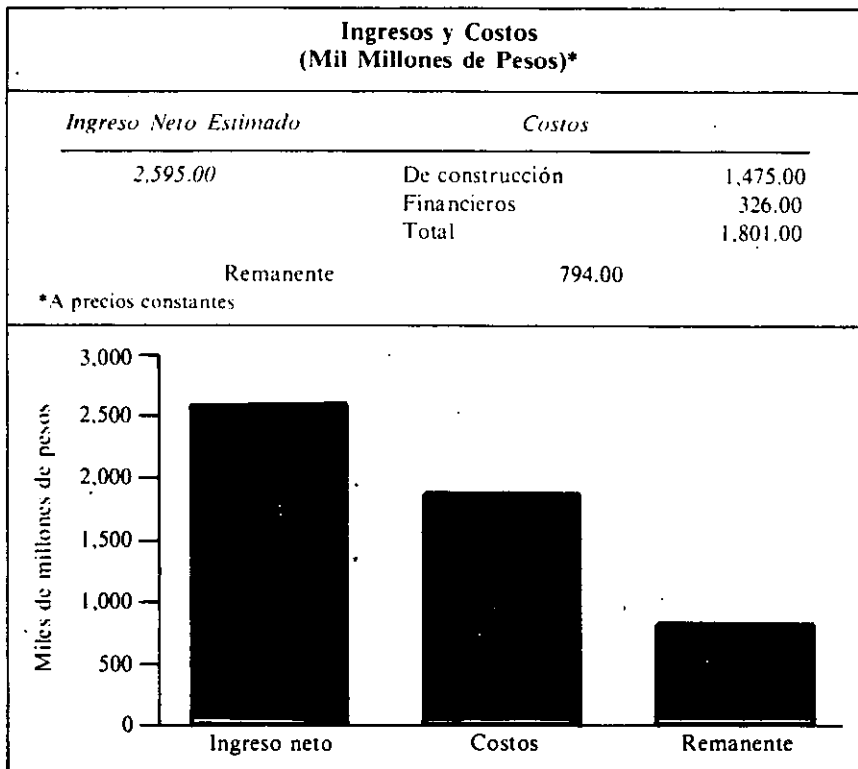
Con el fin de determinar la vulnerabilidad del proyecto a condiciones cambiantes, se llevó a cabo un análisis de sensibilidad de los resultados anteriores respecto a las siguientes variables principales: aforo, cuotas, inflación, tasa real de interés y costo de construcción.

Aun cuando el escenario base es conservador, el análisis de sensibilidad se hizo bajo el concepto de determinar los cambios máximos que podrían sufrir las variables relevantes, sin que la recuperación del financiamiento excediera el límite actual de la concesión.

El resultado del análisis presenta el tiempo necesario para saldar el crédito, en función de una menor captación del aforo proyectado, concluyendo que los bonos se pagarían dentro del plazo de concesión, aun en el caso extremo de que el porcentaje de captación del Tpdá cayera hasta el 42%.

En lo que respecta a las cuotas, el crédito se saldaría en menos de 15 años si se cobra una tarifa para automóviles mayor a 94.321 pesos sin IVA; lo anterior no considera que al reducirse la cuota el aforo resultaría incrementado.

En cuanto a la inflación, ésta se podría incrementar en un 20% para que los créditos y los bonos pudieran amortizarse dentro del periodo de concesión, obteniéndose así 26.4%, 36% y 24% para los años 1, 2 y restantes, respectivamente.

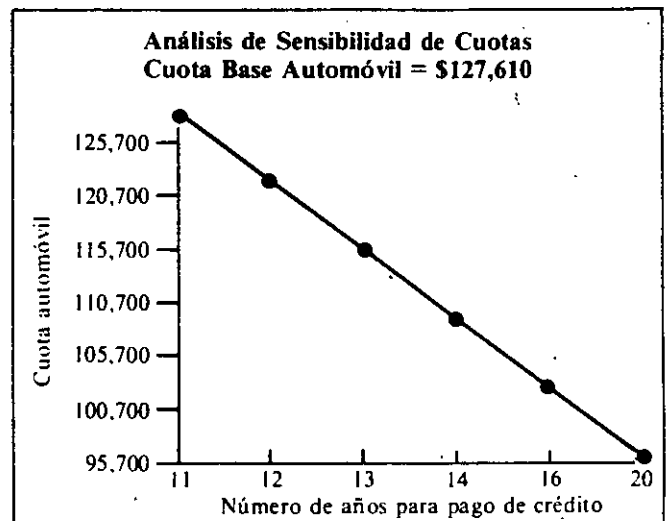
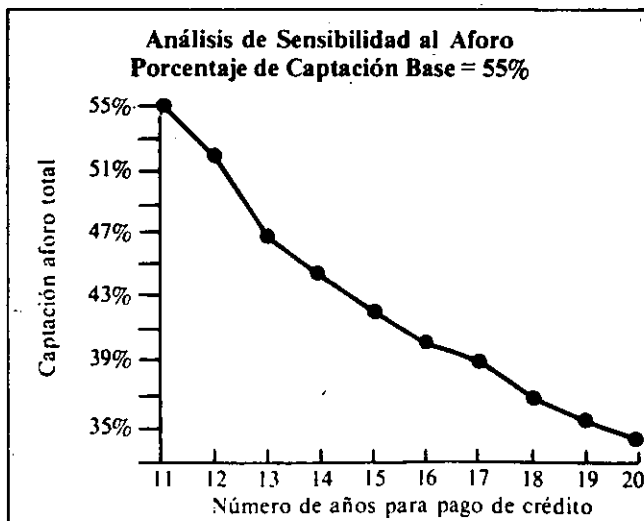


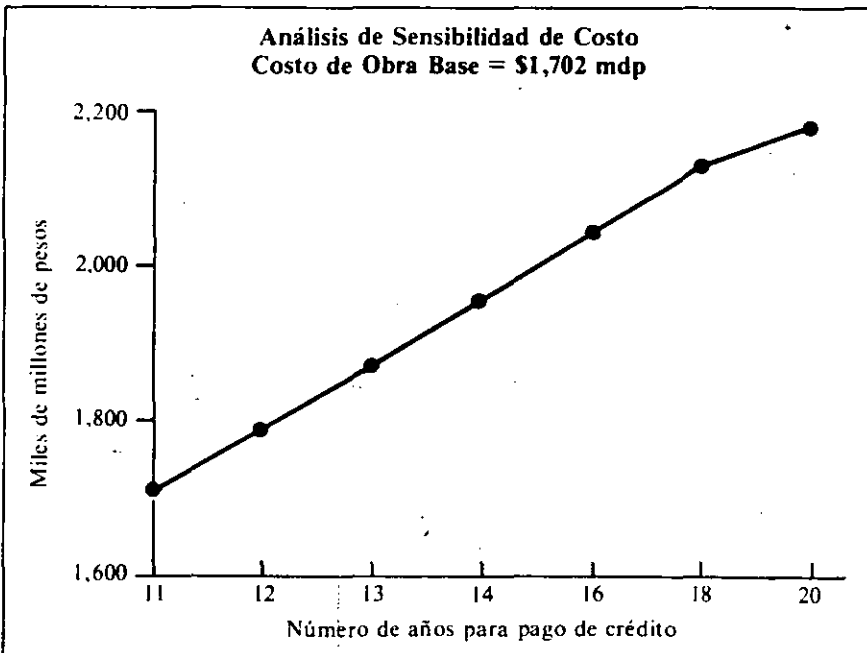
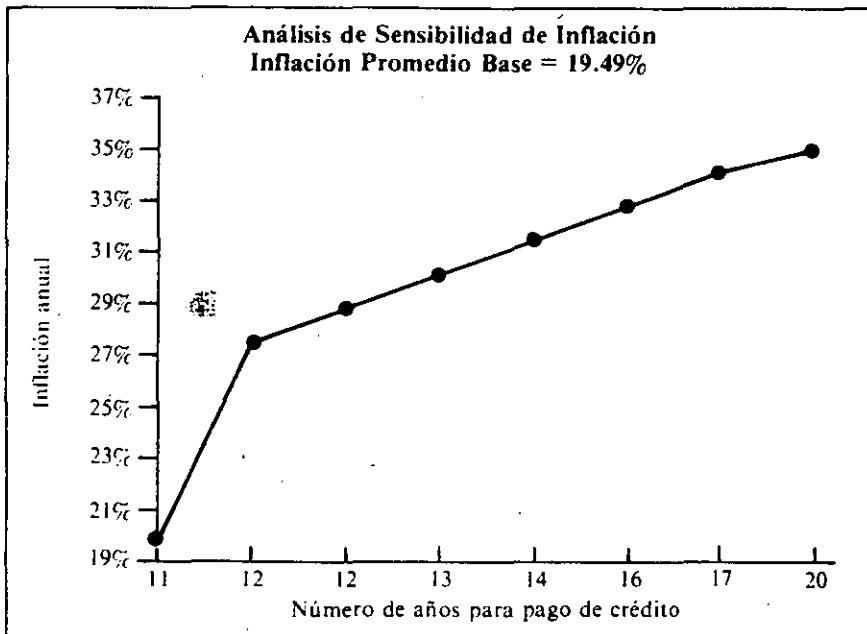
Si se contempla un periodo de concesión de 20 años, entonces se podría incrementar la inflación, hasta en un 34.3% para así llegar a 29.54% para el primer año, 40.29% para el segundo y 26.86% para el resto.

Como es de esperarse, el proyecto presenta una gran sensibilidad con respecto a las tasas reales de interés. Los créditos se saldan dentro del plazo de la concesión si la tasa real promedio anual resulta ser menor a 15%.

Al respecto es pertinente mencionar que durante el periodo más largo de estabilidad de precios, conocido como *Desarrollo Estabilizador*, la tasa de interés real no excedió el 7%.

En relación al costo de construcción, éste puede incrementarse hasta en un 17.65%, permitiendo así que los bonos se paguen dentro del periodo de concesión.





Cabe mencionar que tanto los constructores como la SCT se han comprometido a realizar la obra sin exceder el costo inicial de 1.48 billones de pesos.

Las principales características del Bono Bancario de Infraestructura se pueden resumir en que es muy atractivo para el público ahorrador, ya que ofrece un margen neto sobre Cetes del 7.5%, pagando intereses cada 28 días; tiene garantía del banco emisor; gozará de un mercado secundario y brinda la oportunidad de invertir a largo plazo.

Por otro lado, el esquema de financiamiento es atractivo para los bancos ya que ofrece una alta rentabilidad, debido a un margen financiero del 7.5% sobre la tasa pasiva, generando adicionalmente comisiones atractivas (0.75% inicial y 0.25% por disposición).

Adicionalmente, el instrumento es muy atractivo ya que es susceptible de formar parte de las carteras de los fondos, fideicomisos y sociedades de inversión. Finalmente, fomenta la inversión a largo plazo y constituye un primer paso hacia la captación de recursos con riesgo proyecto, en donde el periodo de captación está estrechamente relacionado a los plazos de vencimiento del crédito y de maduración del proyecto.

CUERNAVACA-ACAPULCO



SE HACE CAMINO AL ANDAR

Tradicionalmente la construcción de la infraestructura en nuestro país, ha sido tarea casi exclusiva del Gobierno Federal; sin embargo, los vientos de la renovación se están manifestando en esta área. A través de concesiones a la iniciativa privada para la construcción, operación, explotación y mantenimiento de este tipo de obras, se abren nuevos caminos para el desarrollo, proceso en el que todos los sectores de la sociedad deben estar presentes.

La Banca ha decidido apoyar financieramente el proyecto más ambicioso en la construcción de carreteras que ha tenido México: la supercarretera Cuernavaca-Acapulco permitirá viajar de la Ciudad de México a ese puerto turístico en un

Nota: Los datos aparecidos en este texto fueron extraídos de un artículo publicado en El Financiero, en abril de 1990.

tiempo promedio de tres horas y media.

Dentro de su estrategia de modernización de la actividad productiva, el Gobierno Federal concesionó al sector privado la construcción, explotación, operación y mantenimiento de esta autopista, con lo cual se da un paso más a la apertura económica del país.

La importancia de la ingeniería civil se verá reflejada en este proyec-

to, que será terminado en tres años y abrirá la posibilidad de realizar en el futuro obras de magnitud similar. La construcción de la supercarretera, de 262 kilómetros, con altas especificaciones a nivel mundial, permitirá alcanzar una velocidad promedio de 110 kilómetros por hora, por lo que ofrecerá rapidez y seguridad para el traslado de los habitantes de la ciudad más poblada del mundo al centro turístico más importante del país,

con lo que éste se convertirá en un destino de fin de semana.

Es importante resaltar dos aspectos fundamentales en la realización de este proyecto que rompe el esquema tradicional de la construcción de infraestructura: será una obra difícil y costosa, pero que se concretará en un lapso muy breve.

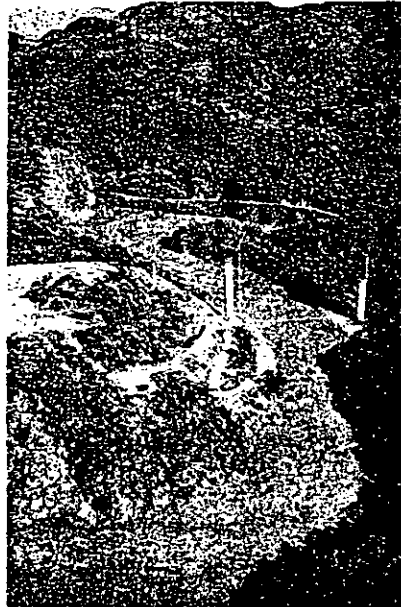
Con esta innovación queda atrás el mecanismo por el cual una obra se le otorgaba a la constructora, o constructoras, que ofrecieran el menor costo posible para su realización. Sin embargo, en ocasiones ésta debía ser detenida por falta de recursos y hasta que se recibían se reanudaban los trabajos, lo que retrasaba sensiblemente las obras y a la larga resultaba más costoso.

Ahora se opera a la inversa. La construcción de una obra se otorga a la compañía que se comprometa a entregarla en el menor tiempo, lo que supone que puede ser puesta en operación en lapsos relativamente cortos y empezar así la amortización de las inversiones.

Antecedentes del proyecto

El Gobierno Federal, a través de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, convocó al concurso para adjudicar la concesión, por más de 14 años, de la construcción, explotación, operación y mantenimiento de una autopista de cuatro carriles, que va de Tierra Colorada a Acapulco (parte final del recorrido Cuernavaca-Acapulco); y el ganador, con un tiempo de 14 años con 8 meses, fue la empresa Grupo Mexicano de Desarrollo, S.A. de C.V., (GMD).

La concesionaria podrá explotar



El puente especial Papagayo, con un buen avance en su construcción.

por sí misma la obra, o autorizar, a título oneroso o gratuito, a terceros las actividades conexas al proyecto como serían la prestación de servicios de restaurantes, gasolineras, paradores, hoteles, zonas de mantenimiento, etc.

En el título de concesión se estipula que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes otorgará a la concesionaria el derecho de vía, a fin de que no haya ningún retraso en la ejecución de los trabajos.

Las condiciones del título de concesión establecen que:

—La concesionaria será la responsable de contratar a terceros para la ejecución de la obra.

—En caso de que, por causas imputables a la SCT o al Gobierno, no se ejecute puntualmente el programa de obra o no pueda operar parcial o

totalmente la carretera, se ampliará el plazo de la concesión.

—Del mismo modo sucederá en la proyección del tráfico al operarse la carretera. En caso de que las cifras oficiales proporcionadas fueran incorrectas, se extenderá el tiempo de explotación.

—La concesionaria podrá aplicar tarifas y ajustarlas anualmente, de acuerdo al Índice Nacional de Precios al Consumidor o cuando éste alcance un 15% de aumento.

—Si por alguna razón la SCT impidiera temporalmente el ajuste de tarifas, nuevamente la concesionaria será compensada con un plazo mayor de explotación.

—Para optimizar tiempo y recursos en la construcción simultánea de la autopista, desde Cuernavaca hasta Acapulco, la SCT estableció el derecho de la concesionaria a solicitar una ampliación del mismo por el tramo Cuernavaca-Tierra Colorada. A efecto de atender la extensión adicional aprobada, Grupo Mexicano de Desarrollo, S.A. de C.V., invitó a participar en la realización del proyecto a Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V., (ICA), y a Triturados Basálticos y Derivados, S.A. de C.V. (TRIBASA).

Características generales del proyecto

La longitud de la autopista Cuernavaca-Acapulco será de 262 kilómetros, los que se fragmentarán en 8 tramos que se construirán simultáneamente, a fin de optimizar tiempo y recursos. Los tramos comprendidos y su programa de ejecución son los siguientes:

I Acapulco-Tierra Colorada	0 a 24 Meses
II Tierra Colorada-Acohuizotla	3 a 30 "
III Acohuizotla-Chilpancingo	3 a 30 "
IV Chilpancingo-Axoxacoalco	3 a 36 "
V Axoxacoalco-Río Mezcala	3 a 36 "
VI Río Mezcala-Coaxintlán	3 a 36 "
VII Coaxintlán-Alpuyeca	12 a 36 "
VIII Alpuyeca-Cuernavaca	0 a 12 "

La autopista, que contará con cuatro carriles, tiene un costo aproximado de 1 billón 480 millones de pesos —sin IVA—, a precios de mayo de 1989, lo que significa que cada kilómetro tendrá un costo aproximado de cinco mil 643 millones de pesos —sin IVA—.

Esquema de financiamiento

El proyecto cuenta con el apoyo financiero de varias instituciones bancarias, entre las que destaca Banca Serfin, institución que liderea el proyecto y cuya confianza en él se refleja a través de los créditos puente hasta por 200 mil millones de pesos que ha otorgado para respaldar el avance de la obra. También se contó con la aportación de 85 mil millones de pesos que el gobierno de Guerrero entregó en abril pasado, y se han empezado a recibir recursos de Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), que aportará 340 mdp en un lapso de 3 a 4 años.

La estructura financiera se detalla como sigue:

- 40% Banca
- 30% Constructoras

- 20% Caminos y Puentes Federales
- 5% Gobierno del estado de Guerrero
- 5% Petróleos Mexicanos

Los bancos participantes financiarán el proyecto a través de la emisión de Bonos Bancarios de Infraestructura (BBI), que ofrecen una tasa de rendimiento superior a la de los Cetes y permiten aumentar el rendimiento de los fondos de renta fija y de las cuentas dinámicas y maestras, mesas de dinero, etc. Con ello se tendrá un papel de alto rendimiento a largo plazo.

Las constructoras acordaron dividir la longitud total de la obra en proporción del costo que decidieron invertir en él. Así es como a GMD le corresponde el 34% y el 66% restante a ICA y TRIBASA, en partes iguales.

En lo que respecta a la aportación del gobierno del estado de Guerrero, se le otorgó un crédito para cubrir su aportación contra sus participaciones federales; Pemex, a su vez, ofrecerá crédito a mediano plazo por la dotación de los insumos energéticos y asfálticos que la obra requiera, a cambio de títulos de crédito que ge-

neren la misma tasa de interés de los BBI.

Los factores en juego

Antes de emprender un proyecto de esta dimensión se debe analizar su viabilidad y estudiar todos los aspectos que puedan afectar los alcances propuestos. Según las estimaciones, el tiempo de recuperación de la inversión es de 14 años. En este plazo existen una serie de factores que entran en juego:

- Aforo
- Cuotas o tarifas
- Inflación
- Tasa real de interés
- Costo y tiempo de construcción

De acuerdo con cifras oficiales, el aforo diario actual es de siete mil 400 automóviles —cifra considerada como mínima—, de los que Banca Serfin calcula se captarán cuatro mil 70, esto es, el 55%, y se prevé aplicar una cuota máxima de 127 mil 600 pesos. No obstante, el cálculo de la tarifa está en función del aforo que se reciba.

La inflación considerada para el proyecto es superior a la del Plan Nacional de Desarrollo y la de Whar-ton. Se calculó para el primer año un 22%, para el segundo un 30% y un 20% para el resto del tiempo que dure dicho proyecto.

Por lo que se refiere a las tasas reales de interés contempladas, éstas se ubican muy por encima de la obtenida bajo el periodo de desarrollo estabilizador, cuyo alcance superior fue de 7%. Para el proyecto se ha calculado una tasa real del 15%.

Manos a la obra

Actualmente se ha construido más del 10% de la autopista. El primer tramo Cuernavaca-Alpuyeca que se pondrá en operación en octubre de este año está terminado casi en un 90%, y el de Tierra Colorada-Acapulco, mantiene un buen nivel de avance.

En cuanto a pavimentos y terracerías se han instalado plantas trituradoras y preparadoras de mezclas para evitar retrasos en estas labores. En terracerías existen diez frentes en plena construcción con una longitud aproximada de 85 kilómetros, que se realizan sobre un proyecto definitivo y derecho de vía liberado.

En lo que respecta a puentes y obras de drenaje, la empresa GMD tiene en ejecución siete puentes tradicionales (La Sabana, El Muerto, Barranca del Cerro y Dos Arroyos), con un avance promedio del 90% en infraestructura y 40% en subestructura. El puente especial Papagayo, cuya construcción está a cargo de esta empresa, cuenta con un 5% de obra terminada. Por su parte TRIBASA mantiene un avance del 60% en infraestructura, 50% en subestructura y 10% en superestructura de los puentes tradicionales Xochitepec y Alpuyeca.

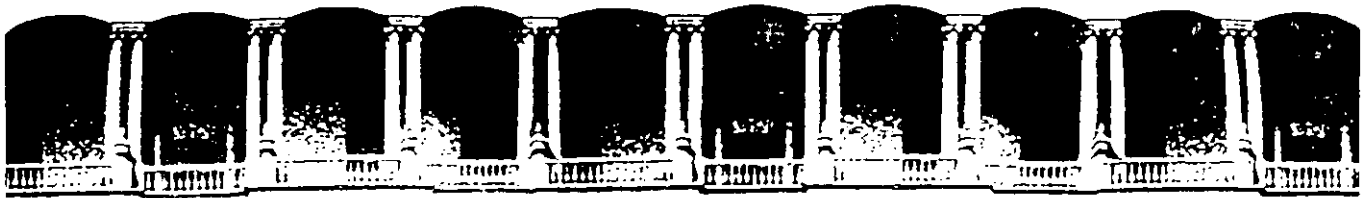
Las obras de drenaje se han terminado en tramos adelantados en terracerías.

De acuerdo con los resultados anteriores se espera terminar la primera etapa de la carretera en octubre y continuar con el mismo ritmo en los dos años siguientes.

El avance alcanzado en la obra y la ausencia de contratiempos durante su puesta en marcha, hablan muy bien del papel tan importante que está jugando en este proyecto la ingeniería civil mexicana. La construcción de esta carretera constituye un parteaguas en la historia de las grandes obras de infraestructura del país y abre un nuevo camino para el desarrollo, en el que habrán nuevos participantes y nuevos retos que enfrentar. ■



Puente El Ejido. Tramo Tierra Colorada-Acapulco.



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

*MODULO 4 : TEMAS ESPECIALES DE
CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992*

OBRAS POR CONCESION

ING. BULMARO CABRERA RUIZ

PALACIO DE MINERIA

O B R A S P O R C O N C E S I O N .

INTRODUCCION

OTORGAMIENTO DE LA CONCESION

Convocatoria

Inscripción de Interesados

Documentación para preparar proposiciones

Presentación y apertura de proposiciones

Análisis de las proposiciones y dictamen

Análisis técnico.

Análisis financiero

Fallo del Concurso

Firma del título de concesión

EJECUCION DE LA OBRA CONCESIONADA

EXPLOTACION Y CONSERVACION

TERMINACION DEL PLAZO DE CONCESION

I N T R O D U C C I O N .

Es incuestionable que debido a las políticas implantadas por el Sr. Presidente de la República, en el transcurso de la presente administración se viene observando un notable crecimiento sostenido de la economía nacional, un avance con paso firme en todas las acciones tendientes a la modernización del país, a acelerar su desarrollo social y cultural, elevar el nivel de vida de la población y al fortalecimiento de la soberanía Nacional, permitiendo asegurar que se marcha sin titubeos a constituir el México moderno en el consorcio internacional. Con el fin de actualizar la infraestructura carretera, la cual no obstante el fuerte impulso que se le ha venido dando, acusa rezagos en la satisfacción de las necesidades que plantea el aumento del volumen del tránsito en las vías de comunicación, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ha elaborado un programa de carreteras de cuota para incrementar la capacidad de la comunicación vial a un ritmo que corresponda a las acciones tendientes a la modernización del país, planteándose la conveniencia de que sea la iniciativa privada la que participe en el es-

tablecimiento de carreteras de altas especificaciones que son de vital importancia para respaldar el desarrollo sostenido que en todos los órdenes viene contemplándose en el ámbito nacional, otorgándoles la concesión para su financiamiento, construcción, explotación y conservación.

De conformidad con el programa mencionado, cuya puesta en marcha se inició en el año de 1989, se han concursado y -- concesionado obras viales con una longitud de 2,484.4 kiló metros y tres puentes internacionales con longitud de 393 metros en la parte mexicana de ellos, según el detalle siguiente:

Tequila - Ixtlán del Río (Plan de Barrancas)	18.0	Km.
Carretera Guadalajara - Tepic		
Concesión que fue ampliada en otros	24.0	Km.
Constituyentes y Reforma - La Venta	10.3	Km.
Carretera México - Toluca		
Concesión que fue ampliada en otros	10.0	Km.
Tierra Colorada - Cuernavaca	217.0	Km.
Carretera Cuernavaca - Acapulco		

Torreón - Cuencamé	103.0 Km.
Carretera Torreón - Cuencamé - Durango	
Tijuana - Tecate, incluyendo el Libramiento	42.0 Km.
Carretera Mexicali - Tijuana	
Concesión que fue ampliada con el	
tramo Tecate - Mexicali	159.0 Km.
Aeropuerto del Norte - La Garita	171.0 Km.
Carretera Monterrey - Nvo. Laredo	
San Martín Texmelucan - Tlaxcala	22.0 Km.
Carretera Sn.Martín Texmelucan-Ocotoxco	
Concesión que fue ampliada con el	
tramo Tlaxcala - El Molinito	7.5 Km.
Libramiento Poniente de Tampico	14.2 Km.
Zapotlanejo - Lagos de Moreno	152.0 Km.
Córdoba - Veracruz	98.0 Km.
Libramiento Oriente de San Luis Potosí	33.7 Km.
Mazatlán - Culiacán y Estación Don - Los	
Mochis y Piggy Back - Costa Rica	292.0 Km.

