

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

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DE LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del Jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo del 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el período de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores - expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

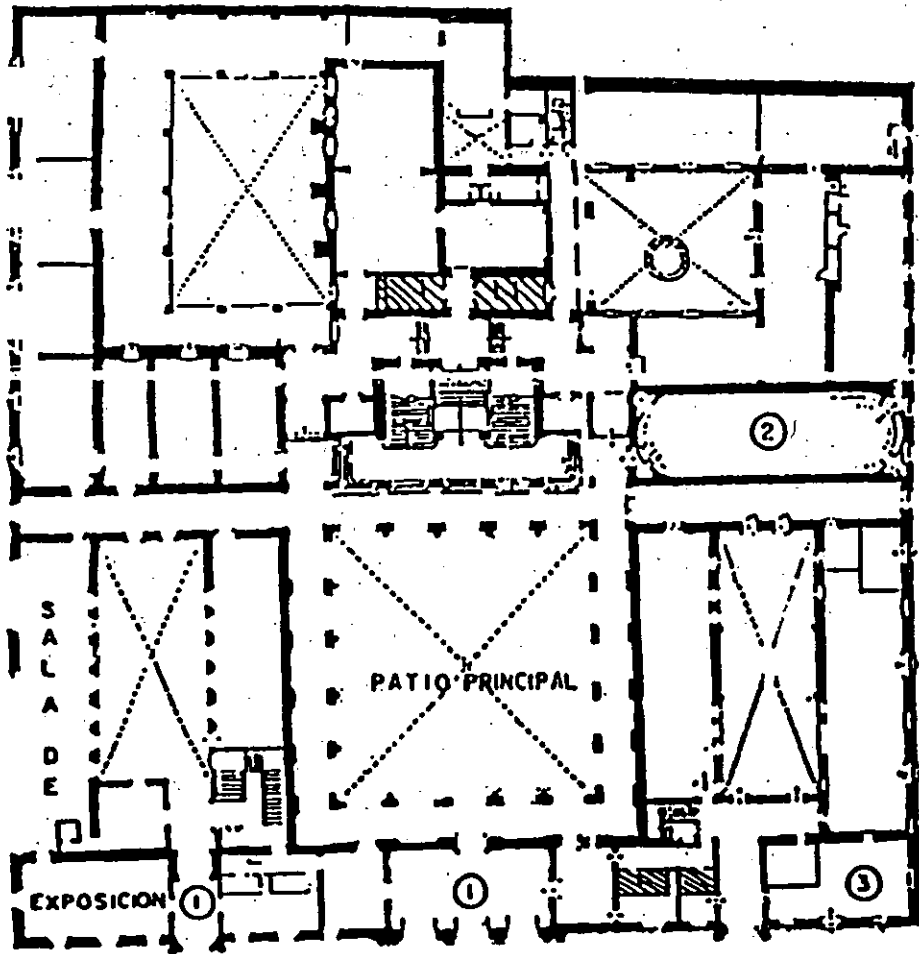
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

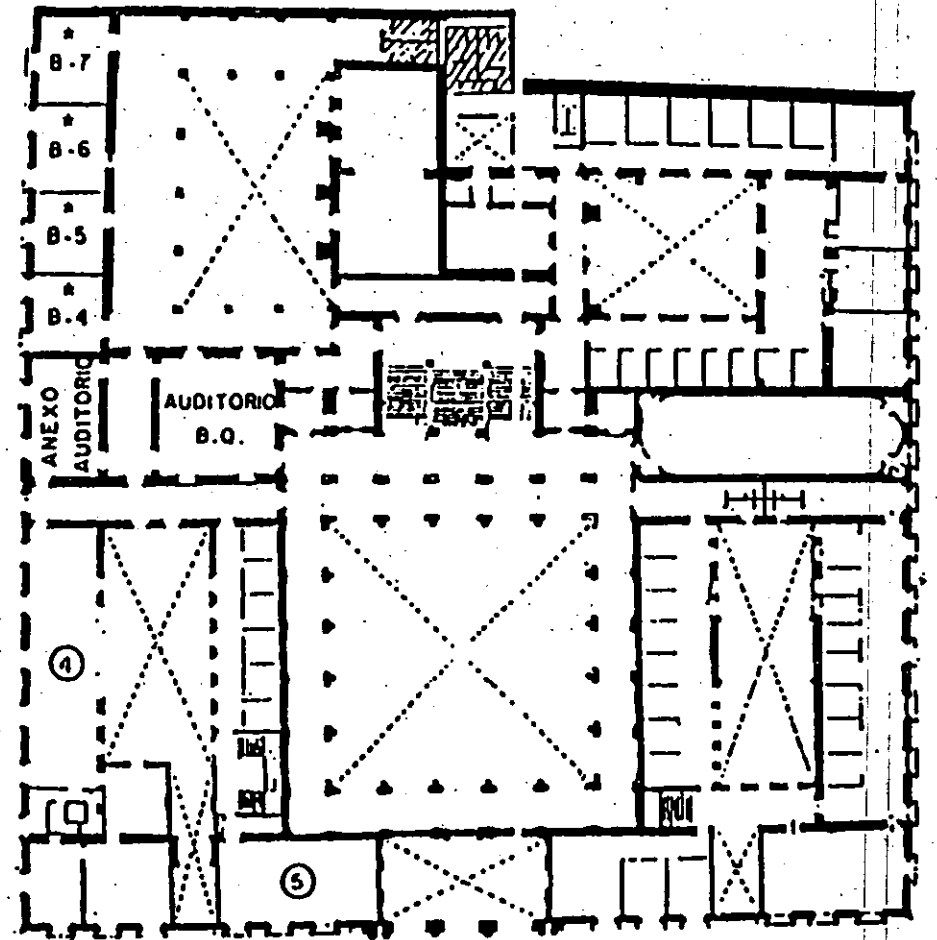
Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

¡ GRACIAS !