León - Lagos - Aguascalientes	112.0 Km.
Armería - Manzanillo	37.0 Km.
Carretera Colima - Manzanillo	
Cadereyta - Reynosa	175.0 Km.
Kantunil - Cancún	250.0 Km.
Carretera Mérida - Cancún	
Ecatepec - Pirámides	22.2 Km.
Campeche - Champotón	56.0 Km.
Chamapa - Lechería	27.14 Km.
Carretera La Venta - Lechería	
La Gloria - Colombia	107.0 Km.
La Tinaja - Cosoleacaque	228.0 Km.
Libramiento Noroeste de Querétaro	37.5 Km.
Puente Internacional Zaragoza - Ysleta, Chih.	156 m.
Puente Internacional Colombia, N.L.	160 m.

Puente Internacional Lucio Blanco, Tamps. 77 m.

De estas obras ya se encuentran terminadas y en operación:

Tequila - Ixtlán (Plan de Barrancas) 22.0 Km.

Con tarifas de A = 20,000 (ya actualizadas)

B = 40,000

C = 60,000

Constituyentes Reforma - La Venta 20.3 Km.

Cuernavaca- Puente de Ixtla 26.0 Km.

Con tarifas de A = 12,000

B = 24,000

C = 36,000

Puente Internacional Zaragoza - Ysleta 156 m

Con tarifas A = 3,000 actualizados a A = 6,000

B = 6,000

B =

C = 6,000

C = 45,000

Esperándose que en el presente año queden concluidas Obras por 861 kms y los otros dos puentes internacionales.

La acogida francamente favorable de la iniciativa privada y organizaciones financieras, permite augurar que en la presente administración se logre alcanzar que quede concluida la construcción de aproximadamente 4,500 kilómetros de nuevas carreteras de cuota concesionadas a la iniciativa privada.

La adjudicación de las obras se realiza apegándose a lo dispuesto por la Ley de Vías Generales de Comunicación que en su artículo 8ª otorga a esta Dependencia la facultad de otorgar las concesiones para construir, establecer y explotar las vías generales de comunicación o cualquier clase de servicios conexos a éstas. En el aspecto técnico, las bases a que se sujetarán las licitaciones y se llevarán a cabo las obras se apoyan en las Normas de Obra Pública que se tienen en vigor.

Las acciones tendientes a la concesión de las obras, pueden resumirse en las siguientes actividades:

Convocatoria

Inscripción de interesados

Documentos para preparar las proposiciones

Presentación y apertura de proposiciones

Análisis de las proposiciones y dictamen:

Análisis técnico

Análisis financiero

Fallo del concurso

Firma del título de concesión.

CONVOCATORIA .

En este documento que la Secretaría publica en uno de los principales diarios del país y de la Entidad Federativa que corresponda, señala las características más relevantes de la obra, los requisitos que deben cumplir los interesados, el plazo para la inscripción y lugar, fecha y hora en que se llevará a cabo el acto de apertura de proposiciones.

Con respecto a los requisitos que deben cumplir los interesados, conviene hacer las siguientes aclaraciones:

Sólo podrán participar en el concurso las personas físicas o morales de nacionalidad mexicana, como lo dispone el artículo

lo 12 de la Ley de Vías Generales de Comunicación.

En el caso de que la obra quede comprendida, toda o en parte, dentro de una faja de 100 kms a lo largo de las fronteras o de 50 kms en las playas, las personas morales interesadas deberán contener en sus estatutos la cláusula de exclusión de extranjeros en los términos del artículo 1º de la Ley Orgánica de la fracción I del Artículo 27 Constitucional.

El interesado deberá presentar una relación de las personas físicas o morales que participarán como accionistas en la sociedad mercantil que se constituya para obtener la tutelaridad de la concesión, la cual deberá tener como objetivo social construir, explotar y conservar carreteras y puentes, tenga su domicilio social en territorio mexicano y la duración de la sociedad sea por lo menos igual a la que se fije para la concesión.

Como puede apreciarse, no necesariamente la persona física o moral que participa en el concurso será el adjudicatario de la concesión, sino que se compromete a constituir una --

sociedad mercantil en los términos señalados, para lo cual_ deberá indicar que personas físicas o morales participarán_ como accionistas en la misma. No es necesario que esa so- ciedad ya esté constituida al presentar la proposición, si- no en el caso de que la concesión le sea adjudicada, debien_ do al suscribir el título de concesión contar con un capi- tal social mínimo de \$ 20,000'000,000.00 (que en obras de - menor monto se reduce a \$ 10,000'000,000.00). La convocato_ ria, desde luego, señala el costo de la documentación que - será entregada para preparar la proposición (un millón de - pesos), formando parte de ésta el proyecto de la obra; las_ especificaciones técnicas para su construcción, conserva- - ción y operación; las tarifas que deberá aplicar por tipo - de vehículos (que se mantendrán a valor constante durante - la vigencia de la concesión); los estudios e informes reali_ zados relativos a la obra; el Pliego General del Concurso y el Modelo del Título de Concesión que se firmará, así como_ la información complementaria sobre el régimen fiscal a que estará sujeta la construcción de la obra.

Como requisito importante contenido en la convocatoria con-

viene destacar que el proponente deberá presentar con la --
proposición una carta-compromiso emitida por la institución
financiera interesada en apoyar, en firme la propuesta.

I N S C R I P C I O N D E I N T E R E S A D O S .

La Secretaría revisa la solicitud y documentación presenta-
da por los interesados y si cumple con los requisitos de la
convocatoria, se les notifica la aceptación de su solicitud
de inscripción, para que recojan la documentación para pre-
parar su propuesta, previo el pago de la cantidad antes men-
cionada, y que comprende los documentos ya indicados.

P R E S E N T A C I O N D E L A P R O P O S I C I O N Y F A L L O .

La presentación, apertura y lectura de las proposiciones se
efectúa como más adelante se indica, en el lugar, fecha y -
hora señaladas en el Pliego General del Concurso.

En su parte final, la convocatoria estipula que conforme al
dictamen respectivo, la concesión se adjudicará al concur--
sante que fundadamente ofrezca el menor plazo para la explo-
tación de la concesión; en caso de empate, se adjudicará al

que ofrezca fundadamente terminar las obras en el menor plazo, y si persiste el empate, se otorgará al concursante que ofrezca mayor consistencia, congruencia y solidez en sus programas de ejecución y financiamiento. En caso de que ningún concursante reúna los requisitos anteriores, se podrá declarar desierto el concurso.

PLIEGO GENERAL DEL CONCURSO.

Por lo que se refiere al Pliego General del Concurso, sin la intención de glosar su contenido, se considera conveniente hacer mención a algunos de sus aspectos más relevantes.

En su Cláusula Primera se señala que la construcción, explotación y conservación de la obra además de apearse al proyecto y a las especificaciones técnicas que se le proporcionaron, se realizará conforme al programa de obras y de conservación que proponga el concursante, las Normas para Cons

trucción e Instalaciones y de Calidad de los Materiales en vigor y a las condiciones y estipulaciones contenidas en el Título de Concesión (cuyo proyecto se anexa al Pliego de Requisitos).

Además se le instruye que la operación de la concesión tendrá que ajustarse al Reglamento respectivo que se le entregue con el Pliego, y que aplicará las tarifas iniciales que se le anexan, las que se mantendrán a valor constante (es decir que durante la vigencia de la concesión se ajustarán -- conforme al índice nacional de precios al consumidor, cuando dicho índice rebase el 15% del que prevalecía en la fecha de otorgamiento de la concesión o en la fecha en que se autorizó el último ajuste).

En su Cláusula Cuarta se estipula que la Secretaría en un plazo no mayor de 2 meses analizará las proposiciones y emitirá el dictamen correspondiente en que fundará en su caso la adjudicación de la concesión.

En su Cláusula Sexta, se estipula que los bancos de materiales y de depósito correrán por cuenta del adjudicatario; --

que debe presentar el proyecto y ubicación de las casetas - de cobro que pretenda instalar, cuyo costo deberá considerarlo dentro del importe de su proposición; que presentará el programa de construcción de la obra y el programa de conservación de la misma.

Además en dicha Cláusula se estipuló la facultad de la Secretaría de realizar la inspección de la obra, durante su construcción y conservación, a través de los representantes que designe, para verificar se cumpla con los programas de construcción y de conservación y que la obra se mantenga en condiciones óptimas de servicio durante la explotación de la concesión.

En la Cláusula Décima se instruye al concursante los datos y documentos que deberá contener su proposición para ser aceptada por la Secretaría. Por supuesto, estos datos se refieren a que exprese el costo de ejecución de la obra con IVA y sin IVA, pero sin incluir el financiamiento (que deberá reportar por separado); tiempo de ejecución de la obra; tiempo de explotación de la concesión, incluyendo el de su ejecución, y nombre de la institución financiera que se com-

promete a financiar la obra hasta su conclusión.

De los documentos solicitados, conviene hacer resaltar los siguientes: La carta de compromiso suscrita por la institución financiera que financiará la obra; el testimonio notarial en que el proponente se compromete a constituir la sociedad mercantil que en su caso será la titular de la concesión; la relación en firme de las personas físicas o morales que participarán en el capital social de la futura sociedad; el proyecto de estatutos de dicha sociedad, conteniendo los requisitos y elementos necesarios para cumplir con lo asentado en el Proyecto del Título de Concesión, debiendo revestir la forma legal de sociedad anónima, ser de nacionalidad mexicana y cuyo objeto social sea principalmente construir, explotar y conservar las carreteras y puentes que le concesione la Secretaría; cuantía de los recursos ajenos a la sociedad para completar el financiamiento requerido y procedimientos y garantías para obtener esos medios de financiamiento, así como el plan de amortización de las inversiones, con previsiones de resultados financieros en el plan económico-financiero de la futura sociedad; la presentación del programa de obras detallado en ritmo trimestral,

indicando los plazos de iniciación, terminación total y - -
apertura al tránsito y programa de conservación en ritmo -
semestral para mantener la obra en condiciones óptimas de -
servicio.

La proposición deberá basarse en los planos y datos entregados
por la Secretaría; en caso que el proponente considereproponer
mejoras al proyecto que generen conceptos de trabajo
no incluidos en los datos proporcionados, deberá presentar
por separado de la anterior, la proposición de las mejoras
que contemple.

La Cláusula Décima Cuarta estipula el monto de la fianza odepósito
a favor de la Secretaría que el adjudicatario debe
constituir para garantizar las obligaciones contenidas en -
la concesión (generalmente por un monto inicial de - - - --
\$ 16,000'000,000.00, que al terminar la construcción de laobra
se reduce a la cuarta parte de su valor, y durante la
vigencia de la concesión se irá disminuyendo proporcionalmente
por cada año transcurrido. Dichas cantidades deben -
considerarse a valor constante, por lo que se irán ajustandose
conforme al índice nacional de precios al consumidor).

Por supuesto, si no se presenta la garantía indicada en el párrafo anterior a la firma del Título de Concesión, se hace efectiva la garantía que presentó para responder del cumplimiento de la proposición, que conforme a lo estipulado en la Cláusula Segunda es de \$ 3,000'000,000.00.

Con el Pliego General del Concurso se entregan al concursante la forma E-3 para que presente la proposición; la forma E-3.a para que manifieste conocer el sitio de los trabajos; el Proyecto de Título de Concesión (Forma E-8.a); la información sobre el régimen fiscal a que estará sujeto el ejercicio de la concesión; el Reglamento a que se sujetará la explotación de la concesión; las tarifas iniciales por tipo de vehículo que deberá aplicar y que, como antes se dijo se mantendrán a valor constante durante la vigencia de la concesión; las normas para calificar es estado físico de un camino (que han sido preparadas por la Dirección General de Construcción y Conservación de Obras Públicas), así como los croquis correspondientes a proyectos tipos de diversas obras que intervienen en la construcción (subdrenes, pozos de visita, guarniciones de concreto, defensas metálicas, --

etc). Por separado, junto con el Pliego, se le entrega el juego de planos de los proyectos correspondientes a la obra (de las terracerías, estructuras de puentes y pasos a desnivel, entronques, etc.), una carpeta conteniendo los datos relativos al proyecto del pavimento, secciones estructurales de éste, proyecto tipo de casetas de cobro, relación y croquis de localización de los bancos de materiales para los trabajos de pavimentación, y la relación (Forma E-7) de los conceptos de trabajo y cantidades de obra que intervendrán en la construcción, para que el proponente anote sus precios unitarios, importes parciales y monto total de su proposición para la realización de la obra objeto del concurso.

Por lo que se refiere al proyecto del Título de Concesión que se entrega a los concursantes, también sin la intención de glosar su contenido, se considera conveniente destacar lo siguiente:

Al otorgar el título de concesión del tramo de que se trate, la Secretaría debe proveer lo necesario para que el adjudicatario reciba gratuitamente el Derecho de Vía correspondiente, al ritmo y medida que vaya avanzando en los trabajos de

construcción conforme al programa de obra propuesto, para que no sufra retraso en la ejecución de la obra.

En la concesión para construir, explotar y conservar el tramo objeto de la concesión, ésta incluye la explotación por el propio concesionario u otorgándola a terceros, a título oneroso o gratuito, la correspondiente a los servicios o actividades conexas (restaurantes, gasolineras, paradores, zonas de mantenimiento y talleres, hoteles, etc.), los cuales tendrán una vigencia de 2 años más a partir del término de la concesión.

Al terminar el plazo de concesión, todos los bienes afectos a la explotación de la carretera revertirán en favor del Gobierno Federal en buen estado y libres de todo gravamen, en los términos del artículo 89 de la Ley de Vías Generales de Comunicación.

La empresa concesionaria debe mantener el carácter legal de sociedad anónima y no puede modificar los estatutos que sirvieron de base para su constitución, sin previa autorización de la Secretaría.

La Secretaría verificará que la obra se realice conforme a lo estipulado en el Programa de Obras, con estricto apego a los planes y proyectos, y al cumplimiento de los plazos para su iniciación y apertura al tránsito, así como que los trabajos de conservación y reconstrucción se lleven a cabo de acuerdo con lo estipulado, pudiendo el concesionario contratar a terceros la ejecución de las obras, pero será el responsable directo ante la Secretaría del cumplimiento de las obligaciones contraídas.

Si por alguna causa imputable al Gobierno Federal, de fuerza mayor o hecho fortuito, el concesionario se viera impedido a ejecutar puntualmente el programa de obras, la Secretaría le compensará por el tiempo perdido, mediante la ampliación del plazo de concesión, previo análisis y determinación del perjuicio que se le haya causado; procediéndose de la misma manera si por las mismas causas citadas no puede realizar la operación de la obra.

También en el caso de que la proyección del tránsito previsto por la Secretaría, en cuanto a aforos y composición, resultare inferior al llevarse a cabo la operación de la obra,

el concesionario tendrá derecho a solicitar la prórroga que a juicio de la Secretaría proceda para obtener la total recuperación de la inversión efectuada, pudiendo la Secretaría en caso contrario, convenir con el concesionario la terminación anticipada de la concesión.

La empresa concesionaria deberá tener suscrito y pagado el capital social mínimo de \$20,000'000,000.00, que se reduce a \$10,000'000,000.00 en obras de menor longitud (de 30 o menos kilómetros), antes del inicio de las obras, debiendo mantener inalterable este capital durante todo el tiempo de la concesión, y ceñirse al uso de los recursos previstos en el programa financiero, ajustándose a los financiamientos establecidos en dicho programa, vigilando la Secretaría su estricto cumplimiento.

La empresa concesionaria queda obligada a entregar a la Secretaría sus estados financieros cuando se le requieran y los informes anuales auditados como lo estipula el artículo 120 de la Ley de Vías Generales de Comunicación.

El título de concesión, estipula que la empresa concesiona-

ria no podrá ceder o gravar parcial o totalmente los derechos derivados de la concesión, o de los bienes correspondientes a la misma, sin la autorización previa de la Secretaría y siempre que hayan transcurrido por lo menos 5 años de su vigencia.

La empresa concesionaria tiene el derecho de que se le conceda una ampliación del tramo concesionado en los términos y condiciones que en su caso señale la Secretaría.

En las causas de caducidad previstas en el artículo 29 de la Ley de Vías Generales de Comunicación y en la condición Décima Séptima del Título de Concesión, la Secretaría en lugar de declarar administrativamente la caducidad de la concesión, podrá aplicar cuando proceda las penas convencionales estipuladas en el anexo a dicho título, que a continuación se indican:

1. En caso de que el Concesionario no concluya las obras objeto del Título, en la fecha señalada, por causa imputable a él, se aplicará una pena convencional consistente en un 10% del importe total de la obra a ejecutar, que se calculará mensualmente y que deberá cubrir en un

término de treinta días, contados a partir de que la Secretaría le notifique el incumplimiento de su obliga- -
ción. En caso de que el Concesionario no cumpla con es-
ta pena convencional, se le aplicará de inmediato el me-
canismo a que se refiere la Cláusula Séptima del Título
de Concesión.

1.2 Cuando el Concesionario no ejecute las obras dentro del
programa establecido, se le notificará por parte de la Secretaría, que cuenta con un mes para regularizar la -
situación, en caso contrario se le aplicará una multa -
del 2% correspondiente al monto del atraso como pena --
convencional que cubrirá mensualmente hasta el momento_
en que los trabajos se encuentren dentro del programa o
concluidos y que se calculará por día transcurrido. Si
el Concesionario no cumple con esta pena convencional, -
o a pesar de cumplir con ella no se regulariza en el --
programa, se procederá en los términos de la Cláusula -
Décima Séptima del Título de Concesión.

1.3 En caso de que el Concesionario no realice a satisfac--
ción de la Secretaría los trabajos y se detecte obra --
mal ejecutada, se obliga a reponerla en el término que_
-

fije la Secretaría.

2. Si el Concesionario no observa los lineamientos que fijan "Las Normas para Calificar el Estado Físico de un Camino", a que se comprometió en el Pliego General del Concurso en la Cláusula Sexta inciso e), la Secretaría podrá imponer a éste desde la fecha en que se le notifique, una sanción económica igual al 5% sobre el ingreso bruto diario que reciba el Concesionario por la explotación de las vías hasta la fecha que repare los desperfectos y que a juicio de la Secretaría cumplan con las correspondientes especificaciones. En caso de que el Concesionario no cumpla con esta sanción, se procederá en los términos de la Cláusula Décima Séptima del Título de Concesión.

INSCRIPCION DE INTERESADOS Y ENTREGA DE LA DOCUMENTACION --
PARA PREPARAR PROPOSICIONES.

Después de la revisión de las solicitudes presentadas por los interesados en participar en el concurso, se procede a la inscripción de los que cumplieron con los términos de la Convocatoria y se les entrega, previo el pago de la canti--

dad de un millón de pesos, los documentos a que ya se ha hecho referencia, para que preparen y en su oportunidad presenten su proposición.

Por medio de una circular girada a todos los inscritos al concurso, se les notifica respecto al lugar, fecha y hora en que la Secretaría organizará una visita para mostrar a los interesados en tramo objeto del concurso, los bancos de materiales y hacer las observaciones pertinentes.

PRESENTACION Y APERTURA DE PROPOSICIONES.

En el lugar, fecha y hora señalados en la Cláusula Tercera del Pliego General del Concurso, se lleva a cabo el acto de presentación y apertura de proposiciones, presidido por el funcionario designado por la Secretaría (generalmente lo preside el C. Subsecretario de Infraestructura, acompañado por el Asesor Financiero del C. Secretario del Ramo, los representantes de la Dirección General de Carreteras Federales; Dirección General de Asuntos Jurídicos; del Centro SCT que corresponda a la localización de la obra y de los funcionarios invitados, que cuando el concurso se celebra en

el Palacio de Gobierno de la Entidad Federativa, lo es el propio C. Gobernador del Estado o su representante designado para el efecto.

Una vez instalados los funcionarios, invitados y concursantes en sus lugares correspondientes, el acto se inicia pasando lista de los proponentes, entregándose al que preside la sesión cada uno de los sobres que contienen las proposiciones, para su apertura y revisión, verificando que éstas satisfagan lo estipulado en el Pliego General del Concurso y que la garantía de cumplimiento de la proposición en cheque cruzado a favor de la Secretaría, sea por el monto requerido; se da lectura a los montos a que ascienden cada una de las mismas, así como al tiempo propuesto para la concesión, y concluida esa lectura, se procede a firmar por parte de los asistentes los documentos en que constan los datos relativos a los montos y plazos contenidos en las propuestas.

En el acta correspondiente a este acto, se hacen constar -- los nombres de las empresas concursantes, montos de la obra y tiempos propuestos para la concesión, señalándose que los

documentos respectivos son recibidos por la Secretaría para su revisión detallada.

En la misma acta se estipula también que el fallo del concurso queda condicionado a que la documentación de apoyo -- financiero presentada por los participantes, esté debidamente respaldada por las Instituciones de Crédito que la emitan, y que sea aceptable a juicio de las Secretarías de Comunicaciones y Transportes y de Hacienda y Crédito Público; se cita a los concursantes para que se presenten en el lugar, fecha y hora en que se dará a conocer el fallo respectivo, o en su caso, se indica que oportunamente se les informará sobre el particular con diez días de anticipación.

La sesión termina con la firma del acta por parte de los -- que intervinieron en el concurso, proporcionándoles un ejemplar de dicha acta, y a los proponentes se les entrega también un recibo debidamente firmado, por la garantía presentada con la proposición.

ANALISIS DE LAS PROPOSICIONES Y DICTAMEN.

El análisis de las proposiciones presentadas en el concurso, se divide en dos aspectos fundamentales, el análisis desde el punto de vista técnico y constructivo que se realiza en la Dirección General de Carreteras Federales, y el análisis del plan económico financiero presentado por las empresas, que lleva a cabo directamente la Asesoría Financiera del C. Secretario del Ramo.

Forma parte del análisis técnico constructivo la verificación de los presupuestos presentados por los proponentes, para la construcción de terracerías, drenaje, pavimento, estructuras y obras complementarias y costo total de la obra, confrontándolos con el presupuesto básico preparado por la Dirección General de Carreteras, lo mismo en lo que se refiere a la conservación de la obra (conservación normal, reconstrucciones y rehabilitaciones requeridas) durante el plazo de operación, formulándose un informe detallado a la Subsecretaría de Infraestructura sobre los resultados obtenidos y las observaciones correspondientes sobre los defec-

tos u omisiones que se hubieren detectado.

El análisis de las proposiciones presentadas en el aspecto económico financiero que lleva a cabo la Asesoría Financiera del C. Secretario del Ramo, puede decirse que comprende una revisión exhaustiva de los planes y procedimientos presentados por las empresas para financiar la obra y para la amortización de las inversiones, así como que el apoyo de la Institución de Crédito propuesto sea satisfactorio y aceptable para las Secretarías de Comunicaciones y Transportes y de Hacienda y Crédito Público, todo lo cual se somete a la consideración del C. Titular del Ramo para la emisión del dictamen correspondiente.

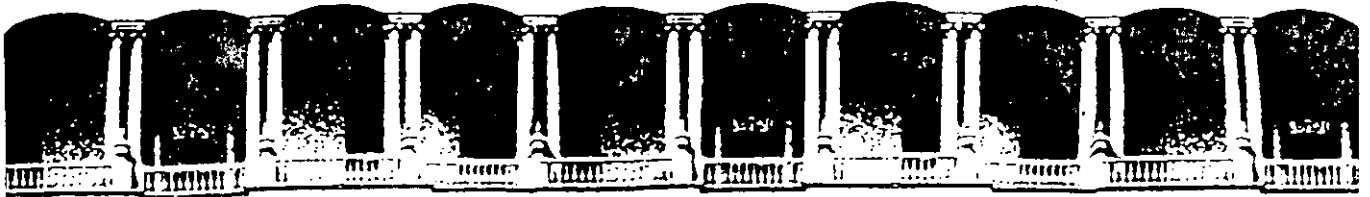
F A L L O D E L C O N C U R S O .

En el lugar, fecha y hora señalada en el Acta Primera del Concurso, o en la circular girada oportunamente a los interesados, se lleva a cabo el acto en que la Secretaría da a conocer el resultado del concurso y el fallo inapelable de la misma, mediante el cual en su caso se adjudica la concesión a la empresa que a juicio de la Dependencia presentó -

la proposición más viable y conveniente, el plazo de concesión aceptable y reúne las condiciones necesarias que garantizan la buena ejecución de la obra, así como la explotación y conservación de la misma, en los términos del título de concesión.

En el texto del Acta que se levanta para el efecto, se señala el lugar, fecha y hora en que el proponente seleccionado deberá firmar el Título de Concesión otorgado, así como la fecha en que queda obligado a iniciar los trabajos correspondientes.

Después de la lectura del acta y su firma por los asistentes al fallo, se les entrega un ejemplar de la misma y a los concursantes no seleccionados se les devuelve la garantía que presentaron a cambio del recibo que se les expidió.



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CUARTO MODULO:

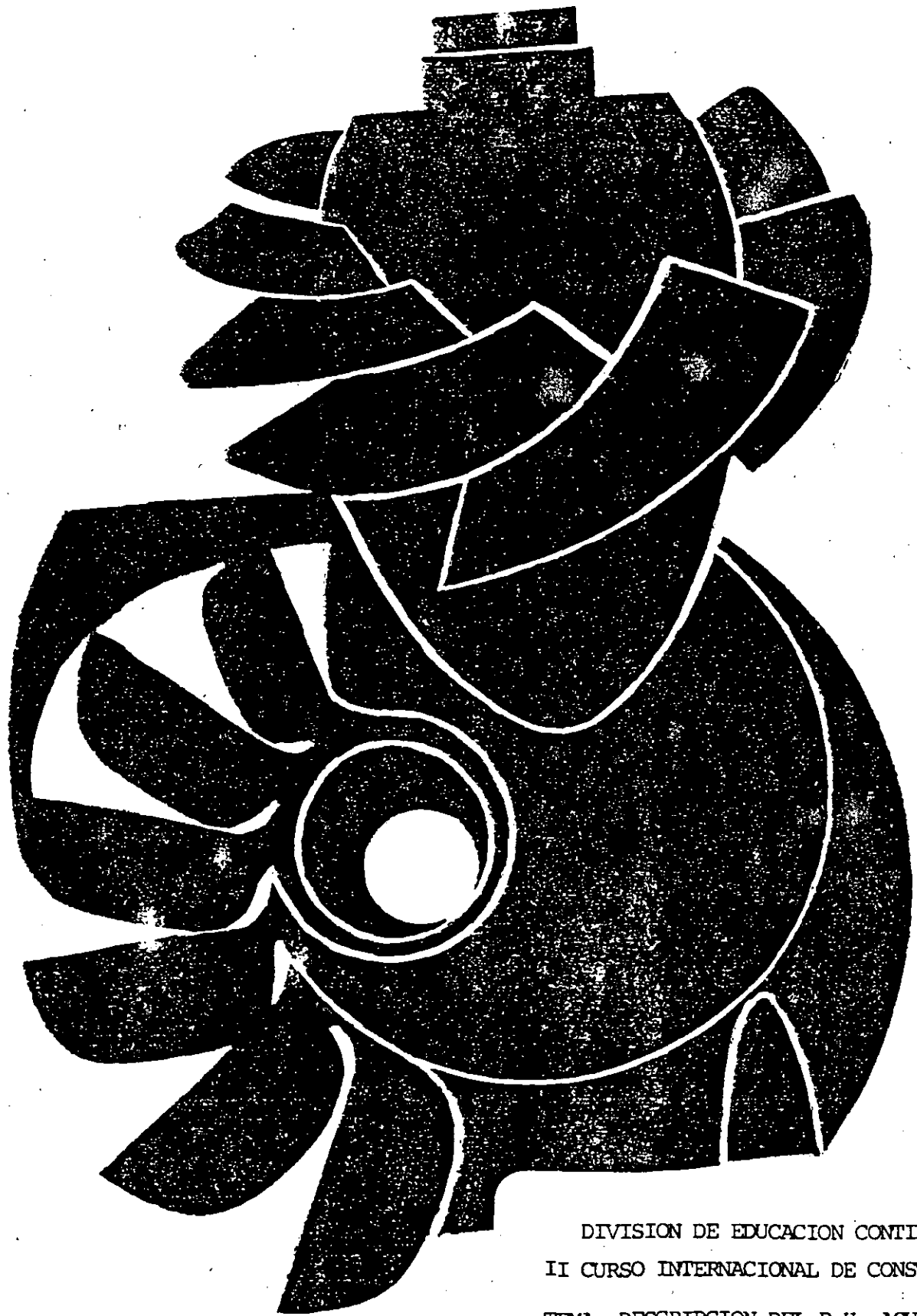
TEMAS ESPECIALES DE CONSTRUCCION

DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992

DESCRIPCION DEL P.H. AGUA PRIETA, EDO. DE JALISCO

ING. JOEL ROJAS TAMEZ

PALACIO DE MINERIA

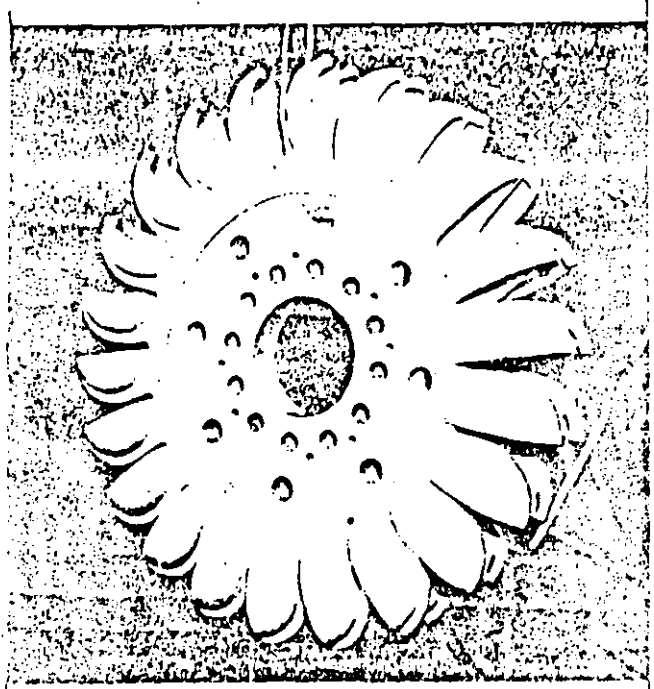
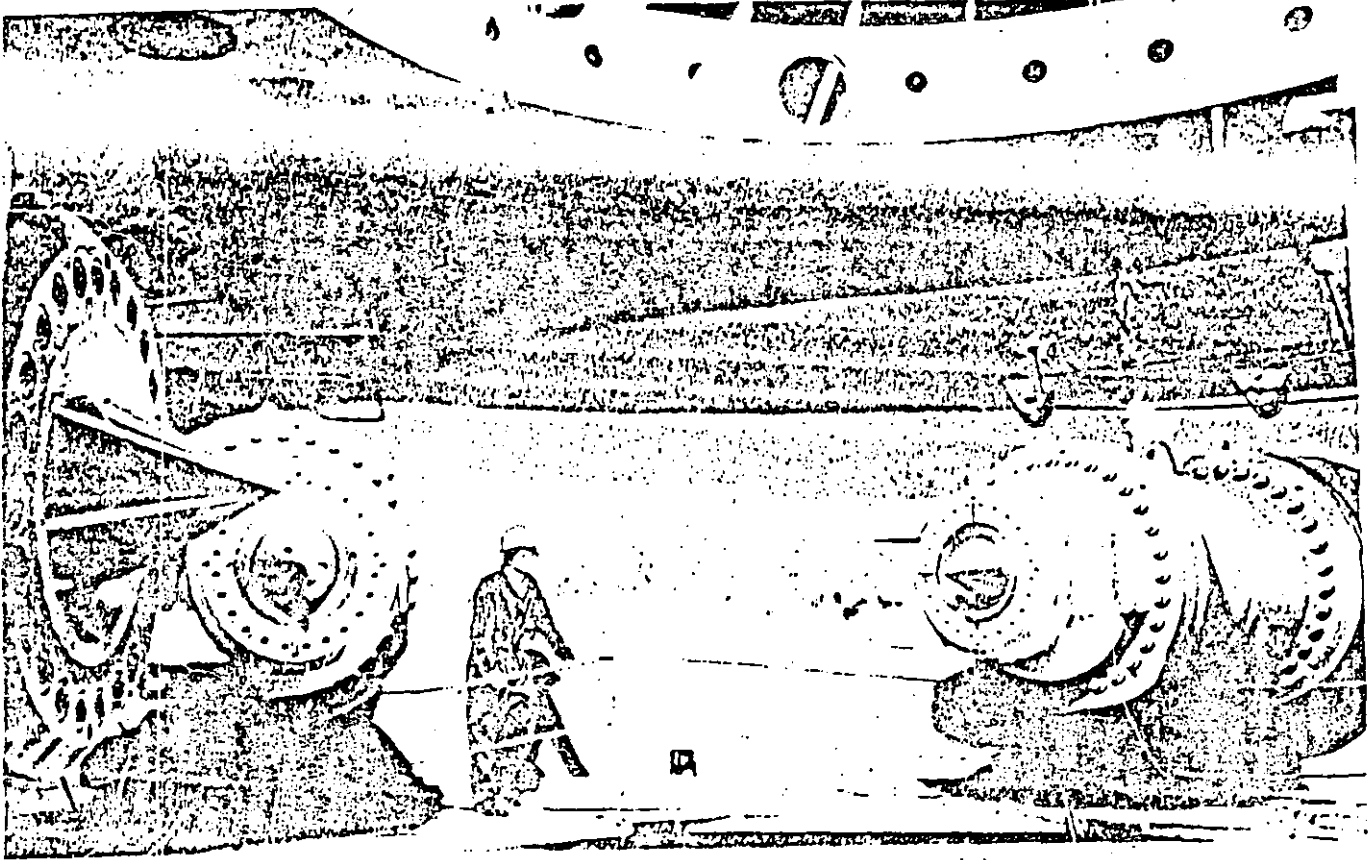


DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
II CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION
TEMA: DESCRIPCION DEL P.H. AGUA PRIETA,
ESTADO DE JALISCO
PROFESOR: ING. JOEL ROJAS TAMEZ

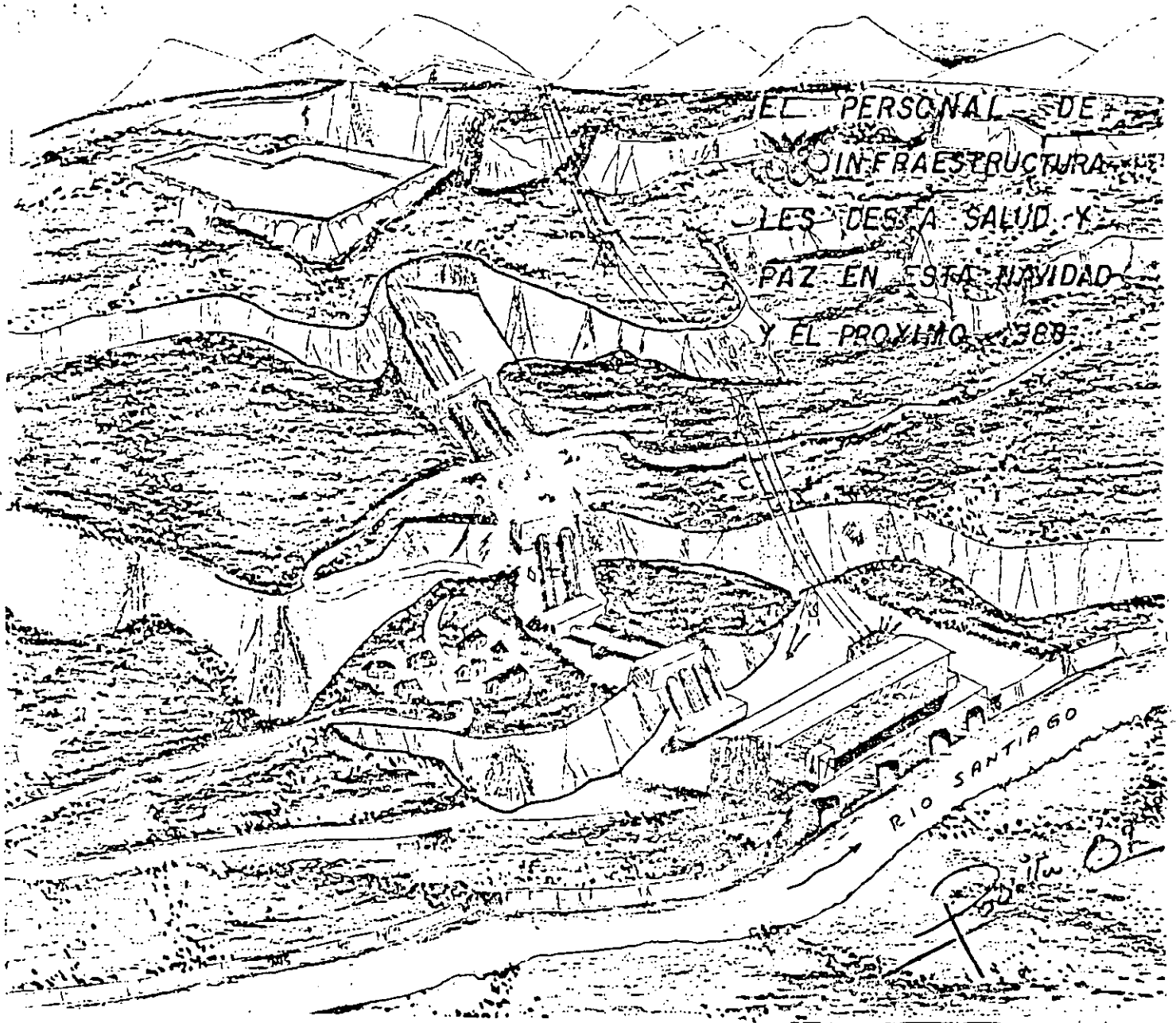
JULIO/91

PELTON TURBINE

KORALLA G/1840



85,000 HP Pelton turbine built for India



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

PLANTA HIDROELECTRICA AGUA PRIETA, JAL.

PROYECTO HIDROELECTRICO AGUA PRIETA**

La Ciudad de Guadalajara, en el estado de Jalisco, se ha constituido durante las dos últimas décadas en una zona de acelerado crecimiento poblacional y en un importante polo de desarrollo Industrial.

Estas dos características le imprimen a Guadalajara un rango de exigencia en materia de suministro de agua y de energía eléctrica.

Del agua que consume, Guadalajara desecha un alto porcentaje en forma de aguas residuales que no han tenido utilidad alguna. COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD pretende transformar en un satisfactor esencial lo que hasta ahora ha sido mero desecho: Las "AGUAS NEGRAS".

Con el Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta, provisto de cuatro unidades de 120 megawatts, COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD aprovechará las aguas - - residuales para cubrir la demanda en las horas pico de la zona Metropolitana. De los estudios Hidrológicos se determinó que el Proyecto Hidroeléctrico - será construido en tres etapas en su obra de generación.

La primera comprende la instalación de 240 megawatts, con un escurrimiento medio anual de 14.89 metros cúbicos por segundo, para llegar en 1990 a una generación media anual de 556 gigawatts hora. En el año 2,000 se pondrá en operación una tercera unidad, con un escurrimiento medio anual de 20.27 metros cubicos por segundo y una generación media anual de 810 gigawatts hora. La tercera etapa que se contempla para el año 2,007, contará con 400 megawatts instalados, un escurrimiento medio anual de 24 metros cúbicos por segundo con una generación media anual de 959 gigawatts. hora.

La captación de las aguas residuales será en dos etapas; primero se efectuarán los trabajos en la zona norte y como segunda etapa se construirá la captación y conducción de los arroyos OSORIO y SAN ANDRES.

** RECOPIACION hecha por el Ing. Joel Rojas Tamez, basada en datos y planos de la Oficina de Proyectos de C. F. E.

Las aguas residuales provenientes de estas captaciones estarán libres de basura debido a la colocación de rejillas fijas. Su conducción al colector San Juan de Dios será de 6.5 kilómetros en forma subterránea para evitar molestias a las propiedades y se ha pensado llevarla a cabo con máquinas tuneladoras, para dejar una sección circular de 2.50 metros.

Las captaciones al norte de la ciudad contarán con dos presas derivadoras, una de ellas sobre el río San Juan de Dios, la cual tendrá un cimacio para sobre elevar el nivel de agua, dispondrá de un canal desarenador y una obra de toma que conducirá el agua por un conducto de sección cuadrada a la captación Atemajac. Esta captación tendrá las mismas estructuras que la anterior, con la diferencia que la obra de toma contará con un sistema automático de limpieza de basura con capacidad de 20 metros cúbicos por día. De esta obra de toma se iniciará la conducción hasta el tanque regulador que se localiza a 6 kilómetros. Dado el desnivel topográfico existente entre estas partes, la conducción será por gravedad. Manejándose velocidades de uno a tres metros por segundo para evitar sedimentaciones y daños a las estructuras por erosión.

Para la conducción se perforaron tres túneles de sección herradura revestidos de concreto, de 5 metros de diámetro. El túnel número uno se excavó en basalto con una longitud de 1,850 metros; el túnel número dos es de 130 metros de longitud, excavando también en basalto y el túnel número tres se excavó en riolita, con una longitud de 1,350 metros.

Para salvar dos depresiones existentes en la conducción se construyen dos sifones invertidos de concreto armado. El sifón en Arroyo Hondo es de 1,000 metros de longitud y 50 metros de carga de presión.

El sifón en el arroyo El Caballito tiene 560 metros de longitud y 35 metros de carga de presión.

La primera etapa de estos sifones tendrá una sección circular de 3.80 metros y la segunda será con un diámetro de 2 metros.

El tanque regulador se construirá en dos etapas, la primera tendrá una capacidad de 1'270,000 metros cúbicos y la segunda aumentará la capacidad a 2'070,000 metros cúbicos. Por la presencia de sólidos en el agua se construirán un tanque desarenador y otro sedimentador con inyección de aire, para resuspender los sólidos sedimentables eliminándolos del tanque en el proceso de generación.

La construcción del tanque se realizará excavando el cajón y formando los bordos necesarios con la rezaga clasificada, producto de las excavaciones y serán protegidos con enrocamiento. El piso, los muros y bordos de contención serán impermeabilizados con arcilla en el paramento húmedo.

De la obra de toina del tanque se iniciará la conducción a presión con el túnel número 4, que tendrá una longitud de 550 metros y 5 metros de diámetro excavado en riolita, con una carga estática máxima de 135 metros, en la parte inicial llevará revestimiento de concreto reforzado y en los últimos 130 metros camisa blindada. En la parte final del túnel se colocará una válvula de seguridad y una bifurcación para dos ramales de 890 metros de longitud con diámetros entre 3.80 y 3.20 metros con espesores de 2.54 a 5 centímetros de acero de alta resistencia. Se construirá una línea en la primera etapa y la otra a futuro. Estas líneas estarán montadas sobre silletas de concreto y los esfuerzos resultantes de los cambios direccionales tanto verticales como horizontales serán absorbidos por machones de concreto armado empotrados en el terreno.

Antes de llegar el agua a las máquinas, se tiene contemplado un quinto túnel de 170 metros de longitud y 3 metros de diámetro, el cual alojará la tubería a presión que soportará una carga estática máxima de 552 metros y una carga de rechazo de 535 metros. Este túnel será excavado en andesita basáltica, ignimbrita y toba.

Los ramales finales de la tubería a presión se iniciarán en la salida del túnel 5 con una bifurcación que conectará a las válvulas esféricas. La casa de máquinas será de tipo exterior de 112 metros de largo, 22 metros de ancho y 31 metros de altura. Se cimentará sobre andesita basáltica a la elevación 939.5 metros sobre el nivel del mar.

Para proteger la casa de máquinas y demás estructuras alojadas en la Margen Izquierda, se realiza un tratamiento de estabilización en ese talud.

Las turbinas son tipo Pelton, de 120 megawatts de potencia, con 6 chiflones; la velocidad de rotación será de 300 revoluciones por minuto y su carga neta de diseño de 508 metros con gastode 26.3 metros cúbicos por segundo por unidad.

Los desfogues que regresarán el agua al río Santiago serán de sección cuadrada con 5 metros por lado y 30 metros de longitud.

Los generadores tendrán una capacidad nominal de 125 megavolt amper, con voltaje de generación de 16.5 kilovolts.

Los transformadores serán trifásicos de tipo columna, sumergidos en aceite, con una relación de transformación de 16.5 a 230 kilovolts y estarán conectados a la Subestación Guadalajara Norte mediante dos Líneas de Transmisión de 3 kilómetros de longitud.

Esta Subestación será parte de un anillo periférico que asegurará el suministro de energía en la zona Metropolitana de Guadalajara.

Con el Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta Comisión Federal de Electricidad tiene previsto generar la suficiente energía eléctrica para cubrir en su totalidad la demanda de Guadalajara en las horas pico.

Con la realización de éste Proyecto Comisión Federal de Electricidad aportará su contribución para que el progreso económico de éste importante polo de desarrollo no se detenga y el bienestar de los habitantes de la zona occidental del país - mejore día con día.

PROYECTO HIDROELECTRICO DE AGUA PRIETA, JAL.

DATOS GENERALES.

I ETAPA

2 Unidades de 120 MW de potencia nominal c/u.
Gen. Anual 565.6 GWH (Millones de KWH)
Gasto de diseño 26.3 m3/seg. por unidad
Gasto de aportación 12 m3/seg.
Capacidad del tanque 1'107,000 m3
Factor de planta 0.269

II ETAPA

3ra. Unidad de 120 MW.
Gen. Anual 815.5 GWH
Gasto de aportación 15 m3/seg.
Capacidad del tanque 1'800,000 m3
Factor de planta 0.257

III ETAPA

4ta. Unidad de 120 MW.
Gen. Anual 958.7 GWH
Gasto de aportación 24 m3/seg.
Capacidad del tanque 1'800,000 m3
Factor de planta 0.228

RUEDAS PELTON SEXTUPLES.

Carga neta de diseño 508.5 m.
Carga bruta 522.50 m.

CONDUCCION.- 5,623 metros lineales total.
con 3 túneles de sección herradura de 5m. de diam.
2 sifones de sección circular de 3.80 m. (I ETAPA)
y de 2.00 m. (II ETAPA)

CONDUCCION A PRESION.- 1,540 m. lineales total.
650 m. de túneles de sección circular de 5m. y 3m. de diam.
y 890 m. de tuberías de acero desde 3.80 a 2.40 m. de diam.

INVERSION.- El proyecto tendrá para la I ETAPA, primera y segunda unidad,
una inversión de \$ 122,432.056 x 10⁶ pesos.
a precios medios de '87; \$1500/dls. 81'621,371 dólares.

COSTO POR KW (240 MW) \$ 510,133.57 pesos/KW instalado
340.09 dólares/KW instal.

COSTO DEL KWH NIVELADO \$ 43.86 pesos/KW Hora

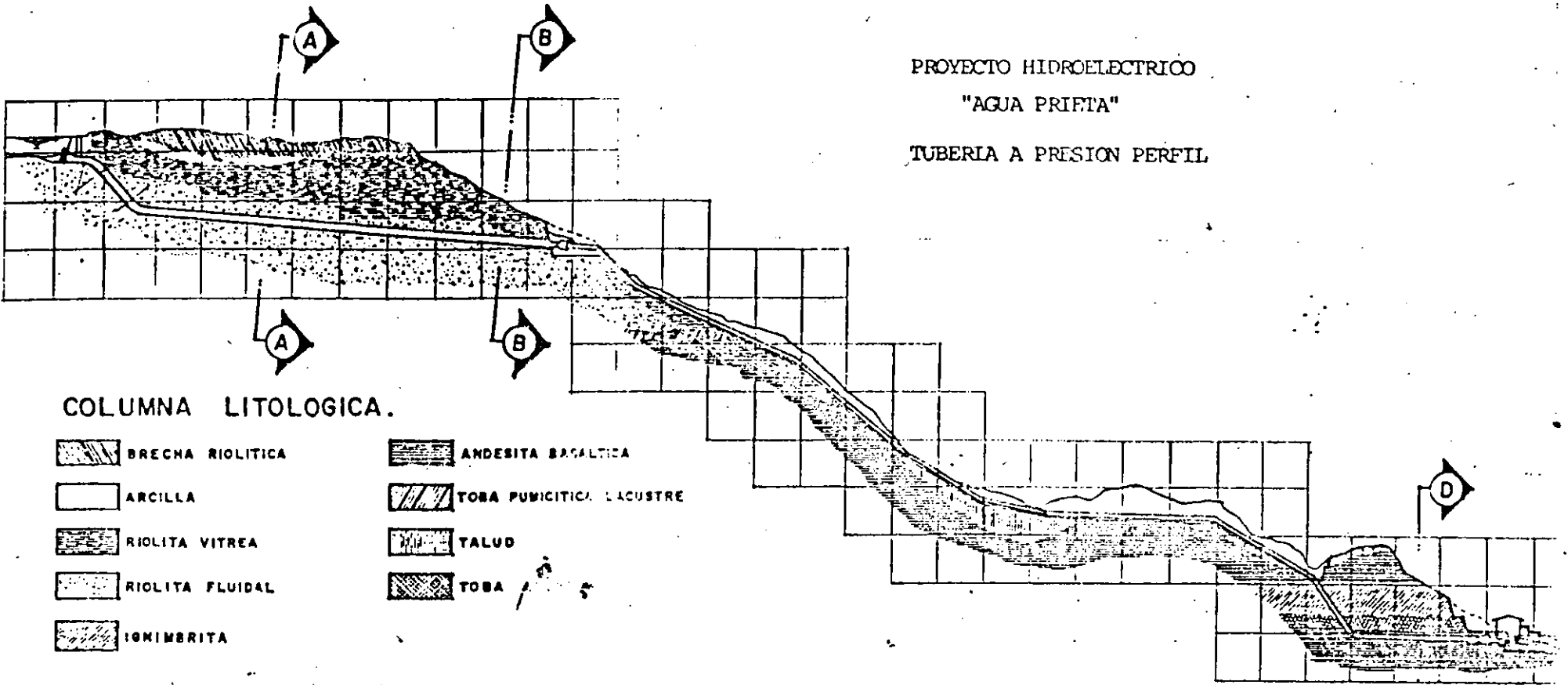
PORCENTAJE DE LA OBRA CIVIL 93 %

Tan solo el cargo por combustóleo del KWH térmico (1984) es de \$60.00 pesos

PROYECTO HIDROELECTRICO

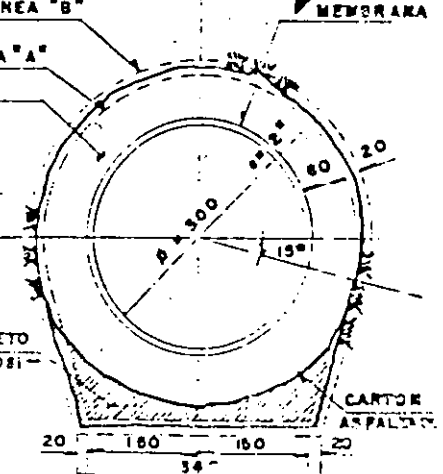
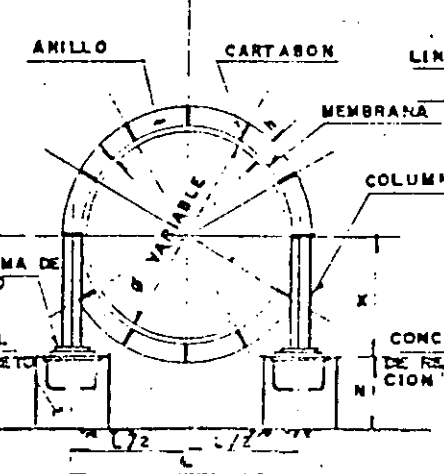
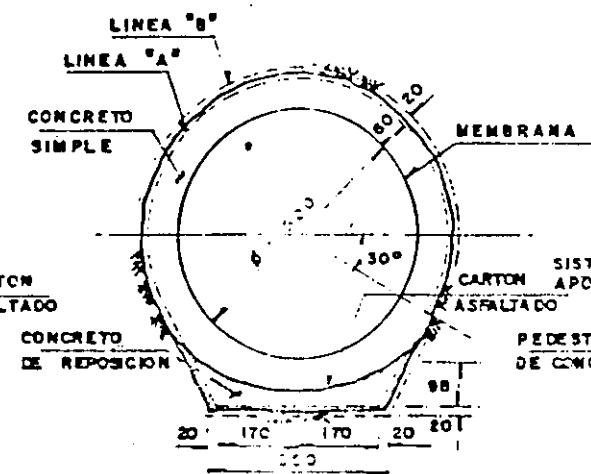
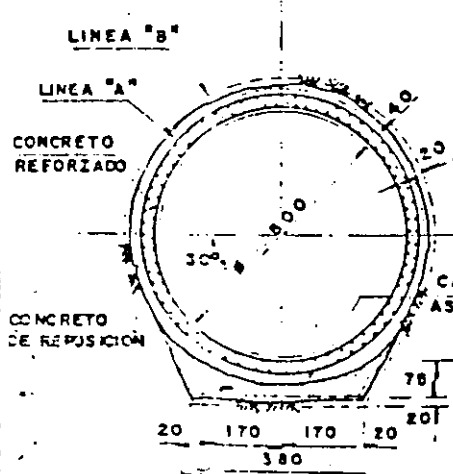
"AGUA PRIETA"

TUBERIA A PRESION PERFIL

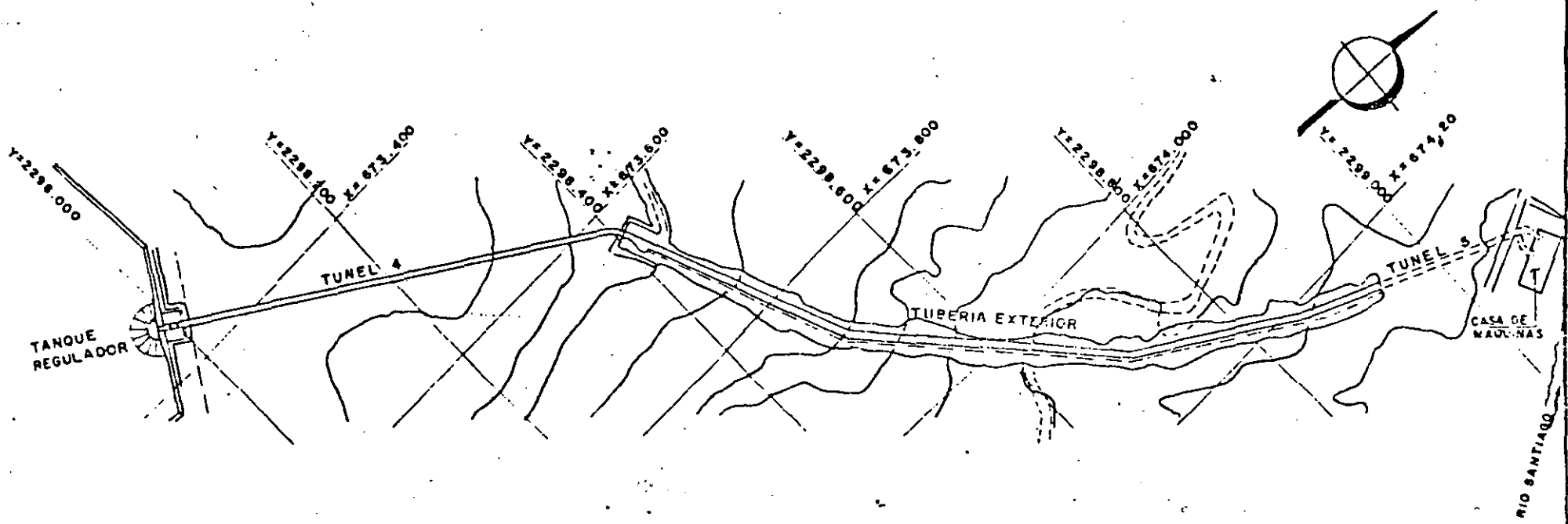


COLUMNA LITOLOGICA.

- | | | | |
|--|------------------|--|--------------------------|
| | BRECHA RIOLITICA | | ANDESITA BASALTICA |
| | ARCILLA | | TOBA PUMICITICA LACUSTRE |
| | RIOLITA VITREA | | TALUD |
| | RIOLITA FLUIDAL | | TOBA |
| | IGNIMBRITA | | |



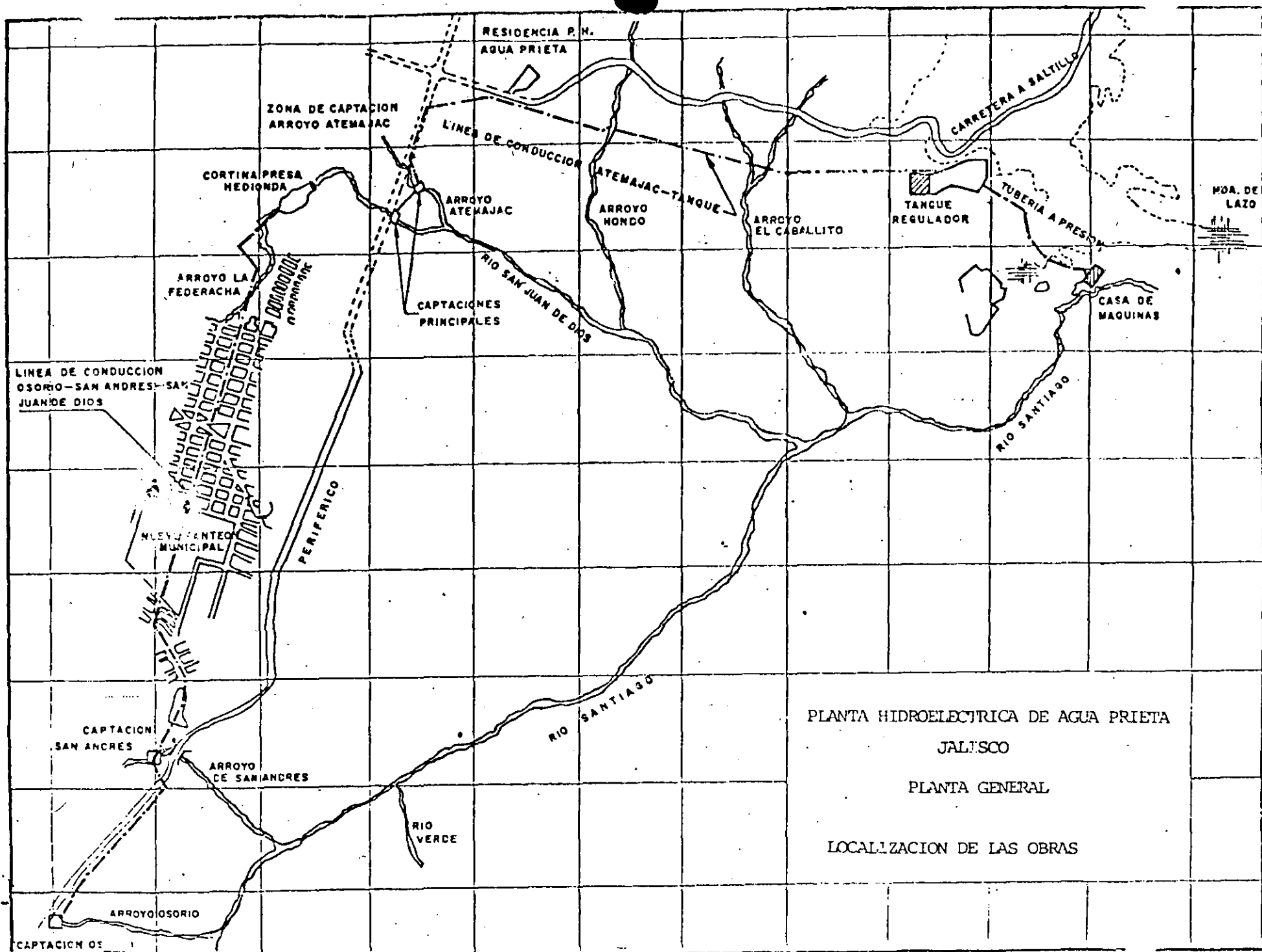
CORTE D-D (LINEA 5)



PROYECTO HIDROELECTRICO

"AGUA PRIETA"

TUBERIA A PRESION FIANTA



RESIDENCIA P. N.
AGUA PRIETA

ZONA DE CAPTACION
ARROYO ATEMAJAC

CORTINA PRESA
HEDIENDA

ARROYO LA
FEDERACHA

LÍNEA DE CONDUCCION
OSORIO-SAN ANDRES-SAN
JUAN DE DIOS

NUEVO CENTEO
MUNICIPAL

PERIFERICO

CAPTACION
SAN ANGRES

ARROYO
DE SANIANDRES

ARROYO OSORIO

CAPTACION OS

LÍNEA DE CONDUCCION

ATEMAJAC-TANQUE

ARROYO
ATEMAJAC

ARROYO
MONDO

ARROYO
EL CABALLITO

CAPTACIONES
PRINCIPALES

RIO SAN JUAN DE DIOS

RIO SANTIAGO

RIO
VERDE

CARRETERA A SALTILLO

TANQUE
REGULADOR

TUBERIA A PRESA

CASA DE
MAGUINAS

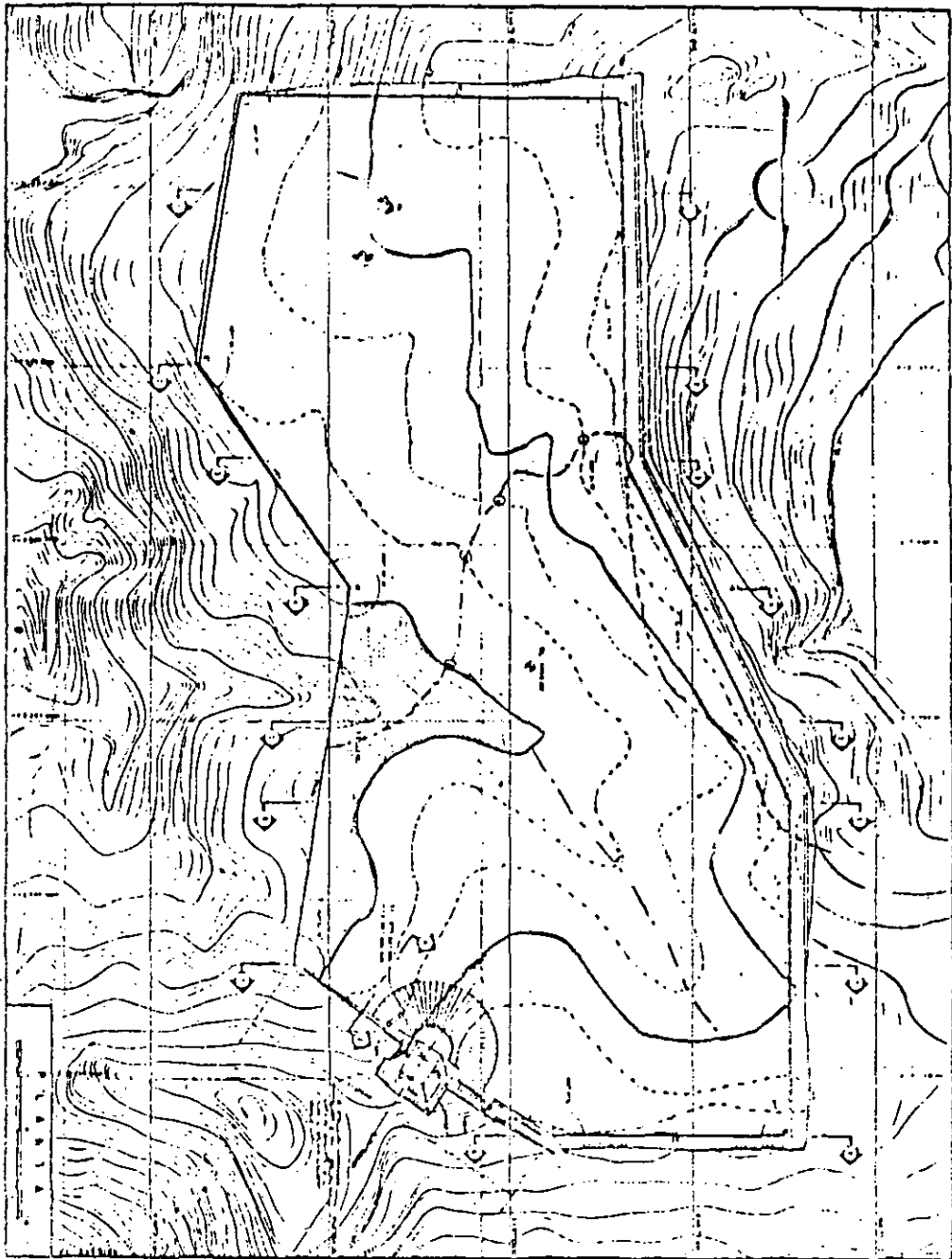
MOA. DE
LAZO

PLANTA HIDROELECTRICA DE AGUA PRIETA

JALISCO

PLANTA GENERAL

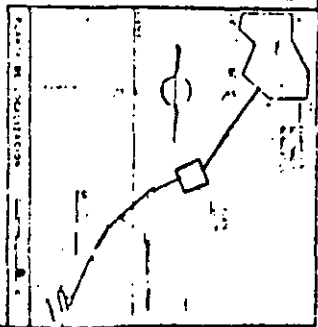
LOCALIZACION DE LAS OBRAS



COORDENADAS

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

NOTAS



NOTAS

1. El terreno es montañoso y con mucha vegetación.

2. El clima es cálido y húmedo.

3. El terreno es montañoso y con mucha vegetación.

4. El clima es cálido y húmedo.

5. El terreno es montañoso y con mucha vegetación.

6. El clima es cálido y húmedo.

7. El terreno es montañoso y con mucha vegetación.

8. El clima es cálido y húmedo.

9. El terreno es montañoso y con mucha vegetación.

10. El clima es cálido y húmedo.

PLAN DE OPERACIONES

1. El terreno es montañoso y con mucha vegetación.

2. El clima es cálido y húmedo.

3. El terreno es montañoso y con mucha vegetación.

4. El clima es cálido y húmedo.

5. El terreno es montañoso y con mucha vegetación.

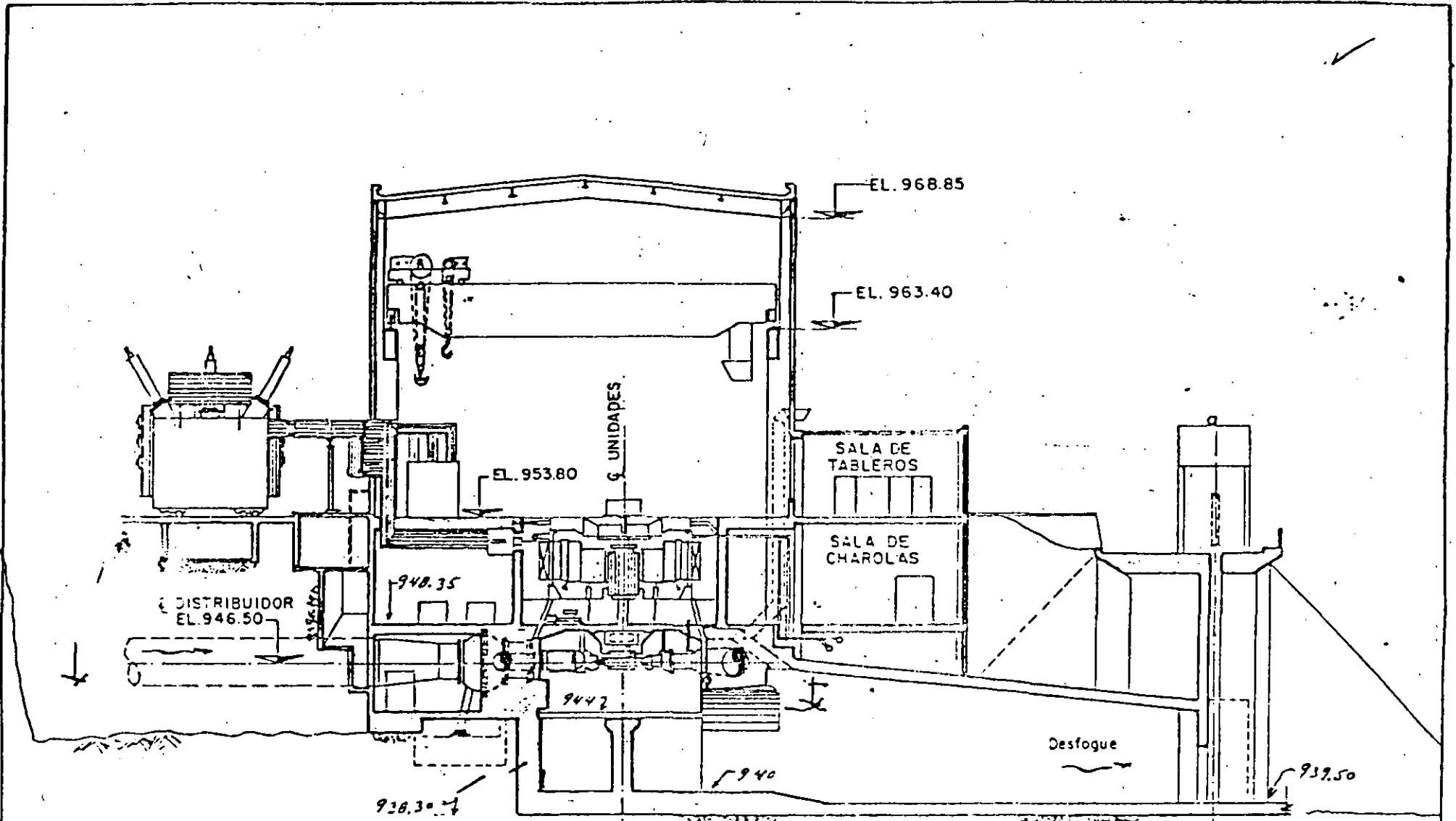
6. El clima es cálido y húmedo.

7. El terreno es montañoso y con mucha vegetación.

8. El clima es cálido y húmedo.

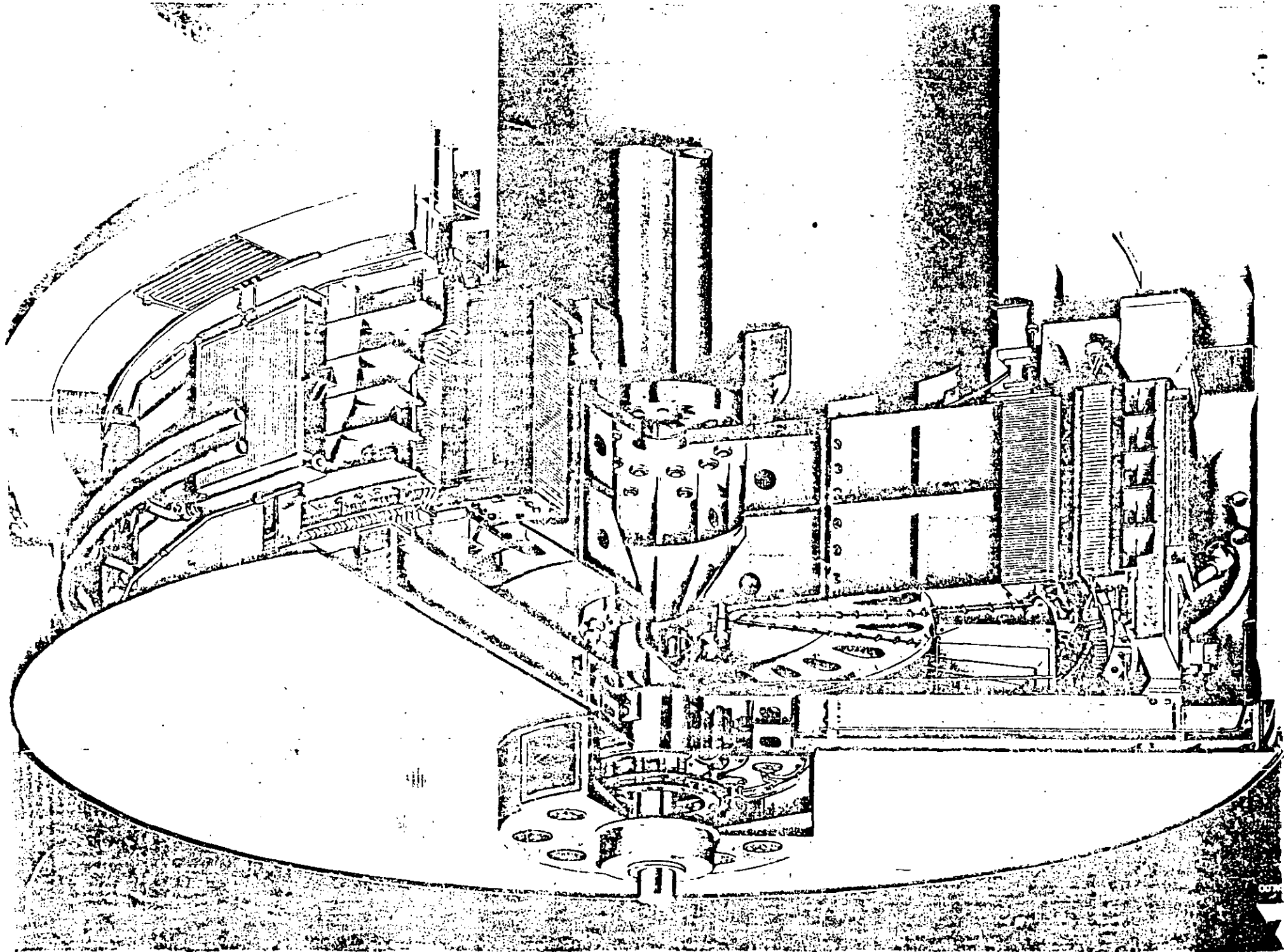
9. El terreno es montañoso y con mucha vegetación.

10. El clima es cálido y húmedo.



935.03

CASA DE MAQUINAS
 (CORTE TRANSVERSAL POR C UNIDAD)



INGENIERIA CIVIL

CIC



Organo oficial del Colegio de Ingenieros Civiles de México, A.C.

270

Agosto-Octubre de 1990

Precio \$7,000



Aguamilpa

Ic

ENTREVISTA

Ing. Andrés Moreno

Un concepto
integral

CON LA GARANTIA Y SEGURIDAD DEL SISTEMA BBRV

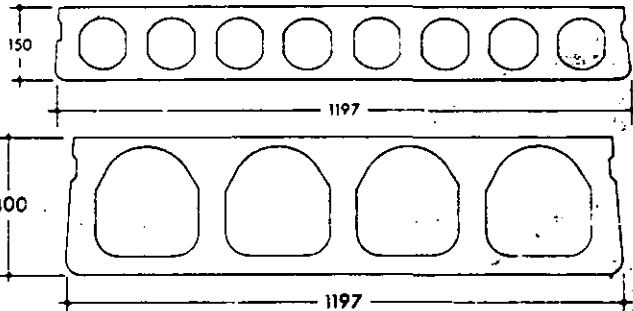


Empresa mexicana, con 25 años de experiencia en la industria de la construcción, dedicada a la prefabricación y el presfuerzo en sus diversas aplicaciones.

LOSAS DYCORE-pret

TECHOS
ENTREPISOS

■ MUROS
■ FACHADAS



- ALTA TECNOLOGIA
- ECONOMIA Y EFICIENCIA
- AHORRO EN TIEMPO
- AHORRO EN MANO DE OBRA
- DISEÑOS PROBADOS
- ALTA RESISTENCIA
- VERSATILIDAD

CABLES PARA PRESFUERZO SISTEMA pret-BBRV

PUENTES
EDIFICIOS
TANQUES

■ ANCLAS PARA MUROS DE CONTENCIÓN
■ CIMENTACIONES

■ ANCLAS PARA ROCA



DURMIENTES SISTEMA pret-VAGNEUX

■ METRO

■ FF. CC.



ELEMENTOS PRETENSADOS Y PRECOLADOS

■ TRABES
■ POSTES

■ PILOTES
■ VARIOS



PRODUCTOS PARA LA VIVIENDA

■ ENTREPISOS
■ MOBILIARIO URBANO
■ GUARNICIONES

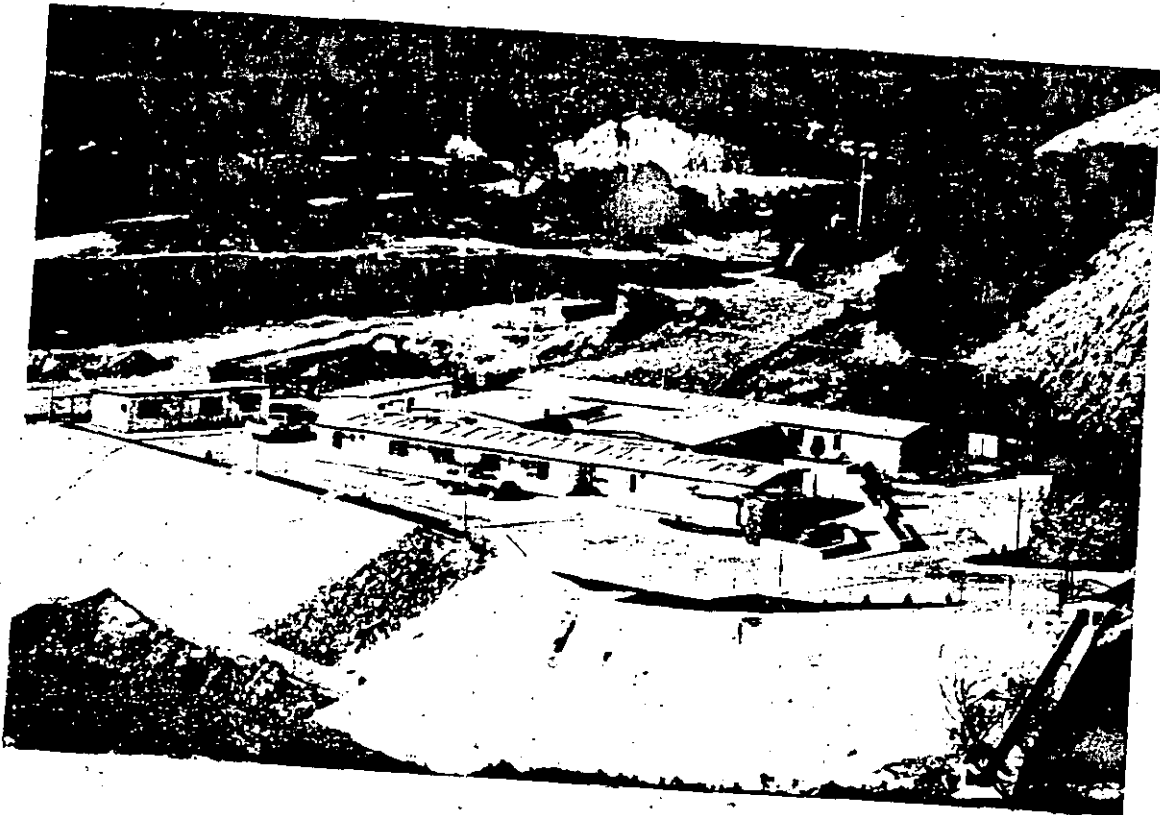
■ PANELES
■ VARIOS

Consúltenos para mayor información

Pret, S. A.

Calle San Juan Ixhuatepec S/N
Fracc. Industrial La Presa, Edo. de México
México 14, D.F. Apdo. Postal 14-179 C.P. 54180

Tels.: 586-56-22 586-57-66
586-51-88 586-58-00



IMPORTANCIA DE AGUAMILPA DENTRO DE LA HIDROELECTRICIDAD EN MEXICO

Por el Ing. Agustín Cárdenas Baro*



El crecimiento del consumo de energía eléctrica en 1989 superó las expectativas que se tenían previstas, de tal forma que en algunas zonas de la República se presentaron tasas de crecimiento del 10 y el 11% en lugar del 7% estimado; la tasa promedio fue de 9.4%. Esta situación hace que la Comisión Federal de Electricidad se vea ante la necesi-

dad no sólo de cumplir, sino de acelerar los programas de expansión de centrales generadoras y además establecer estrategias de ahorro de energía eléctrica, administración del agua almacenada en los vasos de las hidroeléct-

* Gerente Técnico de Proyectos Hidroeléctricos de la CFE.

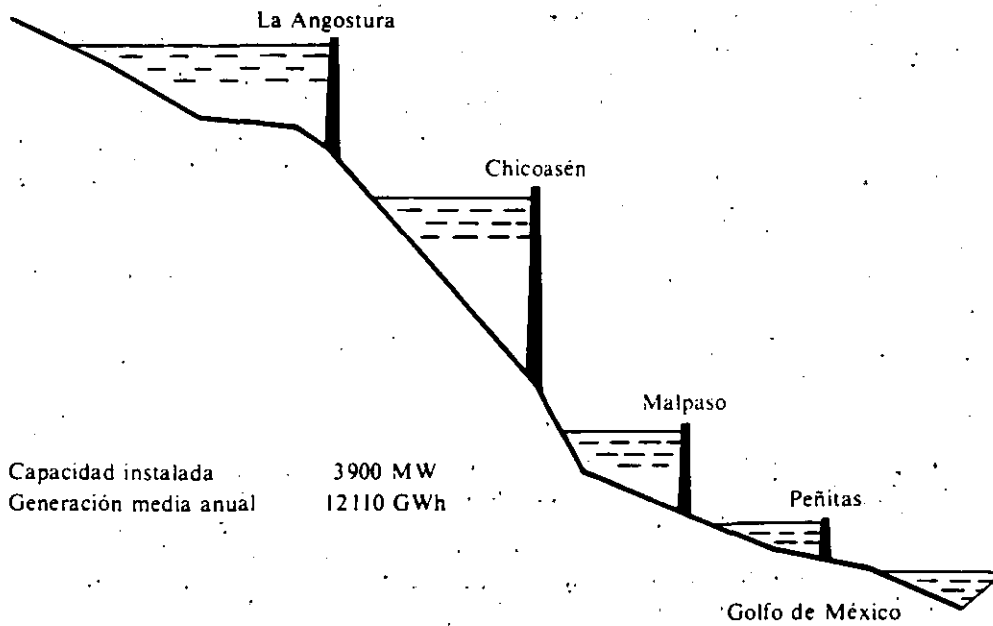
Ríos con mayor potencial hidroeléctrico en su cauce principal

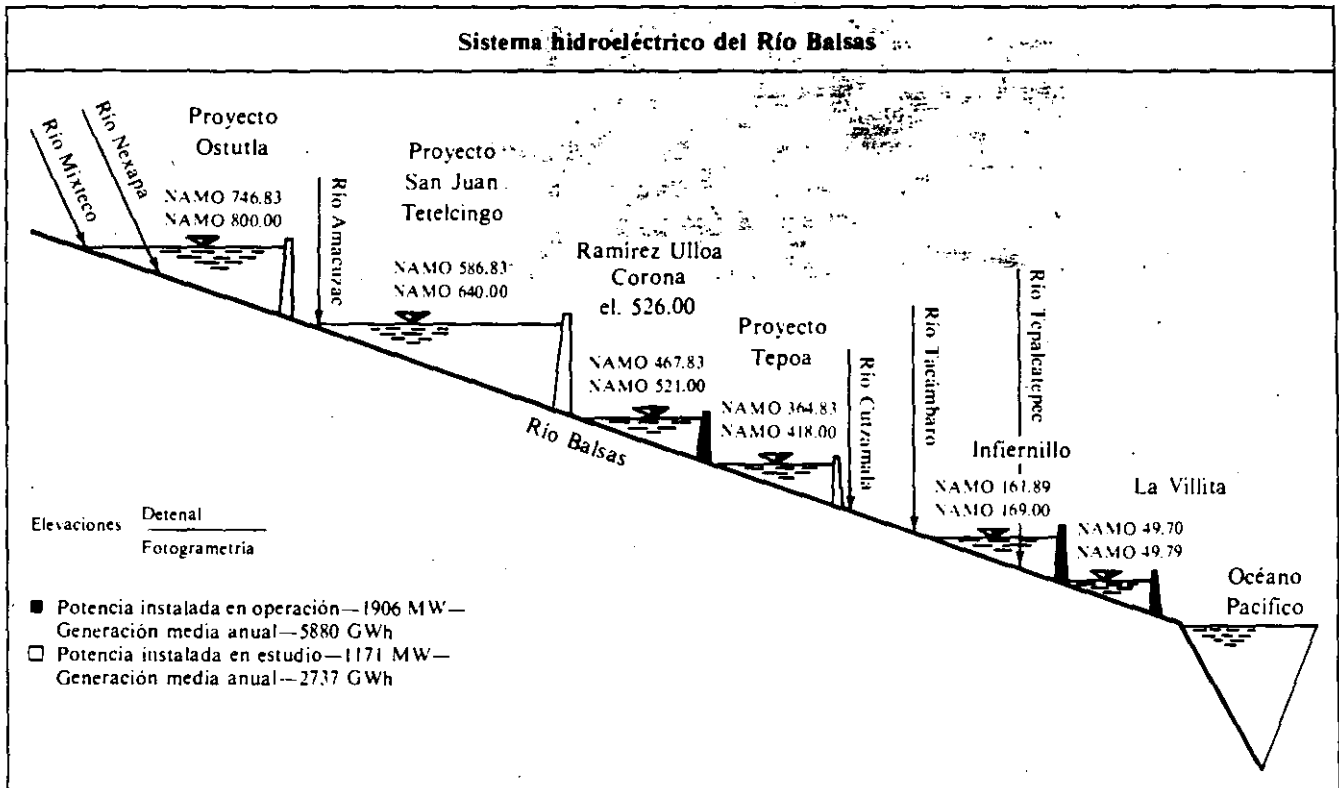
Río	Potencial GWh
Grijalva	14413
Usumacinta	9156
Balsas	9146
Santiago	8620
Moctezuma	5006
Yaqui	3723
Tacotalpa	3479
Verde	3137
Papagayo	2906
Tótal	59586

Potencial hidroeléctrico de la República Mexicana

Potencial	Potencia instalada MW	Generación GWh
Aprovechado	9339	24965
Probado	7777	20313
Probable	36402	101766
Total	53518	147044

Sistema hidroeléctrico del Río Grijalva





tricas, mejoramiento de la eficiencia en las termoeléctricas y reducción de las pérdidas en las redes de distribución.

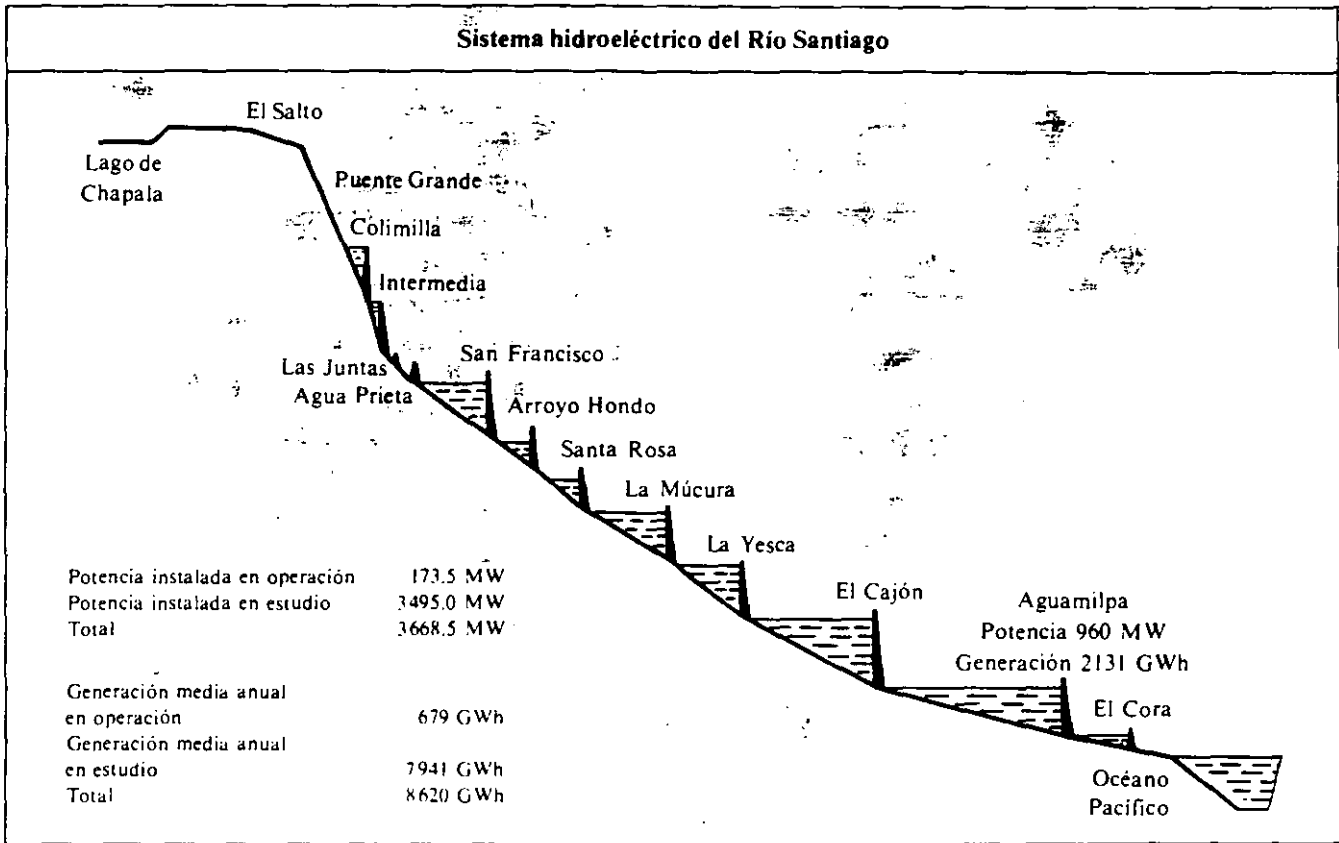
Ante este panorama fue muy valioso haber iniciado el proyecto de Aguamilpa en 1989, una de las grandes obras de ingeniería civil que se construye actualmente en nuestro país; en el que se tienen 65 centrales hidroeléctricas en operación, con una potencia total instalada de 7,749 MW y en construcción los proyectos de Comedero, Sin.; Agua Prieta, Jal.; Aguamilpa, Nay., y Zimapán, Hgo., que añadirán 1,590 MW entre 1991 y 1994, de los cuales 960 MW corresponden a Aguamilpa.

Dentro del potencial hidroeléctrico nacional, los ríos que pueden aportar la mayor cantidad de energía eléctrica son: Grijalva,

Usumacinta, Balsas, Santiago y Moctezuma; a la fecha se ha desarrollado prácticamente todo el Grijalva con las Centrales de Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas, y en forma importante el Balsas con Caracol, Infiernillo y Villita; por lo que respecta al Río Santiago tiene una ubicación muy favorable para abastecer a centros importantes de consumo.

En este río están en operación Santa Rosa y otras pequeñas centrales y en construcción Agua Prieta y Aguamilpa, este último es el proyecto más ventajoso por su potencia, generación y bajo costo de kwh producido, ya que al estar a 52 km de Tepic aprovecha prácticamente todo el caudal del Santiago, además de ser de usos múltiples al reducir el riesgo de inundaciones en la planicie costera

Sistema hidroeléctrico del Río Santiago



Clasificación de Centrales Hidroeléctricas por su Potencia Instalada

Presa	Río	Estado	Potencia MW
Chicoasén	Grijalva	Chiapas	1500
Malpaso	Grijalva	Chiapas	1080
Infiernillo	Balsas	Michoacán	1000
Aguamilpa	Santiago	Nayarit	960
Angostura	Grijalva	Chiapas	900
El Caracol	Balsas	Guerrero	594
Peñitas	Grijalva	Chiapas	420
La Villita	Balsas	Michoacán	300
Mazatepec	Apulco	Puebla	208
Temascal	Tonto	Oaxaca	154

Clasificación de Centrales Hidroeléctricas por su Generación

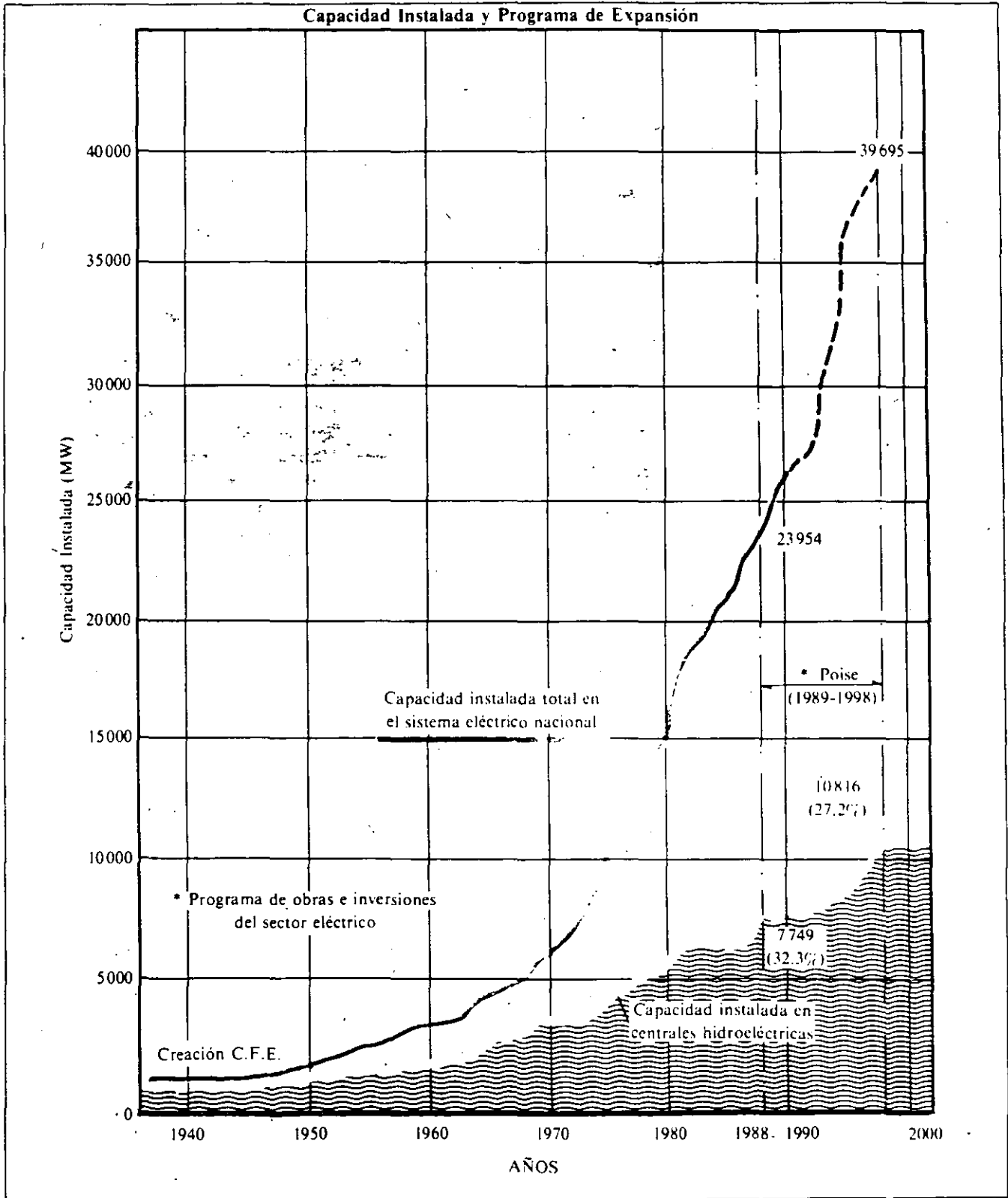
Presa	Río	Estado	Generación Media Anual (GWh)
Chicoasén	Grijalva	Chiapas	5200
Infiernillo	Balsas	Michoacán	3160
Malpaso	Grijalva	Chiapas	2800
Angostura	Grijalva	Chiapas	2200
Aguamilpa	Santiago	Nayarit	2130
Peñitas	Grijalva	Chiapas	1910
El Caracol	Balsas	Guerrero	1480
La Villita	Balsas	Michoacán	1180
Temascal	Tonto	Oaxaca	830
Mazatepec	Apulco	Puebla	790

**Clasificación de Centrales Hidroeléctricas
por Altura de Cortina**

Presa	Río	Estado	Altura m	Tipo de Cortina
Chicoasén	Grijalva	Chiapas	251	Materiales graduados
Zimapán	Moctezuma	Hidalgo	200	Arco de concreto
Aguamilpa	Santiago	Nayarit	187	Enrocamiento y pantalla de concreto
Infiernillo	Balsas	Michoacán	149	Materiales graduados
Angostura	Grijalva	Chiapas	147	Materiales graduados
Malpaso	Grijalva	Chiapas	138	Materiales graduados
El Novillo	Yaqui	Sonora	138	Arco de concreto
Comedero	San Lorenzo	Sinaloa	134	Materiales graduados
El Caracol	Balsas	Guerrero	126	Materiales graduados
Bacurato	Sinaloa	Sinaloa	115	Materiales graduados
Santa Rosa	Santiago	Jalisco	114	Arco de concreto

**Clasificación de Centrales Hidroeléctricas
por Capacidad Total de Almacenamiento**

Presa	Río	Estado	Capacidad millones de m³
Angostura	Grijalva	Chiapas	20 150
Temascal-Cerro de Oro	Tonto-Sto. Domingo	Oaxaca	13 790
Malpaso	Grijalva	Chiapas	12 960
Infiernillo	Balsas	Michoacán	12 000
La Amistad	Bravo	Coahuila	7 050
Aguamilpa	Santiago	Nayarit	6 950
Las Adjuntas	Soto La Marina	Tamaulipas	5 283
Falcón	Bravo	Tamaulipas	5 038
Oviachic	Yaqui	Sonora	4 200
Humaya	Humaya	Sinaloa	4 112



Porcentaje de participación de las diferentes fuentes en la generación de energía eléctrica en 1989

Fuente	Potencia Instalada	
	MW	Porcentaje
Hidrocarburos	14778	60.5
Hidráulica	7761	31.8
Carbón	1200	4.8
Geotérmica	700	2.9
Total	24439	100.0

Potencial Hidroeléctrico Aprovechado

Potencial	Potencia Instalada MW	Generación GWh
Plantas en operación	7749	20778
Proyectos en construcción		
Aguamilpa	960	2131
Zimapán	280	1292
Agua Prieta (primera etapa)	240	463
Comedero	110	301
Total	9339	24965

del estado de Nayarit, incorporar 75,000 hectáreas al riego y permitir la piscicultura y la comunicación en su embalse.

Dentro de los aprovechamientos hidroeléctricos, Aguamilpa ocupará el cuarto lugar por su potencia instalada de 960 MW, después de Chicoasén, Infiernillo y Malpaso; el quinto lugar por su generación media anual de 2,130 millones de kwh después de las centrales mencionadas y Angostura. Su cortina, con una altura de 187 m, será la tercera más alta en México después de la de Chicoasén, con 251 m, y Zimapán, con 200 m, y la capacidad de almacenamiento de su embalse será de 6,950 millones de m³.

Aguamilpa aumentará en un 12% la potencia instalada hasta la fecha en centrales hidroeléctricas, que es de 7,749 MW y que cubrieron el 32% de la demanda total de 24,430 MW en 1989.

Durante los próximos 10 años se instalarán aproximadamente 3,000 MW en nuestro país, de los cuales Aguamilpa aportará más del 30%. La Comisión Federal de Electricidad decidió impulsar su ejecución porque de los proyectos que se tienen aún sin desarrollar, es el más atractivo para continuar el aprovechamiento del potencial hidroeléctrico nacional ■

37 años

1953-1990



LA CIUDAD



Es una muestra de la presencia de Estructuras y Cimentaciones, S.A. de C.V., en la construcción de obras urbanas en la República Mexicana.

Algunas de las 516 obras realizadas por ECOSA.

- 1.- Edificio de Oficinas Conjunto Aristos
- 2.- Procuraduría General de Justicia
- 3.- Hotel Nikko
- 4.- Secretaría de Relaciones Exteriores
- 5.- Edificios de Oficinas del Grupo ICA
- 6.- Edificio para Seguros Monterrey
- 7.- Torre de Telecomunicaciones
- 8.- Transportación Marítima Mexicana
- 9.- Hotel Sheraton Towers
- 10.- Aduana del Aeropuerto de la Ciudad de México
- 11.- Edificio de Oficinas en Bosques de las Lomas
- 12.- Embajada del Japón
- 13.- Edificio para Seguros Monterrey en Guadalajara
- 14.- Ampliación de Salas del Aeropuerto de la Ciudad de México
- 15.- Instituto Mexicano de Comercio Exterior
- 16.- Conjunto Plaza Comermex
- 17.- Edificio de Oficinas Resistol

- 18.- Torre de Control del Aeropuerto de la Ciudad de México
- 19.- Terminal de Autotransporte Federal
- 20.- Edificio de Oficinas de Somex
- 21.- Edificio de Cortes Penales
- 22.- Edificio de Oficinas Omega
- 23.- Edificio de Oficinas Algeciras
- 24.- Edificio del Partido Revolucionario Institucional
- 25.- Nuevo Edificio de Oficinas del Grupo ICA
- 26.- Estacionamiento del Aeropuerto de la Ciudad de México
- 27.- Universidad Iberoamericana
- 28.- Torre de Ciencias U.N.A.M.
- 29.- Escuela Preparatoria Churubusco
- 30.- Teatro de la Danza, U.N.A.M.
- 31.- Edificio de Gobierno del Colegio Militar
- 32.- Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.
- 33.- Universidad Autónoma de Puebla
- 34.- Caballerizas del Colegio Militar

- 35.- Estadio Azteca
- 36.- Palacio de los Deportes
- 37.- Hotel María Isabel Sheraton
- 38.- Centro Urbano Presidente Miguel Alemán
- 39.- Hotel Cancun Caribe
- 40.- Hotel Club Mediterraneo, Cancún
- 41.- Gran Hotel Baja
- 42.- Hotel Sheraton Cancún
- 43.- Hotel Presidente Chapultepec
- 44.- Hotel Camino Real Ixtapa
- 45.- Centro Operativo Bancomer
- 46.- Edificio City Bank
- 47.- Bancan, Complejo Hidalgo
- 48.- El Palacio de Hierro Durango
- 49.- Sears Satélite
- 50.- Centro Comercial Bosques de las Lomas
- 51.- Liverpool Satélite
- 52.- Aurrera Los Pirules
- 53.- Mercado de la Merced
- 54.- Centro Comercial Plaza Satélite

- 55.- Clínica I.M.S.S. Cuernavaca
- 56.- Paso a Deseñel Churubusco-Tlatpán
- 57.- Paso a Deseñel Ejército Nacional y Mariano Escobedo
- 58.- Estación Metro Insurgentes
- 59.- Estación Metro San Lázaro
- 60.- Eje Vial
- 61.- Ejes Viales Varios
- 62.- Central de Malta
- 63.- Planta Nissan en el Estado de Morelos
- 64.- Planta Kodak
- 65.- Laboratorios Smith Kline & French
- 66.- Unidad Habitacional Presidente John F. Kennedy
- 67.- Conjunto Habitación en Lomas Verdes
- 68.- Conjunto Palmas Conito
- 69.- Conjunto Habitacional El Rosario
- 70.- Conjunto Habitacional Ixtacalco
- 71.- Panteón Jardines del Recuerdo
- 72.- Restaurante Vip's Hamburgo
- 73.- Nueva Basílica de Guadalupe

Estructuras y Cimentaciones, S.A. de C.V.
es una Empresa de la División
Construcción Urbana del Grupo ICA.



Viaducto Río Becerra 27 México, D.F.
Colonia Nápoles C.P. 03810
Teléfono 660-3596 Fax 6690248



PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMILPA: CONCEPCION Y DISEÑO

Ing. Sergio Palafox Ramírez*

La ejecución actual del proyecto hidroeléctrico Aguamilpa es la culminación de una gran cantidad de estudios, análisis y evaluaciones, realizadas durante más de 20 años por diversas dependencias federales. Se sabe que la ubicación,

como sitio probable para la construcción de una presa, data de hace más de 30 años.

Las antiguas Secretarías de Recursos Hidráulicos, y de Agricultura y Recursos Hidráulicos, estudiaron Aguamilpa como parte de un plan

ambicioso, cuyo objetivo fundamental era transferir e intercambiar agua desde esta presa hasta el sur del estado de Sonora, para dar riego a una

* Subgerente de Diseños Hidroeléctricos de la CFE.

EL GRUPO ICA EN:

MEJORAMIENTO DEL MEDIO AMBIENTE

SISSA

SISTEMAS DE INGENIERIA
SANITARIA, S.A. DE C.V.



TECMA

TECNOLOGIA
DEL MEDIO AMBIENTE,
S.A. DE C.V.

MANEJO INTEGRAL DE SISTEMAS MUNICIPALES DE AGUA

OMSA

OPERACION Y MANTENIMIENTO
DE SISTEMAS DE AGUA,
S.A. DE C.V.

SAPSA

SERVICIOS DE AGUA POTABLE,
S.A. DE C.V.

SAASA

SERVICIOS DE AGUA DE
AGUASCALIENTES, S.A. DE C.V.

ACTIVIDADES ESPECIFICAS

- Diagnóstico
- Planeación
- Ingeniería
- Construcción
- Operación
- Mantenimiento
- Gerencia de Proyectos
- Comercialización
- Gestión Financiera

CAMPOS DE ACCION

- Abastecimiento y distribución de agua potable
- Tratamiento y reuso de aguas residuales
- Recolección, manejo y disposición de residuos urbanos
- Recolección, tratamiento y disposición de residuos industriales
- Evaluación y monitoreo de la calidad del aire

Viaducto Río Becerra No. 27, 4º Piso, Col. Nápoles C.P. 03810, México, D.F.
Tel.: 660-35-96 Ext. 4450, 4451, 4452 y 4487 TELEFAX 669-0248

GRUPO
ICA

gran extensión de tierra fértil. A este plan se le conoció como PLHINO (Plan Hidráulico del Noroeste).

Como parte de los trabajos de apoyo para los estudios y preparativos que para su construcción realizó la SRH, se hicieron algunas obras de infraestructura (camino de acceso, puentes y un campamento) que se han aprovechado para los trabajos actuales de la obra.

A principio de los 80's se modificó el PLHINO y se descartó la idea de transferir agua desde una toma alta en Aguamilpa. El sitio se hizo aún más atractivo para la generación eléctrica, ya que toda el agua podría aplicarse para este fin, reintegrándose después al Río Santiago, aunque seguiría siendo un proyecto de aprovechamiento múltiple que permitiría:

- Controlar las avenidas que afectan la planicie del estado de Nayarit.
- Asegurar el riego de más de 100,000 ha en dos ciclos al año.
- Comunicar por vía pluvial diversos poblados de la sierra, que actualmente no tienen caminos de acceso.
- Desarrollar la pesca en los mismos poblados.

La ubicación y las dimensiones del proyecto son resultado del mejor esquema dentro de las diferentes opciones analizadas para el Río Santiago en su conjunto.

Aunque los estudios de CFE se iniciaron hace tiempo, fue en 1985 cuando se concluyeron los de factibilidad y anteproyecto, y se empezó el diseño ejecutivo. En este mismo año efectuó un primer concurso para la construcción de los túneles de desvío

del río, que se suspendió por recortes de presupuesto. Desde entonces hubo varios intentos de iniciar obras, pero no fue sino a principios de 1989 que resultó posible hacerlo.

Sin embargo, el margen de espera fue bien aprovechado; se realizaron estudios más completos de geología, topografía e hidrometría, y en función de estos se optimaron los arreglos y diseños de las diversas estructuras de la obra, lo que permitió, además, satisfacer los requerimientos y revisiones técnicas del Banco Mundial y sus consultores, como uno de los pasos indispensables para la aprobación del crédito. Igualmente permitió preparar y llevar a cabo las

dos grandes licitaciones para la obra civil, adjudicada a ICA a finales del año pasado, y la del equipo electromecánico, que a la fecha se encuentra en proceso. Actualmente están definidos diversos frentes de trabajo en las principales obras del proyecto.

El Río Santiago se desvió el 13 de marzo de este año, y aunque se inició en abril de 1990 un Programa Normal de Construcción que permitirá poner en servicio la primera unidad generadora a fines de 1994, se está haciendo un esfuerzo por adelantar un año esta fecha.

Algunas características relevantes del proyecto son:

- Altura de la cortina.



Salida de los túneles de desvío.

- Análisis de estabilidad de la cortina.
- Diseño de la cara de concreto.
- Diseño del borde fusible.

Altura de la cortina

La presa de enrocamiento con cara de concreto más alta construida hasta ahora es la de "Foz do Arela" en Brasil, con 160 m. Aguamilpa con 187, se convertirá en la más alta, teniendo como consecuencia que en su

ICA



Formación de la cortina.

diseño y construcción, la ingeniería mexicana enfrentará los problemas tecnológicos del incremento de altura en este tipo de presas, tales como el comportamiento estático y dinámico de la cortina y los sellos de las juntas en la cara de concreto.

Análisis de estabilidad de la cortina

Para analizar la estabilidad de la cortina, así como su comportamiento bajo la acción sísmica, se diseñaron

CONFERENCIA SOBRE AGUAMILPA

El 2 de agosto de 1990, se llevó a cabo en las instalaciones del Colegio de Ingenieros Civiles de México, la conferencia "Proyecto y Construcción de la Planta Hidroeléctrica Aguamilpa", que congregó a un gran número de asistentes.

El presidium estuvo integrado por el Lic. Juan José Rodríguez Prats, Gerente de Desarrollo Social de la Comisión Federal de Electricidad (CFE); los ingenieros Pablo Marusich Fernández, Vocal Ejecutivo del CICM; Jorge Cabezut Bo, Presidente de la Junta de Honor; Mario Luis Salazar Zúñiga, Segundo Secretario Propietario del XXIII Consejo Directivo del Colegio.

La conferencia se inició con la presentación del Ing. Agustín Cárdenas Baro, Gerente Técnico de Proyectos Hidroeléctricos de la (CFE), quien habló sobre la importancia de Aguamilpa, destacando que el crecimiento de la demanda de energía eléctrica en México rebasa el 7% estimado inicialmente y que la Comisión Federal de Electricidad tratará de acelerar los programas de construcción de centrales generadoras de energía para estas demandas. También hizo la presentación del audiovisual "Proyecto Aguamilpa".

Con el tema "Características básicas del proyecto" participó el Ing. Sergio Paláfox Ramírez, Subgerente

de Diseños Hidroeléctricos de la CFE, quien subrayó que el proyecto hidroeléctrico Aguamilpa es la culminación de una gran cantidad de estudios, análisis y evaluaciones realizadas durante más de 20 años por diversas dependencias federales y que actualmente se hará realidad, con la puesta en marcha de la primera unidad generadora de energía a fines de 1994.

Al hacer uso de la palabra, el Ing. Próspero Ortega Moreno, Gerente de Construcción de Proyectos Hidroeléctricos de la dependencia, consideró que la construcción de estos proyectos es estimulante, ya que demanda atención continua e ingenio para resolver los problemas que se presentan diariamente.

Finalmente, el Lic. Juan José Rodríguez Prats, Gerente de Desarrollo Social de la CFE, expuso el tema "Aspectos sociales relacionados con el proyecto", mencionando algunas obras que han ocasionado problemas, por no haber establecido programas que previeran su impacto social y ambiental y añadió que estos programas deben adecuarse a las necesidades de cada región. Concluyó su intervención señalando que en la actualidad una obra se plantea no sólo desde un punto de vista estructural, sino también social y ecológico ■

mallas de elementos finitos en forma adecuada, para representar la geometría y disposición especial de los materiales en ella, incluyendo la topografía del valle. También se tomaron en consideración las propiedades mecánicas de los materiales bajo cargas estáticas, así como las características dinámicas de los mismos, además de la definición de dos sollicitaciones sísmicas a partir del estudio de riesgo sísmico a lo largo del Río Santiago.

Primero se efectuaron análisis bidimensionales de tres secciones de la presa bajo diferentes sollicitaciones, incluyendo el efecto de llenado del embalse, para determinar en todos los casos los momentos flexionantes y deformaciones de la losa de concreto, así como los factores de seguridad correspondientes. Tomando como base los resultados de estos análisis, se efectuaron otros tridimensionales, todos ellos utilizando el método del elemento finito.

Los resultados confirmaron las experiencias reales en cuanto al comportamiento de deformaciones de la cortina: que los factores de seguridad son adecuados y que los análisis bidimensionales son conservadores.

Diseño de la cara de concreto

La cara de concreto es una cubierta flexible, utilizada para impermeabilizar el paramento aguas arriba de la cortina; es de espesor variable (85-30 cm) en función de la presión hidráulica; tiene refuerzo intermedio en dos direcciones para efectos de temperatura.

En virtud de que seguirán las deformaciones del cuerpo de la cortina,



se prevén juntas verticales y perimetrales en la unión del plinto. Este es una estructura de concreto armado que sirve como liga entre las barreras impermeables, la cara de concreto y la pantalla de inyecciones.

Para definir la excavación necesaria y alojar el plinto, se requiere una limpieza de aproximadamente 30 m de ancho en la traza de la ladera, para tener un levantamiento topográfico, geológico, geofísico y geotécnico; en función del diseño del plinto se determinará el plano de excavaciones.

Juntas

Tipo 1. Junta perimetral: es la más importante y tiene parecido a la del tipo 4 (que se describe más adelante) pero con material de respaldo más fino y con material de protección a volteo.

Tipo 2. Prácticamente de dilatación, con abertura para efectos de temperatura (60 m aproximadamente), sello de cobre y bulbo de neopreno.

Tipo 3. Igual a la 2; pero sin abertura.

Tipo 4. De tensión, en zonas donde abrirá por deformación del cuerpo

y, por tanto, se tienen más barreras. Además del sello del cobre tiene una banda de pvc y una caja de ceniza volcánica, que migrará hacia el material fino de respaldo en caso de falla de las dos barreras. Esto ha sido probado en el laboratorio de la CFE mediante modelo físico y nos coloca a la vanguardia en este tipo de pruebas.

Tipo 5. Igual que la 4, pero sin pvc, ya que se encuentra en zona incierta de apertura.

Tipo 6. Junta típica de construcción.

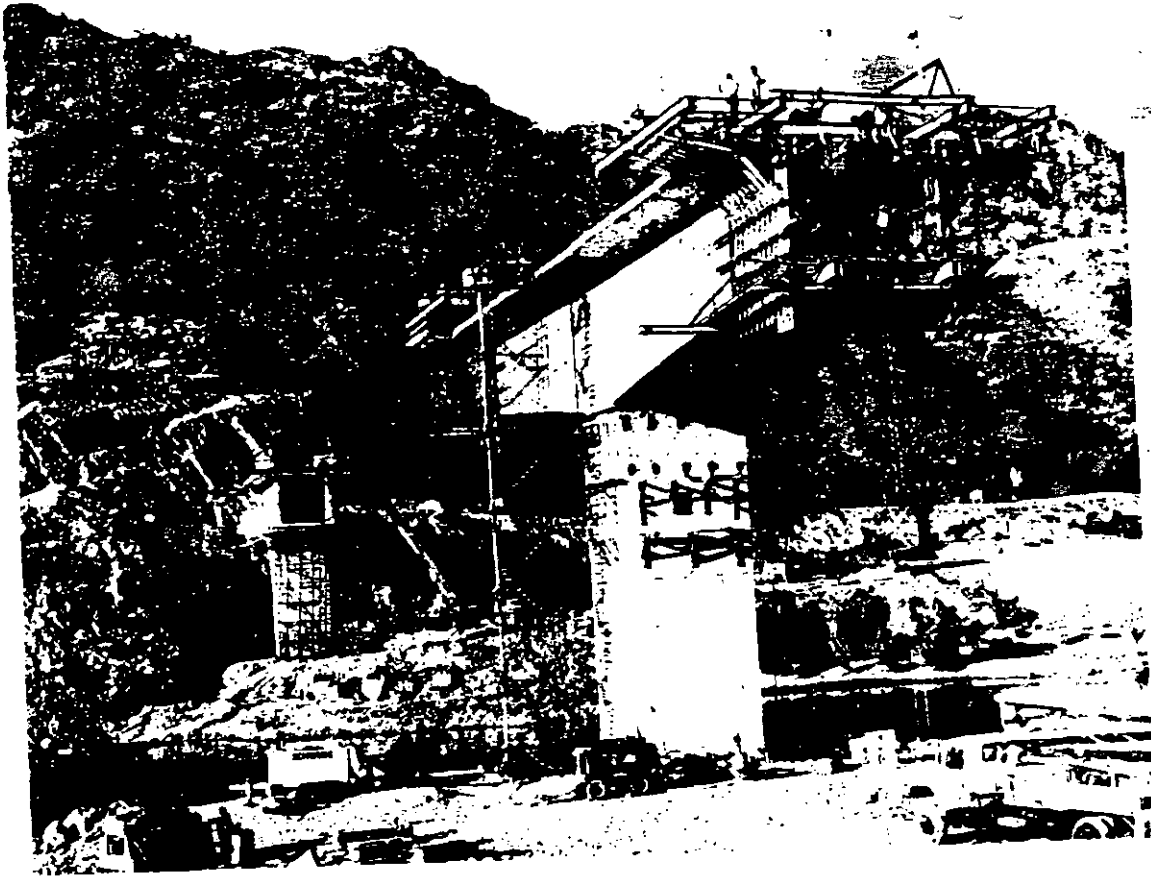
Tipo 7. Unión de la cara de concreto con el paramento.

Bordo fusible

En la margen derecha se excava un canal en roca, de 10 m de altura y de 15 m de plantilla, y se construye el bordo con material de aluvión, con una cota 1 m menor a la ataguía y con capacidad de 800 m³ s.

Su finalidad básica es proteger contra desbordamientos la ataguía, hasta un periodo de retorno de 100 años y posibles daños a las obras y a los poblados de la planicie aguas abajo ■

AGUAMILPA



AGUAMILPA: LA MAGNITUD DE UNA OBRA

Ing. Próspero Ortega Moreno*

H

ablar de la infraestructura eléctrica, y en particular de la hidroelectricidad, es referirnos a un universo sumamente interesante de la construcción, a un mundo que capta toda la gama de oficios y profesiones que podamos pensar y que al mismo tiempo estimula el ingenio y la imaginación.

Por sus características y el medio en que se desarrolla la hidroelectricidad, participan en su construcción médicos, abogados, químicos, economistas, contadores, sociólogos, antropólogos, psicólogos, biólogos, arquitectos, ingenieros industriales, electricistas, mecánicos, electrónicos, geólogos, civiles e hidrólogos.

La construcción de proyectos hidroeléctricos representa un motivo de desarrollo para el ingeniero civil y para los profesionales que en ellos intervienen, y para el país, por la producción de energía eléctrica; para la

* Gerente de Construcción de Proyectos Hidroeléctricos de la CFE.

región y las comunidades, por el impulso económico que les produce, a través de la creación de empleos, bienes y servicios.

Aguamilpa reúne todas estas características, por lo que es un proyecto de propósitos múltiples, que sirve a la región como plataforma para el progreso.

Planeación

Toda empresa y todo proyecto deben disponer de una planeación elemental para su ejecución. Los proyectos hidroeléctricos también dependen de ella para delimitar sus tareas, para hacer un presupuesto de la inversión y, en consecuencia, permitir hacer un seguimiento de las actividades que se llevan a cabo.

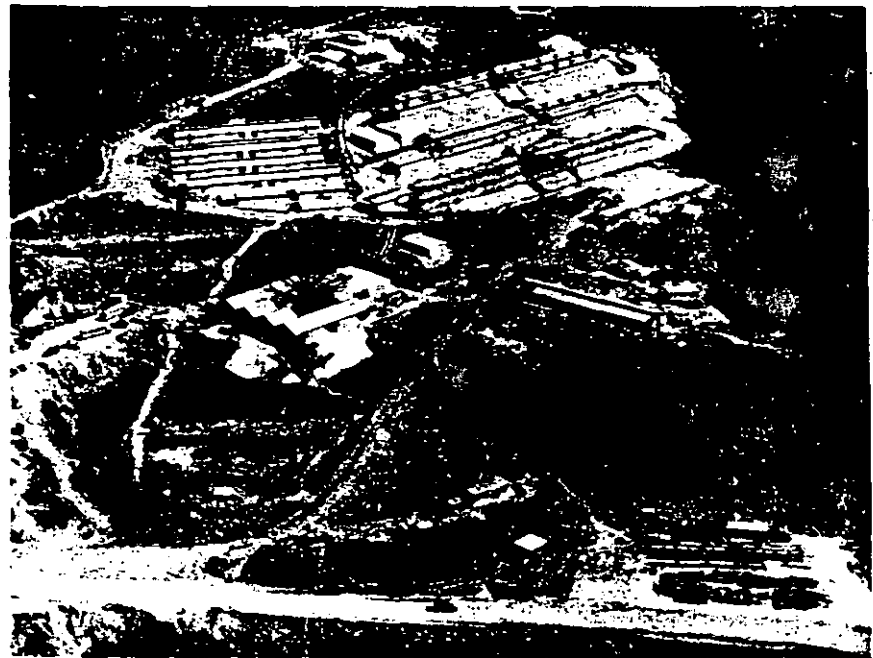
En diciembre de 1988 se decidió iniciar la construcción de la presa hidroeléctrica Aguamilpa, con recursos propios y por administración directa, para dar tiempo al proceso de obtención de créditos y al concurso internacional.

Con base en los estudios realizados y en el avance del diseño, se empezó a planear la infraestructura del servicio:

- Caminos.
- Campamentos con viviendas, comedores, talleres y almacenes.
- Comunicación a través de radio y telefonía.
- Centros recreativos y de capacitación.

Caminos

Hace 17 años, la SARH construyó la terracería para tener acceso a las obras hidráulicas en Aguamilpa, con finalidad de controlar el Río San-



Instalaciones del campamento obrero.



Salida del túnel de desvío número 2.

ICA

ICA



Excavación del portal de los túneles de desvío.



Salida de los túneles de desvío.

tiago. Esta vía de comunicación, de 52 km, facilitó notablemente el transporte desde la ciudad de Tepic al sitio de las obras, con un gran ahorro en costo y tiempo.

En marzo de 1989, se inició la construcción de la vialidad interna de la obra, a fin de comunicar las estructuras principales y aquellas que tenían prioridad por tiempo y funciones.

Campamentos

El contacto y la comunicación con la obra es directo, continuo y constante, por lo que el ingeniero que en ella participa debe poner todo su empeño para que ésta se realice exitosamente; por eso, es indispensable disponer de instalaciones cercanas al sitio donde se aloja el personal y donde se encuentra el servicio de comedores, oficinas, talleres y almacenes, que apoyan la construcción. No es conveniente pensar en desplazamientos del personal mayores de 5 km en relación con las obras, ya que además de que representan tiempo perdido en la producción o en el descanso de los trabajadores, implican el riesgo de que se presenten accidentes:

En Aguamilpa se aprovecharon los recursos de la ciudad de Tepic y se montaron casas móviles, mientras se construían los campamentos. Se dispuso también de un campamento habilitado por la SARH a la mitad del trayecto, que aloja a 500 trabajadores. Dada su importancia los comedores se instalaron con mayor celeridad, a 4 km del sitio donde se ubica la presa.

Actualmente se da alojamiento casi al pie de la obra a 500 trabajado-

res; se calcula que dentro de un mes se le dará a otros 1,500, con servicio de comedor para 700 personas simultáneamente. Cada día que pasa, se dispone de más recursos en el sitio, como talleres, almacenes y oficinas.

Comunicaciones

Este es otro aspecto de gran importancia para el buen desempeño de las actividades. En un principio se contó únicamente con radios transrecepto-

res de frecuencia modulada; en la actualidad está en proceso la instalación de un sistema de telefonía a través de microondas.

Recursos humanos

Disponer de los recursos humanos suficientes para emprender un proyecto de esta naturaleza, no es una empresa fácil de satisfacer. Ha sido necesario trasladar trabajadores de diversas especialidades desde varios estados de la República. También es importante hacer uso de los recursos que aporte la región, lo que favorece a la entidad y a la obra.

No obstante, no basta con disponer de la cantidad de obreros que se demanda, se requiere además de calidad; esto se logra con programas de capacitación para adiestrar y preparar a los trabajadores y así cubrir las necesidades de la obra y, al mismo tiempo, para ser más eficientes y protegerse mejor contra los riesgos que pueden presentarse. También es fundamental cuidar las instalaciones, el equipo y la herramienta, que es tanto como conservar el centro de trabajo.

Una vez resueltos en forma provisional o definitiva los aspectos que apoyan la logística que demanda un proyecto, se puede abordar la construcción.

Obras de desvío

Se denomina así a las estructuras que permiten manejar el río durante la construcción de las obras de contención y almacenamiento.

Estas obras consisten en dos túneles de casi mil metros de longitud, cada uno, ubicados en la margen iz-



Construcción de la ataguía.

quierda y con una sección portal de 16 x 16 m. Su excavación se efectúa de la siguiente manera: se abre la media sección superior mediante perforación de barrenos horizontales, con equipo hidroneumático de cuatro brazos, montados en una estructura metálica, que a su vez está instalada en un camión fuera de la carretera; el rendimiento promedio es de 2.70 por día hábil. Se llegó a cuatro frentes de trabajo en forma simultánea, al disponer hasta de seis conjuntos de "jumbos" para prever el mantenimiento u otros imponderables. Esto se logró mediante la perforación de un túnel auxiliar de 100 m, intermedio y perpendicular a los de desvío.

La sección inferior de los túneles se excavó mediante el sistema de banqueo con barrenación vertical, utilizando perforadoras montadas en un vagón de orugas (track drill), con avances diarios promedio de 6 m por cada uno de los dos frentes de trabajo.

Aunque la calidad de la roca es competente, fue necesario efectuar tratamientos con base, en la soportería con anclaje y concreto lanzado y marcos metálicos, señalando que en dos casos (uno por túnel), se presentaron desprendimientos importantes por fallas geológicas, que formaron cuñas favorables al deslizamiento, y que obligaron a la colocación de anclas de fricción con varilla de 1 1/2" Ø, hasta 12 m de profundidad.

Como se señaló en un principio, las obras se iniciaron por administración directa y se transfirieron a la empresa ganadora del concurso en noviembre de 1989. Gracias a estas medidas, el agresivo programa que se estableció se ha cumplido.

Es necesario mencionar que el vo-

lumen de excavación, equivalente a 400.000 m³ aproximadamente, se destinó a la construcción de las ataguías.

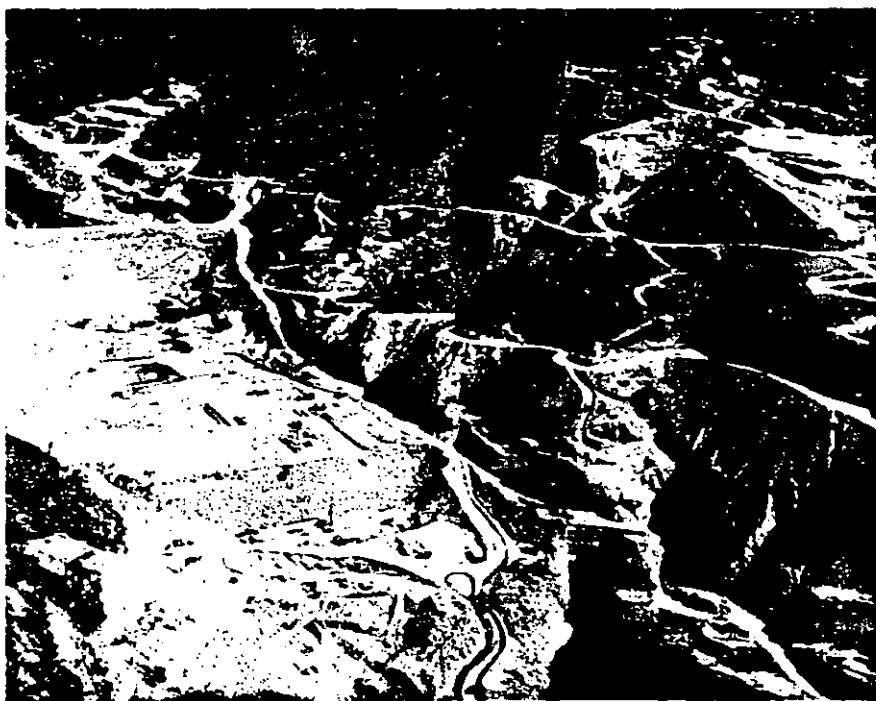
Respecto a la maquinaria de construcción, además del equipo de barrenación se utilizan tractores semejantes al D-8; cargadores frontales sobre neumáticos semejantes al Caterpillar 988 o al Térex C-90, o de descarga lateral Caterpillar 977. Para acarreo se usan camiones convencionales de 6 y 10 m³, y fuera de carretera de 35 Ton.

El desvío del Río por el túnel No. 1, programado para el primero de marzo, se efectuó el 13 del mismo mes. Con esto se inició la construc-

ción de las ataguías y la limpieza del recinto para desplante de la cortina.

El volumen de las ataguías es de 150.000 m³ y 850.000 m³ de aguas abajo y aguas arriba, respectivamente, con una altura de 10 y 60 m. Para su construcción se utilizaron camiones de acarreo fuera de carretera de 35, 45 y 50 Ton; motoconformadoras y tractores D8N para tender el material y rodillo de almohadillas de 10 Ton, o liso de 12 ton para la compactación. En las laderas y zona de material impermeable se lanzó concreto después de una rigurosa limpieza, para una buena liga y adherencia.

El túnel de desvío No. 2 empezó a operar a principios de julio, al



Panorámica del recinto y los accesos por la margen izquierda al vertedor.

ICA



Desplante del plinto.

aumentar el caudal del río donde ya estaban transitando cerca de 1,000 m³/s. Previamente fueron colocados los tapones de concreto que sellaron en forma definitiva el túnel auxiliar.

Paralelamente, se han construido las lumbreras de cierre provisional y definitivo. Las primeras están en etapa de excavación a sección completa; la segunda tiene un pozo hecho con una máquina contrapocera.

Confinamiento del recinto de la cortina

Para impedir el acceso de agua por ambas ataguías, se construyó una pantalla plástica impermeable abajo de la ataguía aguas arriba, utilizando para la excavación una almeja guiada montada en una draga. Esta pantalla va empotrada en la roca, que alcanza los 25 m, y para garantizar la impermeabilización se adicionará una pantalla de inyecciones de lechada de cemento. En la zona superior de la ataguía de aguas abajo, se construirá otra pantalla similar, que no debe admitir filtración alguna. En

tanto se construye, se excava una trinchera de 2 m de ancho y 6 m de profundidad en el aluvión y se coloca material de limo y arcilla, con la finalidad de disminuir las filtraciones.

Cortina

Una vez instalado el sistema de bombeo para desaguar el recinto y controlar el acceso de agua por filtraciones y precipitación pluvial, se efectuará su limpieza para colocar los materiales que integran la estructura (roca y aluvión), así como para la construcción del plinto, parte vital para impermeabilizar. A la fecha se han colocado 60,000 m³ de los 13 millones que comprende la cortina y se ha excavado parte de la ladera derecha donde se alojará el plinto.

Plinto

Para la obtención de roca se aprovechará el producto de la excavación de la obra de toma (un millón de m³), la de excedentes o vertedores (3.5 millones de m³) y una pedrera adicional

que aportará medio millón de m³. En lo que respecta al aluvión, se está extrayendo del lecho del río aprovechando los bancos naturales localizados a lo largo del mismo, en un desarrollo de 0 a 12 km. Para su extracción se utilizan dragas de 2.5 y d³ y retroexcavadoras de 6 y d³. El acarreo se realiza con vagonetes de 70 Ton.

El programa de la cortina exige una producción media mensual de 400,000 m³ a partir de octubre de 1990 y hasta junio de 1993, año en que se iniciará el llenado de la presa. También para este año se programó la construcción del plinto, y la de la chapa de concreto para 1992.

La pantalla de impermeabilización se efectuará desde el plinto, apoyándose en galerías que serán excavadas en ambos márgenes.

Para acarrear los materiales se utilizarán camiones y un sistema de bandas transportadoras, que los subirán desde la plataforma de manejo hasta los diferentes niveles de la cortina, contando en forma adicional con un camino de apoyo que pertenecerá a la vialidad definitiva.

Obras de generación

Todas las estructuras son subterráneas, a excepción de la obra de toma que, por razones obvias, es exterior. La excavación será realizada por métodos tradicionales, aunque la barreración frontal se efectúa con dos "jumbos" electrohidráulicos de tres brazos. A fines de 1990 se espera terminar el túnel de acceso de 9 x 10 m de sección portal, y se ha iniciado el túnel del desfogue, que será de 16 x 16 m. Asimismo, se ha logrado la

comunicación con la bóveda principal de la casa de máquinas y de la galería de transformadores. Se prevé que estas estructuras deberán estar totalmente excavadas para agosto de 1991.

La excavación de la obra de toma se inició en septiembre de 1990 y para su acceso se construyeron un conjunto de caminos que han producido, en virtud de la topografía del lugar y por los cortes necesarios, más de 150.000 m³ de material para la cortina. Se ha dado prioridad a la plataforma de la obra de toma y a la parte superior de la conducción a presión. Los mismos conductos tendrán otro acceso por la parte inferior mediante otro túnel auxiliar conectado con el túnel principal, que servirá para facilitar el manejo del personal y equipo, y en particular para retirar la rezaga, producto de la excavación.

Paralelamente a la excavación de la caverna principal de la casa de máquinas, se efectuará la correspondiente a la galería de oscilación y a la de transformadores.

A fin de hacer eficientes las acciones, es necesario planear la construcción oportuna de las trabes carril para las grúas viajeras, que se utilizan en el montaje del equipo permanente y en el mantenimiento mayor de la futura central.

Aunque las grúas viajeras tengan esta función, es recomendable disponer de otra provisional, con capacidad de 30 ó 50 Ton, para auxiliar en los trabajos de obra civil, cuando ya se tenga la excavación terminada y se realicen los primeros colados de concreto, que apoyen los codos de aspiración, mismos que deben iniciar en julio de 1991. La primera de las tres

unidades de 320 Mw comenzará sus pruebas preoperacionales en vacío en agosto de 1993, y con agua, en octubre de ese mismo año.

Por otra parte, se está evaluando la posibilidad técnico-económica de contar con dos playas de montaje, que dará mayor versatilidad de maniobra.

Algunas tareas muy importantes por realizar son las estructuras exteriores para alojar rejillas y compuertas, así como las tuberías de presión para la maquila, instalación, empaque de concreto y tratamiento de consolidación.

Cabe mencionar que la plataforma de la obra de toma permitirá instalar, en forma provisional, una de las plantas de concreto y bancos de almacenamiento de agregados, para suministrar a la margen derecha.

Obra de excedencia

La estructura del vertedor de demasías se aloja en la margen izquierda y ya se inició el camino de acceso. Se calcula que la excavación del canal producirá 3.5 millones de m³ de roca y si la calidad de la misma es apropiada, se utilizará en la cortina. Se planea, por la amplitud del canal de llamada, ubicar otra planta de concreto y bancos de almacenamiento de agregados para cubrir las necesidades del vertedor, de la cortina y de las estructuras de cierre provisional y definitivo. Esta estructura, que representa el seguro de vida de todas las instalaciones, se inició en septiembre de 1990, y se terminará en fecha compatible con la del cierre final de los túneles de desvío, para iniciar el llenado de la presa, tomando en consideración que

se puede llenar el vaso en tres meses, por lo menos hasta el nivel mínimo de operación.

Subestación

Para transformar la tensión de generación en transmisión, se construirá una subestación, cuya obra civil comenzará a realizarse en el segundo semestre de 1991, para que el montaje electromecánico se termine en agosto de 1993, y puedan efectuarse las pruebas preoperacionales.

Para el servicio de la construcción se hizo una línea de transmisión de 40 km de longitud, 115 kv de un circuito, desde la subestación Tepic II hasta el sitio de las obras.

La subestación de transformación cuenta con seis alimentadores de 13.8 kv; la capacidad de los transformadores es de 9.25 mva. Para respaldar el suministro y en previsión de cualquier contingencia indeseable, se llevó a cabo la construcción anticipada de la línea de transmisión definitiva que, aunque aislada a 400 kv, operará a 155 kv temporalmente. Además se han instalado tres plantas de emergencia de 1.000 kw cada una, con lo que los riesgos de fallas disminuyen.

Por último, un aspecto que es muy importante y que no ha sido tratado es la supervisión, tanto de la producción como de la calidad; al respecto, la CFE dispone de una Residencia General con los recursos humanos e instalaciones necesarias para lograr un control adecuado del programa, acorde con el presupuesto, las especificaciones y las normas que al respecto han establecido las Gerencias Técnica y de Ingeniería Experimental ■



SOCIEDAD Y ECOLOGIA

Lic. Juan José Rodríguez Prats*

Como resultado de las acciones emprendidas por la Comisión Federal de Electricidad, se ha puesto de manifiesto la importancia de elaborar un programa social, que se planee y lleve a cabo en coordinación con las dependencias involucradas en la construcción de la presa Aguamilpa.

En la presa Angostura, donde se afectaron 64,000 hectáreas del Valle de Frailesca, Chiapas, se advirtió que no era conveniente que distintas dependencias atendieran los requerimientos de los afectados, sino que era

preferible concentrar en una sola entidad todos los recursos y atribuciones para buscar, junto con los grupos afectados, las mejores soluciones a los problemas que planteó la construcción de esta obra.

Es importante reconocer que en toda afectación deben considerarse dos puntos fundamentales:

- 1) Evitar que se suspenda la obra.
- 2) Las secuelas negativas que deja la obra, que en ocasiones deterioran la imagen del sector público.

En Ixchantum, proyecto del municipio de Huillapan, en el norte de

Chiapas, donde se localizan las poblaciones más pobres de la región, surgió uno de los problemas agrarios más graves de México, debido a que no se logró coordinar el programa de afectaciones con el de la obra.

Aunque se adquirieron 13,000 hectáreas: 9,000 dentro del embalse y 4,000 fuera de éste, para reubicar a los peones de las haciendas que iban a ser afectadas, actualmente no se dispone de un solo metro cuadrado.

* Gerente de Desarrollo Social de la CFE.

ya que distintas organizaciones campesinas invadieron las tierras para obligar a la Comisión a abandonar el proyecto. A pesar de que se cumplió con lo pactado y se pagó a los propietarios, durante la actual administración el proyecto está suspendido y las posibilidades de continuarlo en el futuro son escasas.

Durante la construcción de las presas Cerro de Oro y Temascal, se puso de manifiesto la necesidad de consultar a los antropólogos para tratar con los grupos étnicos, y coordinar actividades con las autoridades locales, a fin de minimizar los efectos negativos de ambas obras.

En el proyecto Laguna Verde se aprendió que el trato con las autoridades estatales debe ser cauteloso, para no perder su apoyo. También es importante permitir la participación directa de los grupos afectados y no negociar únicamente con los líderes; en suma, llegar a las asambleas con la certeza de que se cumplirá todo lo

que se ofrece en relación con la construcción de las casas y la integración de los comités, entre otras acciones.

La afectación en este tipo de obras acentúa los problemas internos de una comunidad; surgen caciques, grupos de presión con determinados intereses y se ponen de manifiesto no sólo los problemas económicos, sino la falta de credibilidad y confianza hacia las autoridades.

El ingeniero Guillermo Guerrero Villalobos propuso un programa sumamente profesional para apoyar a los 871 huicholes que resultarán afectados con la construcción de Aguamilpa, a fin de elevar sus condiciones de vida.

Por otra parte, se cuenta con el apoyo del Instituto Nacional Indigenista para estudiar la organización interna de este grupo y obtener información más completa de los tres poblados de mayor importancia de la región: Los Sabinos, Colorado de la Mora y Playa de Golondrinas, y po-

der planear de manera eficaz su reubicación.

Se han firmado acuerdos con el gobierno del estado de Nayarit y el Ayuntamiento de Tepic, e incluso se recurre al presupuesto de la Secretaría de la Reforma Agraria, para elaborar planos y proyectos con anticipación y obtener los decretos de expropiación de las afectaciones lo antes posible. A la fecha, se han llevado a cabo las primeras reubicaciones de los afectados en el poblado El Carrizal, que fueron supervisadas por el Banco Mundial, por el Instituto Nacional Indigenista y por el antropólogo Salvador Salomón Lamas, quien ha comprobado que esta tarea se realizó respetando la dignidad y derechos humanos de los pobladores, y aplicando todos los conocimientos y experiencia que la Comisión Federal de Electricidad tiene al respecto.

Un reto mayor con problemática más compleja que la de Aguamilpa, es la de la población de San Juan Tetelcingo, en Guerrero.

Aguamilpa, con 871 huicholes afectados y Zimapán, con 2,400 familias ubicadas en 2,500 hectáreas, son la experiencia previa para enfrentar el problema de la presa de San Juan Tetelcingo, que abarca 11,000 hectáreas y cuya construcción afectará a 18,000 habitantes; 16,000 pueblos; 8 municipios y una zona arqueológica.

A pesar de las dificultades que imponen estas obras, no se puede eludir su construcción, ésta es indispensable para garantizar el abasto energético de importantes regiones de nuestro país; es necesario elaborar estrategias que permitan hacer realidad el progreso sin lesionar el entorno social y ecológico ■



En la construcción de la presa Cerro de Oro se coordinaron acciones con antropólogos y autoridades locales para minimizar los efectos sociales negativos de la obra.



UN CONCEPTO INTEGRAL



El proyecto hidroeléctrico Aguamilpa constituye, por sus características generales, uno de los de mayor importancia en su tipo dentro de la República Mexicana.

El gobierno mexicano, a través de la Comisión Federal de Electricidad, previo concurso, delegó su construcción a la empresa Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V.

El proyecto, ubicado en la parte

central del estado de Nayarit, entre los municipios de Tepic y del Nayar, ha requerido no sólo de estudios preliminares sobre aspectos hidrológicos, geológicos, de reasentamientos humanos, económicos; el impacto ambiental también ha sido asunto prioritario en su planeación.

La capacidad de generación de energía, el esquema de financiamiento y los beneficios de esta obra son

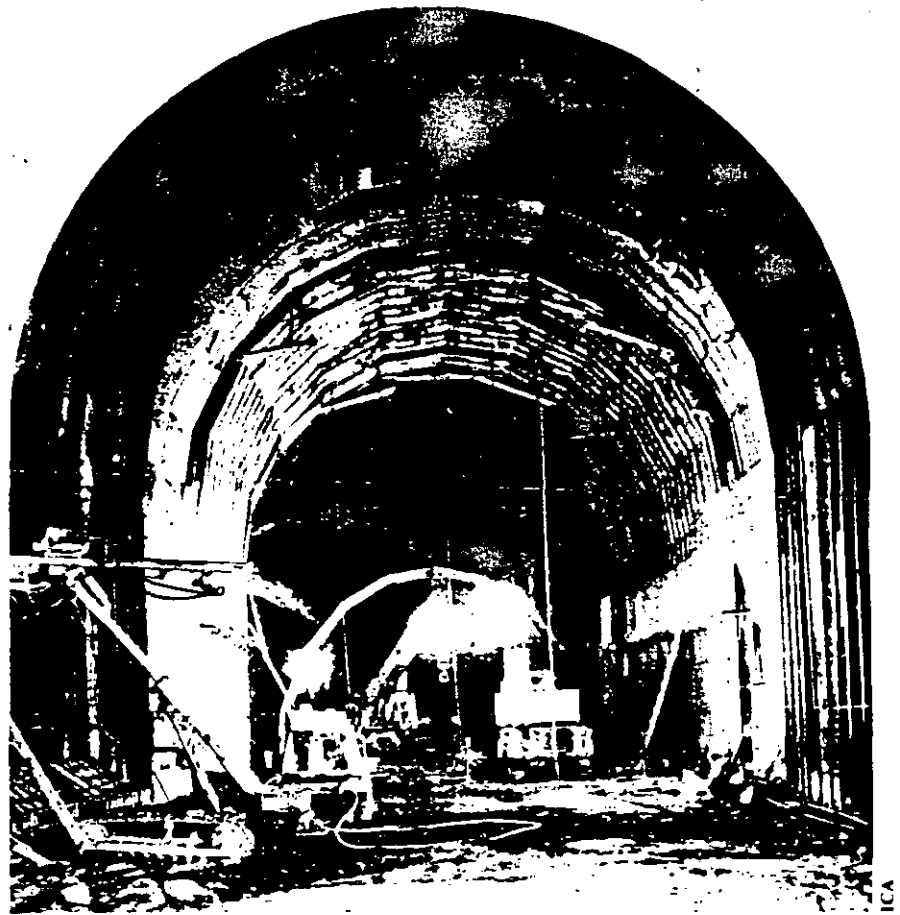
algunos de los puntos centrales que el ingeniero Andrés Moreno, Subdirector de Construcción de la Comisión Federal de Electricidad, abordó durante la entrevista realizada por *Ingeniería Civil*.

IC: *¿Cuáles son las especificaciones de la obra y los beneficios que se esperan de ella?*

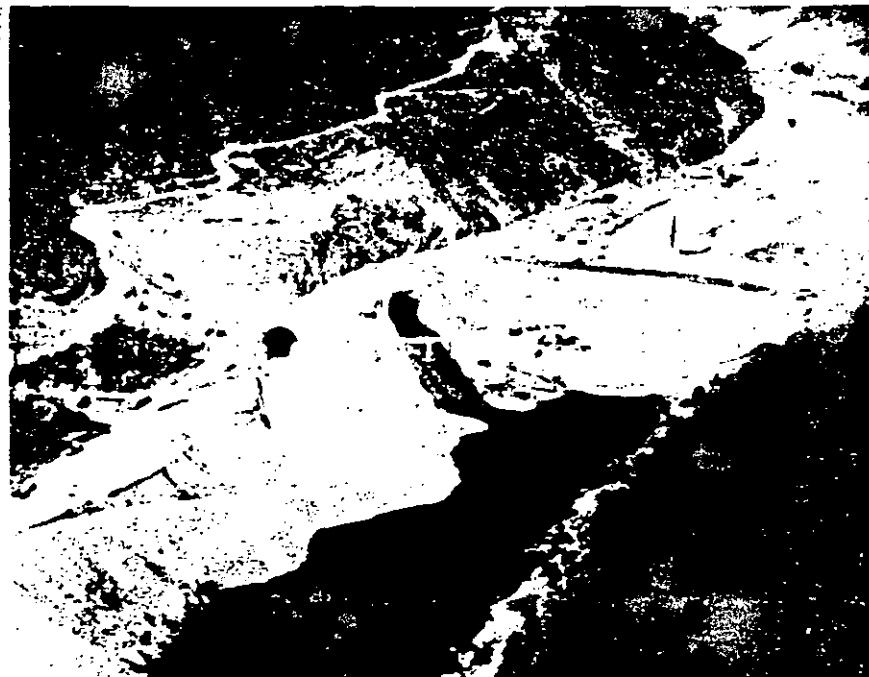
AM: El proyecto Aguamilpa forma parte de un plan de aprovechamiento

integral del Río Santiago, cuyo diseño fue desarrollado por la Comisión Federal de Electricidad. Al Río Santiago se le unen los ríos Verde, Juchipila, Bolaños, Jesús María y Guaynamota. Estas afluencias lo convierten en una importante fuente de generación de energía eléctrica, ya que si se construyeran todas las presas que este Río permite, ocuparía el segundo lugar en importancia en el país, sólo superado por el Grijalva.

En la actualidad contamos con varias plantas pequeñas, entre ellas: Juanacatlán, Puente Grande y Colomilla. Una mediana denominada Santa Rosa (en operación) y otra más, que se encuentra en construcción: Agua Prieta, que funcionará



Construcción del túnel de desvío número 2 (salida).



Obra de desvío y ataguía de aguas arriba.

con las aguas negras de la Ciudad de Guadalajara.

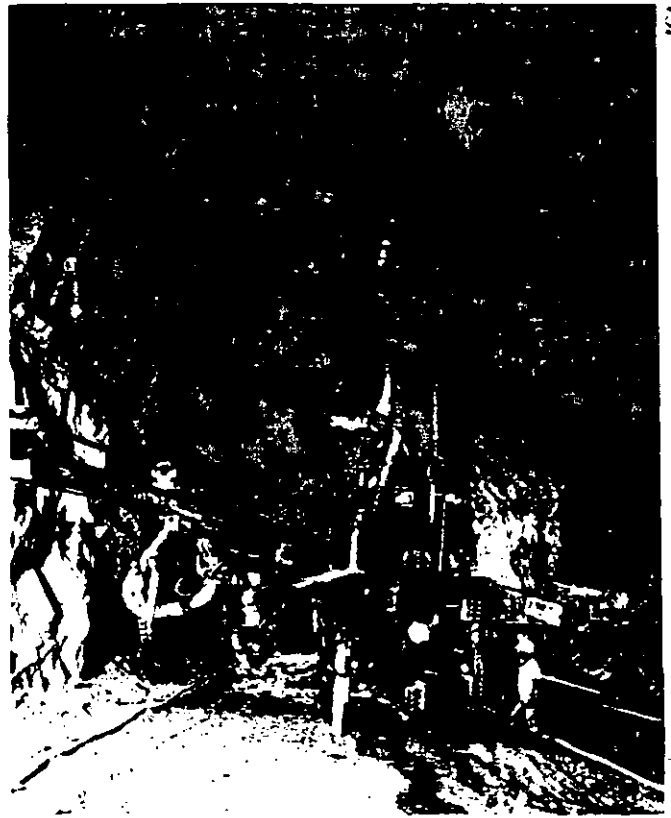
El principal beneficio que se espera obtener de Aguamilpa es una generación eléctrica de 2,131 millones de kilowatts-hora anuales; simultáneamente, gracias a su embalse, se protegerá la zona costera contra las inundaciones, y se incorporará al riego una superficie de 75,000 hectáreas, lo que permitirá incrementar la producción agrícola de la región.

IC: Como toda obra humana, la construcción de este tipo de proyectos tiene muchas repercusiones ambientales. En el caso de Aguamilpa ¿cómo impactará al medio donde se construye?

AM: Dentro del proyecto se han considerado en forma detallada criterios ambientales, y adoptado medidas preventivas para disminuir o compensar los efectos de la construcción de la presa. Algunas de estas



Atagüa de aguas arriba, vista desde la margen derecha.



Anclaje en la bóveda de la casa de máquinas.

acciones son los estudios sobre la calidad del agua embalsada y el rescate de la flora y la fauna, que dadas las características de la región incluye especies como jaguares y lagartos, entre otras. Al mismo tiempo se preservarán los recursos forestales y se estimulará la pesca y la acuicultura.

IC: *La zona está habitada por varias etnias ¿Cómo se ha llevado al cabo su reubicación?*

AM: A la fecha, tenemos que reubicar a 154 familias, que están distribuidas en tres sitios: Colorado de la Mora, Playa Golondrinas y Los Sabinos. Casi el 60% de esta población, que asciende a 900 personas, son huicholes. Se está tratando de reubicarlos en otras áreas, sin afectar sus intereses; además, se ha creado un programa de ayuda destinado a enseñarles algunos oficios que les permitan mejorar sus ingresos.

IC: *¿Cuáles son las especificaciones de la obra?*

AM: La central contará con tres unidades de 320 MW de potencia cada una, y generará 2,131 GWh medios al año. Esta capacidad coloca a Aguamilpa en el cuarto lugar de importancia en México, en cuanto a potencia instalada, y en el quinto por su generación de energía media anual.

La obra de contención está constituida por una cortina de enrocamiento (en la mitad de aguas abajo), aluvión y losas de concreto en la cara de aguas arriba.

Las obras de desvío constan de dos túneles de tipo portal, con dimensiones de 16 x 16 metros y una longitud total de 1,990 m.

Las atagüas son de enrocamiento con corazón de arcilla (la elevación de la corona de la de aguas arriba es de 118 msnm), con un volumen de

857,000 m³. La primera permite el cierre del cauce del río. El vertedor, ubicado en la margen izquierda, está diseñado para recibir una descarga de 14,900 m³/s. Cuenta con un canal de llamada, una estructura para seis compuertas radiales, un muro central que divide en dos canales al vertedor y al dissipador de energía.

La planta contará con una casa de máquinas (subterránea), obra de toma, conducciones a presión y una galería de transformación; pozos de oscilación, túnel de desfogue y una subestación encapsulada para 400 kW. La capacidad instalada será de 960 MW.

IC: *¿Qué volumen de mano de obra se requiere para la construcción de la presa?*

AM: Para llevar a cabo la construcción se requiere un elevado volumen de mano de obra, contamos con



Túnel de acceso a la casa de máquinas.

4,114 trabajadores: 3,600 de ICA y 514 de la CFE. Aproximadamente, el 4% son ingenieros y el resto obreros.

IC: ¿Cuál es el monto de la inversión?

AM: La obra tiene un costo total aproximado de un billón 300 mil millones de pesos, de los cuales el 32% lo financia el Banco Mundial, por concepto de obra civil; el 5.6% son recursos propios, también para obras de tipo civil. Las otras aportaciones de la CFE ascienden, en materia de supervisión, al 5.8%; en programas de reasentamientos e impacto ambiental, al 3.4%; en líneas de transmisión al 6.8% y en gastos de infraestructura al 4.6%.

El costo de los equipos electromecánicos (41.8%) será cubierto por inversionistas privados. El contrato con la empresa que participará con estos equipos se firmará en febrero de este año, con lo que se completará totalmente el programa de inversión.

En resumen, la CFE aportará el 26.2%, el Banco Mundial 32.0% y los inversionistas privados el 41.8%.

IC: ¿En qué plazo se piensa terminar de construir la presa?

AM: Aunque nuestros programas son muy ambiciosos, estamos con-

vencidos de que se logrará cumplirlos. Requirió un año y un mes terminar la construcción de los túneles y ataguías para empezar a desviar el río, pero en el último semestre hemos logrado avanzar bastante, gracias al buen equipo de trabajo que se ha formado.

La fecha más importante será cuando entre en funcionamiento la primera unidad generadora, en septiembre de 1993.

IC: ¿A qué poblaciones de Nayarit beneficiará la presa?

AM: Principalmente a Tepic. Toda la zona donde se encuentra el vaso de la presa estaba prácticamente incomunicada, ahora se ha hecho un camino de 40 km hacia la presa, que ha beneficiado a Tepic y a otros poblados cercanos. Aguas abajo se encuentran algunos desarrollos turísticos —las playas de Nayarit—, y la presa será un atractivo más para el estado. El despliegue de recursos humanos y económicos que ha hecho la CFE, como parte del programa de protección a la fauna y a la flora, hace pensar en la obra no como un factor de destrucción de la naturaleza, sino como un concepto de desarrollo, en equilibrio con ella.

IC: Actualmente se observa un cambio en la industria de la construcción: las obras se construyen en menor tiempo y las inversiones son más elevadas, con propósito de ponerlas en operación cuanto antes y empezar a recuperar el capital invertido ¿qué puede comentarnos al respecto?

AM: Antes, por carencia de recursos debido a la crisis económica, se construía a un ritmo más lento mientras la demanda aumentaba; cuando la obra estaba terminada, su capacidad ya era insuficiente para satisfacer los requerimientos de la población. Además, se generó otro problema, pues las empresas con 10 ó 12 años de no trabajar fueron rebasadas por los adelantos técnicos. Por ejemplo, si en un lapso de 12 años una empresa no ha construido presas, esto supone que sus ingenieros con experiencia se han vuelto viejos y los jóvenes no han tenido la oportunidad de adquirirla. Más notorio aún es el problema de la pérdida de sobrestantes y cabos capacitados que, al quedar desempleados por la crisis, se dedicaron a otras actividades.

Ante esa problemática, la necesidad de recuperar, a corto plazo, la capacidad de las empresas que sufrieron ese estancamiento se vuelve imperiosa.

Por lo anterior, nos hemos visto obligados a repasar los procedimientos de construcción desde sus aspectos más elementales; se han incorporado equipos muy modernos, y elaborado programas de capacitación para su uso; todo ello con un objetivo inalterable: hacer que la industria de la construcción mexicana siga respondiendo —como siempre lo ha hecho— a los retos que impone el desarrollo de nuestro país ■

CURRICULUM VITAE

NOMBRE: JOEL ROJAS TAMEZ
EDAD: 54 AÑOS
NACIONALIDAD: MEXICANA
PROFESION: INGENIERO CIVIL, UNAM. CEDULA No. 93615

EXPERIENCIA:

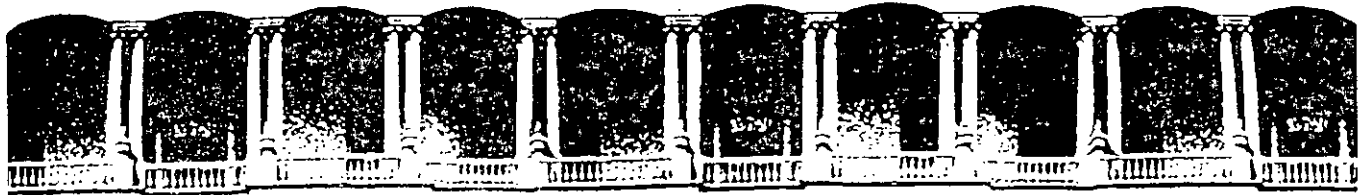
El Ing. Roja Tamez, antes de terminar la Carrera fue Profesor Auxiliar de la Escuela de Ingeniería en las clases de Laboratorio de Resistencia de Materiales, y ya en su desarrollo profesional se inició como Proyectista de Obras Hidráulicas en la Dirección de Proyectos de Grande Irrigación de Recursos Hidráulicos y posteriormente fue Residente de Construcción de las Presas: EL CAZADERO, ZAC., EL GRANERO, CHIH., LAS ADJUNTAS, TAMP. y GUAMUCHIL, SIN.

En la Comisión del Papaloapan fue Ingeniero Residente de Estudios del Proyecto CERRO DE ORO, OAX.

En 1974 participó como Residente General de Construcción en el P.H. CHICOASEN, CHIS. con C.F.E.

Fue Residente General de Construcción del P.H. Ing. Carlos Ramírez Ulloa en el CARACOL, GRO.

Actualmente es Director de Construcción de MEXICO, COMPANIA CONSTRUCTORA, S.A. DE C.V.



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

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

13 AL 17 DE JULIO DE 1992.

MODULO 4 (TEMAS ESPECIALES)

FINANCIAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE

ING. JOSE ARIAS DUFOURCQ.

JULIO 1992.

**FINANCIAMIENTO DE
LA INFRAESTRUCTURA
DEL TRANSPORTE**

ING. JOSE ARIAS DUFOURCO.

JUNIO DE 1992.

INDICE

1. INTRODUCCION
2. CONCEPTO DE CONCESION
3. INGENIERIA FINANCIERA
 - 3.1. EVALUACION FINANCIERA DEL PROYECTO
 - 3.2. DISEÑO Y PROMOCION DEL ESQUEMA FINANCIERO
 - 3.3. ASPECTOS LEGALES Y FISCALES PRELIMINARES
 - 3.4. OBTENCION DEL FINANCIAMIENTO O CAPITAL
4. FUENTE DE FINANCIAMIENTO
 - 4.1. DEUDA
 - 4.2. CAPITAL
5. INSTRUMENTOS DE FINANCIAMIENTO
 - 5.1. ETAPA DE CONSTRUCCION
 - 5.2. ETAPA DE OPERACION
6. FUENTE DE REPAGO
7. FINANCIAMIENTO EXTRANJERO

FINANCIAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE.

INTRODUCCION:

LA OPORTUNIDAD DE HABLAR SOBRE EL TEMA DEL FINANCIAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE, ES PARTICULARMENTE INTERESANTE EN ESTOS MOMENTOS EN QUE CONCURREN AL DESARROLLO DEL PAIS, EL SECTOR PUBLICO Y EL SECTOR PRIVADO EN ESQUEMAS DE COOPERACION.

NOSOTROS NO PODEMOS SUSTRAERNOS A LOS CAMBIOS ECONOMICOS DE LOS DEMAS PAISES Y ES POR ELLO QUE SE ESTA NEGOCIANDO EL TRATADO DE LIBRE COMERCIO ENTRE MEXICO, ESTADOS UNIDOS Y CANADA.

DEBEMOS SER MAS EFICIENTES Y MEJORAR NUESTRA PRODUCTIVIDAD, PERO ESTO NO SE PUEDE DAR SI NO AMPLIAMOS Y MODERNIZAMOS NUESTRA INFRAESTRUCTURA DE CARRETERAS, FERROCARRILES, PUERTOS, AEROPUERTOS, ETC.

PARA LLEVAR A CABO ESTAS GRANDES OBRAS SE NECESITAN GRANDES INVERSIONES Y EL PLAN DEL GOBIERNO DE CONSTRUIR DE 1990 A 1994, 6000 KILOMETROS DE AUTOPISTAS DE CUATRO CARRILES REQUIERE MAS DE 30 BILLONES DE PESOS A VALORES DE 1992.

ACTUALMENTE LOS RECURSOS FISCALES NO SON SUFICIENTES Y ES POR ELLO QUE EL GOBIERNO DISEÑO UN ESQUEMA PARA LA PARTICIPACION DEL SECTOR PRIVADO MEDIANTE LA FIGURA DE LA CONCESION.

A LA FECHA SE HAN CONCESIONADO 3600 KILOMETROS DE CARRETERAS, PERO FALTAN PARA LLEGAR A LA META 2400 KILOMETROS, QUE SERAN LOS MAS DIFICILES PUES LA BANCA MEXICANA ESTA EN SUS LIMITES PARA APOYAR ESTOS PROYECTOS.

CONCEPTO DE CONCESION:

LA CONCESION ES UN ACTO ADMINISTRATIVO BASADO EN PRECEPTOS CONSTITUCIONALES Y EN LA LEY DE VIAS GENERALES DE COMUNICACION EN VIRTUD DEL CUAL EL ESTADO CONCEDE LA PRESTACION DE UN SERVICIO PUBLICO O EL USO Y EXPLOTACION DE UN BIEN DEL DOMINIO DE LA FEDERACION.

EL GOBIERNO FEDERAL A TRAVES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES CONCESIONA LA CONSTRUCCION, EXPLOTACION, Y CONSERVACION DE TRAMOS CARRETEROS POR UN TIEMPO DETERMINADO, PLAZO DENTRO DEL CUAL EL INVERSIONISTA RECUPERARA SU INVERSION MAS UN

RENDIMIENTO SOBRE LA MISMA, Y AL TERMINO DE DICHO PLAZO LA

CARRETERA REVIERTE AL ESTADO.

LA S.C.T. DA A LA EMPRESA CONCESIONARIA LA SEGURIDAD DE EXTENDER EL PLAZO DE CONCESION ORIGINALMENTE OTORGADO SI EL TRANSITO REAL Y SU COMPOSICION AL REFLEJARSE EN INGRESOS RESULTARE INFERIOR AL PROYECTADO.

INGENIERIA FINANCIERA:

LA INGENIERIA FINANCIERA ES LA EVALUACION FINANCIERA DEL PROYECTO.

CONSISTE EN DETERMINAR SI EL PROYECTO EN CUESTION ES FINANCIERAMENTE VIABLE; PARA EL ACREDITANTE, EL ACREDITADO Y PARA EL INVERSIONISTA.

PARA QUIEN PROPORCIONA EL FINANCIAMIENTO;

SIGNIFICA ESTABLECER EL MONTO DEL CREDITO. PERIODO DE DISPOSICIONES, PLAZO DE RECUPERACION, TASA DE INTERES Y EVALUACION DE LA FUENTE DE REPAGO.

PARA QUIEN PROPORCIONA EL CAPITAL;

SIGNIFICA ESTABLECER EL IMPORTE Y EL PLAZO DE LOS RECURSOS QUE APORTARAN, PLAZO DE RECUPERACION Y LA TASA DE RENDIMIENTO QUE EN TERMINOS REALES OBTENDRA SOBRE SU INVERSION.

ES INDISPENSABLE CONOCER BIEN TODOS LOS FACTORES QUE TENDRAN INSIDENCIA IMPORTANTE DURANTE LA VIDA DEL PROYECTO.

PARA EVALUAR UN PROYECTO CARRETERO, SE TOMAN LAS PREMISAS BASICAS ESTABLECIDAS POR LA S.C.T.

- EL FLUJO VEHICULAR T.D.P.A. (TRÁNSITO DIARIO PROMEDIO ANUAL).
- LA TASA ANUAL DE CRECIMIENTO VEHICULAR.
- LA COMPOSICIÓN VEHICULAR.
- LAS TARIFAS MÁXIMAS DE PEAJE DE ACUERDO A CADA TIPO DE VEHÍCULO.
- EL PORCENTAJE DEL COSTO TOTAL DE LA OBRA QUE LA CONCESIONARIA DEBE PONER A DISPOSICIÓN DE LA S.C.T. PARA CUBRIR GASTOS COMO PROYECTOS, LIBERACIÓN DEL DERECHO DE VÍA, SUPERVISIÓN, CONTROL Y ENTRENAMIENTO DEL PERSONAL TECNICO.
- EL PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE LA S.C.T. EN LOS INGRESOS DERIVADOS POR LA EXPLOTACIÓN DE LA AUTOPISTA.

SON FACTORES DE ORIGEN EXTERNO.

- LA TASA REAL DE INTERES DEL MERCADO.
- EL INDICE NACIONAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR.
- LAS COMISIONES Y GASTOS FINANCIEROS.

SON FACTORES DE ORIGEN INTERNO.

- EL MONTO DEL PRESUPUESTO DE LA CONSTRUCCIÓN.
- EL PROGRAMA DE OBRA.

- EL PROGRAMA DE PUESTA EN OPERACIÓN COMPLETA O POR TRAMOS.
- LA ADMINISTRACIÓN DEL PROYECTO.
- EL COSTO DE OPERACIÓN.
- EL COSTO DE MANTENIMIENTO MENOR Y MAYOR.
- LOS HONORARIOS DE SUPERVISIÓN Y CONTROL DE CALIDAD.

CON ESTA INFORMACION SE ELABORA EL FLUJO GENERAL DE FONDOS O "CORRIDA FINANCIERA" QUE ES EL DOCUMENTO QUE NOS SERVIRA PARA CONOCER LA VIABILIDAD Y FACTIBILIDAD FINANCIERA DEL NEGOCIO.

LOS CONCEPTOS QUE SE DEBEN CONSIDERAR EN LOS INGRESOS Y LOS EGRESOS:

INGRESOS:

- * INGRESOS POR CUOTAS DE PEAJE
- * INGRESOS POR EXPLOTACIÓN DE SERVICIOS CONEXOS.
- * CREDITOS INSTITUCIONALES BANCARIAS NACIONALES O EXTRANJERAS.
- * RECURSOS PROVENIENTES DEL MERCADO DE DINERO.

- * APORTACIONES DEL CAPITAL.
- * APORTACIONES DEL CONSTRUCTOR.
- * APORTACIONES DE ORGANISMOS DESCENTRALIZADOS.
- * APORTACIONES DE ENTIDADES FEDERATIVAS.
- * APORTACIONES DEL GOBIERNO ESTATAL.
- * DEVOLUCIÓN DEL I.V.A.
- * OTROS.

EGRESOS:

- * INVERSIÓN A REALIZAR EN LA OBRA.
- * PROYECTOS, LIBERACIÓN DEL DERECHO DE VÍA, SUPERVISIÓN, CONTROL Y ENTRENAMIENTO DEL PERSONAL TECNICO.
- * GASTOS DE CONSERVACIÓN MENOR.
- * GASTOS DE CONSERVACIÓN MAYOR.
- * GASTOS DE OPERACIÓN.
- * INVERSIÓN PARA LA OPERACIÓN.
- * HONORARIOS EMPRESA SUPERVISORA.
- * HONORARIOS AGENTE FINANCIERO.
- * INTERESES CREDITOS BANCARIOS.
- * COMISIONES MERCADO DE DINERO.

- * SEGUROS Y FIANZAS.
- * I.S.R. E I.V.A.
- * DERECHOS A S.C.T. Y RESERVA DE MANTENIMIENTO.

CON LA CORRIDA FINANCIERA SE OBITENE LA TASA INTERNA DE RENDIMIENTO PARA EL INVERSIONISTA, PARA EL PROYECTO, Y PARA EL FINANCIERO ASI COMO SERVIRA TAMBIEN EL PLAZO DE LA CONCESION QUE SE SOLICITA.

ESTE FLUJO GENERAL SIRVE DE BASE PARA EL ANALISIS DE SENSIBILIDAD EN DONDE SE ESTUDIAN LAS DIVERSAS ALTERNATIVAS DE CAMBIOS DE INCREMENTO O DE DRECREMENTO DE LAS PREMISAS Y LAS CONSECUENCIAS QUE ESTO LLEVA.

DISEÑO Y PROMOCION DEL ESQUEMA FINANCIERO:

EL FINANCIAMIENTO DE LOS PROYECTOS DE INFRAESTRUCTURA A IMPLICADO NUEVAS FORMAS DE INTERELACION Y COOPERACION ENTRE LOS SECTORES PUBLICOS Y PRIVADOS.

LA ESTRUCTURA FINANCIERA DEBERA ESTAR DELIMITADA POR LAS CARACTERISTICAS PROPIAS DE CADA PROYECTO TOMANDO EN CONSIDERACION EL PLAZO DE CONCESION, LA INVERSION A REALIZAR A EFECTO DE ENMARCAR AL PROYECTO DENTRO DE UN CONTEXTO DE RENTABILIDAD.

EL MECANISMO UTILIZADO PARA LA EFICIENTE ADMINISTRACION Y TRANSFERENCIA EN LA APLICACION DE LOS RECURSOS ECONOMICOS APORTADOS ES LA FIGURA DEL FIDEICOMISO.

ASPECTOS LEGALES Y FISCALES PRELIMINARES.

ESTOS PROYECTOS DEMANDAN ESTRUCTURAR UNA SERIE DE DOCUMENTOS LEGALES QUE A LA VEZ QUE DAN UN SOPORTE JURIDICO AL ESQUEMA SON INDISPENSABLES PARA PROMOVER LA OBTENCION DEL FINANCIAMIENTO REQUERIDO POR EL PROYECTO.

CONVENIO DE CONCERTACION DE ACCIONES.

YA DEFINIDO Y EVALUADO EL PROYECTO, SE REQUIERE FORMALIZAR LA PARTICIPACION DE LOS INVOLUCRADOS EN EL PROYECTO A TRAVES DE UN CONVENIO DE CONCERTACION DE ACCIONES EN EL QUE SE FIJARAN DESDE EL OBJETIVO HASTA LAS APORTACIONES LAS FORMAS EN QUE SE DISPONDRAN ESTAS.

FIDEICOMISO.

ES UNA FIGURA JURIDICA CON LA CUAL UNA PERSONA FISICA O MORAL (FIDEICOMITENTE) DESTINA BIENES O DERECHOS A UN FIN DETERMINADO EN BENEFICIO PROPIO O DE UN TERCERO (FIDEICOMISARIO) ENCOMENDANDO SU REALIZACION A UNA INSTITUCION BANCARIA (FIDUCIARIA).

EL FIDUCIARIO CUMPLE CABALMENTE LAS INSTRUCCIONES DE LOS FIDEICOMITENTES Y LE DA TRANSPARENCIA A TODOS LOS MOVIMIENTOS DE FONDOS.

SE CONTRATA A UNA EMPRESA SUPERVISORA QUE INFORMARA SISTEMATICAMENTE DEL ESTADO FISICO Y FINANCIERO DEL PROYECTO.

OBTENCION DEL FINANCIAMIENTO O CAPITAL.

SE PUEDE DECIR QUE EN UN PRICIPIO NO FUE FACIL PARA LA BANCA INVOLUCRARSE EN EL FINANCIAMIENTO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA, NO SOLO POR LA CUANTIA DE LOS RECURSOS REQUERIDOS A MUY LARGO PLAZO SINO TAMBIEN POR QUE LOS PROYECTOS IMPLICABAN NUEVOS RETOS EN CUANTO A LA EVALUACION DE RIESGOS.

DIVERSAS INSTITUCIONES Y ORGANISMOS PUEDEN PARTICIPAR EN EL PROYECTO COMO CREDITO O COMO CAPITAL DE RIESGO.

DEUDA:

- INSTITUCIONES DE BANCA MÚLTIPLE PÚBLICAS O PRIVADAS.
- INSTITUCIONES DE BANCA DE DESARROLLO.
- ORGANISMOS MULTILATERALES.
- BANCA EXTRANJERA.
- CASAS DE BOLSA.
- ARRENDADORAS.
- INDUSTRIALES.
- PROVEEDORES.
- ORGANISMOS DESCENTRALIZADOS.
- GOBIERNOS ESTATALES.

CAPITAL:

- ORGANISMOS MULTILATERALES.
- SOCIEDADES DE INVERSIÓN DE CAPITALES (SINCAS).
- BANCA EXTRANJERA.
- ORGANISMOS DESCENTRALIZADOS.
- GOBIERNO ESTATALES.

INSTRUMENTOS DE FINANCIAMIENTO.

DESDE EL PUNTO DE VISTA FINANCIERO LOS PROYECTOS SE PUEDEN DIVIDIR EN DOS ETAPAS, LA ETAPA DE LA CONSTRUCCION Y LA ETAPA DE LA OPERACION Y EN RAZON DE LAS MISMAS SE PUEDE USAR DIFERENTES INSTRUMENTOS DE FINANCIAMIENTO.

ETAPA DE CONSTRUCCION.

LOS INSTRUMENTOS SON:

- A) CREDITOS TRADICIONALES DE LA BANCA.
- B) PAPEL COMERCIAL CON AVAL BANCARIO.
- C) PAGARE A MEDIANO PLAZO.
- D) BONOS BANCARIOS DE INFRAESTRUCTURA.

ETAPA DE OPERACION.

- A) CREDITOS TRADICIONALES DE LA BANCA.
- B) BONOS BANCARIOS DE INFRAESTRUCTURA.
- C) CERTIFICADOS DE PARTICIPACION ORDINARIA (CPOS).

FUENTES DE REPAGO.

EL ANALISIS DE LA FUENTE DE REPAGO CONSTITUYE UNO DE LOS PRINCIPALES CONCEPTOS QUE SE CONSIDERAN PARA LA DETERMINACION DEL OTORGAMIENTO DEL CREDITO Y LA EVALUACION DEL PROYECTO.

LA FUENTE DE REPAGO NATURAL DE LOS CREDITOS OTORGADOS Y DE LA INVERSION REALIZADA POR LOS CONCESIONARIOS EN LOS PROYECTOS DE INFRAESTRUCTURA CARRETERAS SON LAS CUOTAS DE PEAJE.

FINANCIAMIENTO EXTRANJERO.

LA S.C.T. Y LA S.H.C.P. HAN DESARROLLADO ESQUEMAS QUE PERMITEN CAPTAR RECURSOS PROVENIENTES DEL EXTRANJERO COMO UNA FUENTE COMPLEMENTARIA A LOS RECURSOS CREDITICIOS OTORGADOS POR EL SISTEMAS FINANCIERO MEXICANO.

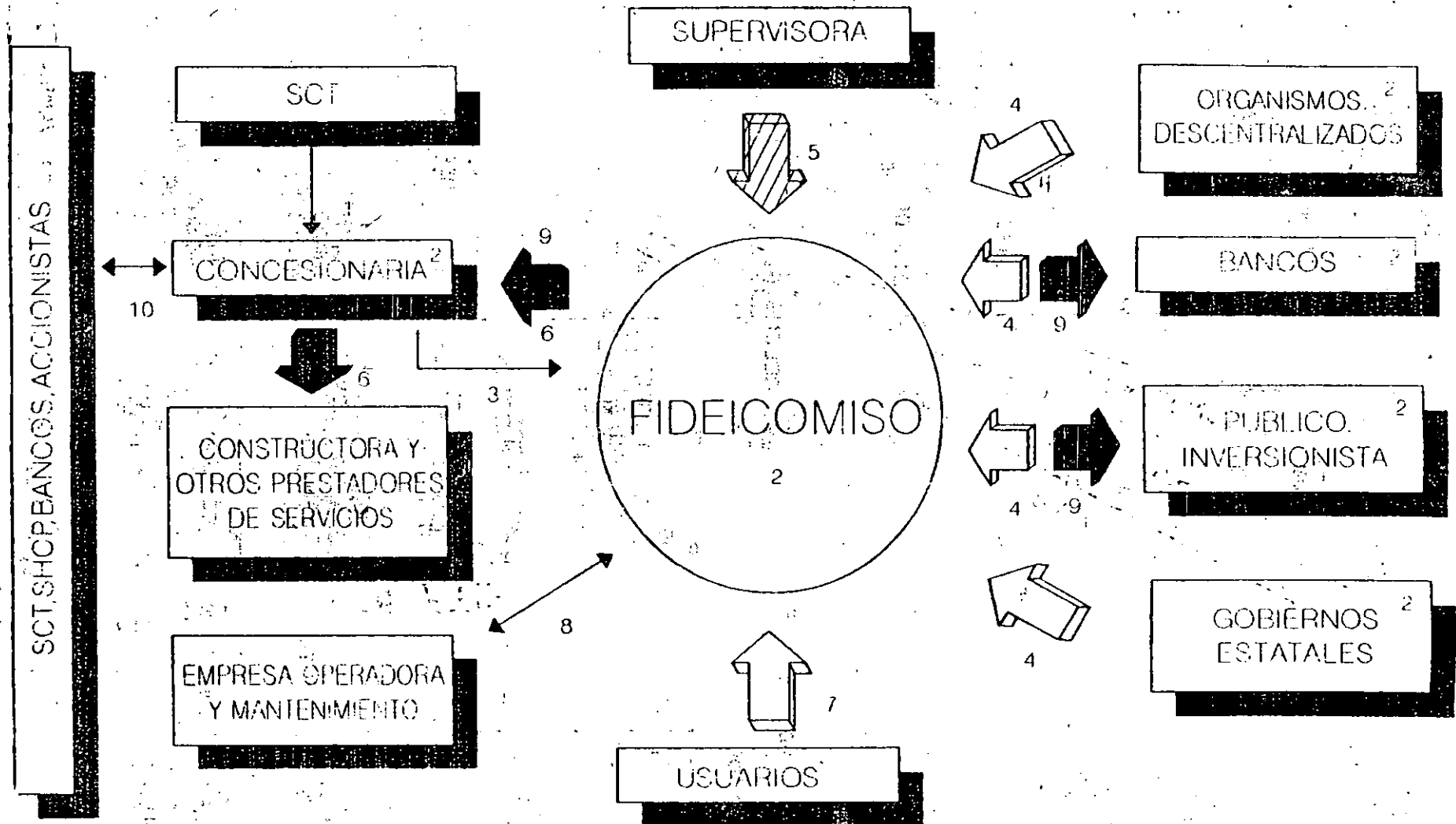
EL ESQUEMA DE FINANCIAMIENTO CONSISTE EN LA BURSATILIZACION EN LOS MERCADOS INTERNACIONALES DE LOS



DERECHOS DEL COBRO DE LAS AUTOPISTAS.

EL FINANCIAMIENTO EXTRANJERO PUEDE PARTICIPAR A TRAVES DEL OTORGAMIENTO DE CREDITOS DIRECTOS O AVALANDO LAS EMISIONES QUE REALIZAN LAS EMPRESAS CONCESIONARIAS.

SIN EMBARGO EL CAMINO POR ANDAR ES LARGO YA QUE LOS INVERSIONISTAS EXTRANJEROS DEMANDAN EL ESTABLECIMIENTO DE UNA ESTRUCTURA LEGAL Y REGLAMENTARIA QUE PROVEA UNA SEGURIDAD RAZONABLE AL CAPITAL, SOLICITAN QUE SE REDUZCA EL RIESGO CAMBIARIO, LA DISPONIBILIDAD DE DIVISAS, TRANSFERENCIA DE UTILIDADES Y QUE SE PROVEA UN ARBITRAJE ACEPTABLE POR LA COMUNIDAD INTERNACIONAL ENTRE OTROS ASPECTOS.

ESQUEMA FINANCIERO



 **ENTRADAS DE DINERO AL FIDEICOMISO**
 **SALIDAS DE DINERO DEL FIDEICOMISO**

**DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL
III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION
MODULO IV; TEMAS EXPECIALES DE CONSTRUCCION
DEL 13 AL 17 DE JULIO DE 1992.**

- 1.- ARMENDARIZ PEREZ ROQUE
INGENIERO ESPECIALISTA TECNICO "B"
PETROLEOS MEXICANOS
EDIFICIO TECNICO ADMINISTRATIVO PEMEX, DOM. CONOCIDO,
POZA RICA VER.
TEL. 205 60 DFNA., 240 89 DOM.
- 2.- CABRERA OSCAR ALFREDO
PROFESOR ADJUNTO ORDINARIO-DEDICACION EXCLUSIVA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIVERSIDAD NAC. DEL CENTRO PCIA
BS. D.S.
DEL VALLE 5737, OLAVARRIA, PCIA BUENOS AIRES ARGENTINA,
C.P.7400, TEL. 0284-21055 DFNA., 0284-28218 DOM.
- 3.- ECHEVERRI CALLE ERNESTO
PROFESOR
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
CARRERA 27, CALLE 65, MANIZALES, COLOMBIA,
TEL. 81 00 00 DFNA., 855 176 DOM.
- 4.- GARCIA AGUILAR LEONIDAS ERNESTO
TECNICO EN URBANIZACIONES
VICEMINISTERIO DE VIVIENDA Y DESARROLLO URBANO
1a. AVENIDA, SUR, No. 630, SAN SALVADOR, EL SALVADOR
TEL. 22 24 66 EXT. 216 DFNA., 73 44 31 DOM.
- 5.- JAIMES QUIROGA REMBERTO
RESIDENTE GENERAL DE CONSTRUCCION
E.P.E.I.A. S.A. DE C.V.
SUR 155 No. 2007, COL. RAMOS MILLAN, IZTAPALAPA, C.P.
08000, TEL. 6 73 81 81 DFNA., 562 19 30, 597 45 14 DOM.
- 6.- JEREZ ALBAN LUIS GONZALO
FISCALIZADOR NACIONAL-ING. CIVIL 4
DINACE: DIRECCION NACIONAL DE CONST. ESCOLARES
AV. 10 DE AGOSTO 1187, SANTIAGO-QUITO/ECUADOR
TEL. 549 906 DFNA.
- 7.- LACAYO MARTINEZ JUERGENS
RESP. DE DIRECCION DE TECNICAS CONSTRUCTIVAS
MINISTERIO DE CONSTRUCCION Y TRANSPORTE NICARAGUA
FRENTE AL ESTADIO NACIONAL, MANAGUA, NICARAGUA
TEL. 2 52 00 DFNA., 2 72 21 DOM.
- 8.- LINARES BASPINEIRO ROBERTO
PROFESOR Y JEFE INFRAESTRUCTURA
UNIVERSIDAD DE SUCRE, MUNICIPIO DE SUCRE (RESPECTIVAMENTE)
TEL. 566 92 55 DOM.

- 9.- LOPEZ CADENA JOSE ADALBERTO
SUPERVISOR DE PROGRAMAS Y PROYECTOS
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
CUAUHTEMOC 614, CDL. NARVARTE, DELEG. B. JUAREZ, C.P. 03020
TEL. 519 16 06 DFNA., 785 35 14 DOM.
- 10.- PEREZ GARCIA JUAN CARLOS
COORDINADOR DE LA ESPECIALIDAD EN CONSTRUCCION
UNIVERSIDAD POPULAR AUTONOMA DEL ESTADO DE PUEBLA
21 SUR 1103, SANTIAGO,
TEL. 46 89 00 DFNA., 45 01 30 DOM.
- 11.- POLO BARRALLO CESAR C.
JEFE-DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION
MUNICIPIO DE PANAMA
PANAMA, MUNICIPIO DISTRITO CAPITAL
TEL. 27 31 90 DFNA., 21 94 80 DOM.
- 12.- RODRIGUEZ FERNANDEZ ESSIE R.
ING. INSPECTOR DE OBRAS
MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES
CALLE MONZON, DIAGONAL, PLAZA MONZON, CORO, EDO. FALCON
VENEZUELA, TEL. 068 51 11 54 DFNA., 068 52 55 14 DOM.
FAX- 068-5209 50
- 13.- RODRIGUEZ RAMIREZ GERARDO
PROFESOR Y COORDINADOR CATEDRA ANALISIS ESTRUCTURAL
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SANTO DOMINGO
CENTRO DE LOS HERODES, CIUDAD UNIVERSITARIA
SANTO DOMINGO, REP. DOM.
TEL. 684 60 41 DOM.
- 14.- SANHUEZA GALLARDO HUGO ALFONSO
DIRECTIVO (CONTROL DE EDIFICACION Y HORMIGONES
UNIVERSIDAD DE CHILE
PLAZA ERCILLA 893, SANTIAGO, CENTRO, CHILE
TEL. 238 29 73 DOM. (CHILE)