PALACIO DE MINERIA



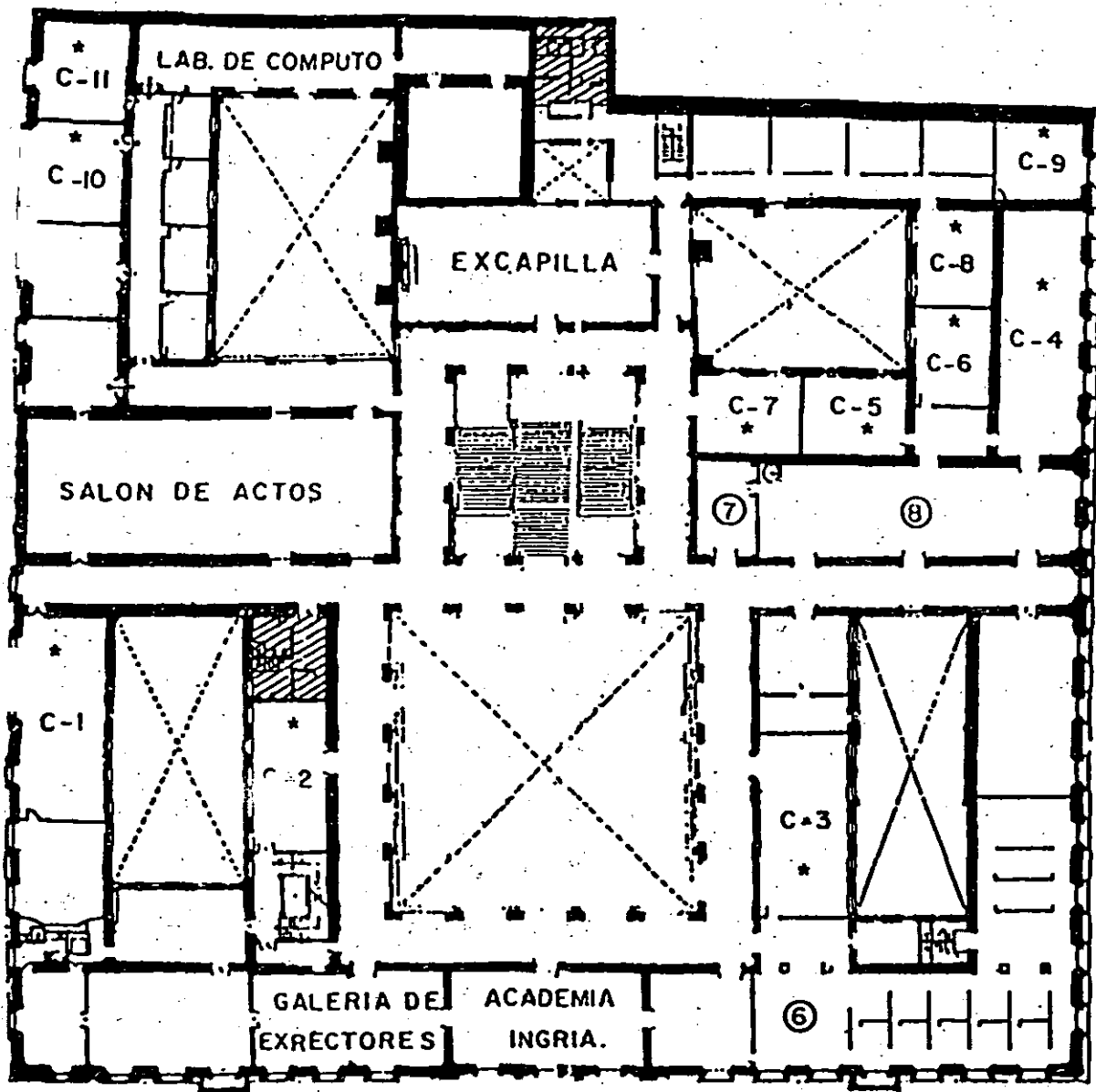
PLANTA BAJA



MEZZANINNE



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS



GUIA DE LOCALIZACION

- 1 - ACCESO
- 2 - BIBLIOTECA HISTORICA
- 3 - LIBRERIA U N A M
- 4 - CENTRO DE INFORMACION Y DOCU-
MENTACION "ING. BRUNO
MASCANZONI"
- 5 - PROGRAMA DE APOYO A LA
TITULACION
- * AULAS
- 6 - OFICINAS GENERALES
- 7 - ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL
DE ASISTENCIA.
- 8 - SALA DE DESCANSO
- ▨ SANITARIOS

1er. PISO

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS - I
AGOSTO DE 1986

FECHA	HORA	TEMA	PROFESOR
LUNES 14 DE AGOSTO	9:00-9:15	INTRODUCCION	ING. RUBEN BENJAMIN REYES REYES
	9:15-10:30	PAPEL DE LA MECANICA DE SUELOS EN LA TECNOLOGIA DE PAVIMENTOS	
	10:30-10:45	RECESO	ING. RUBEN BENJAMIN REYES REYES
	10:45-13:30	MATERIALES PARA PAVIMENTOS	
	13:30-15:00	COMIDA	ING. JAVIER HERRERA LOZANO
	15:00-16:30	IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS	
	16:30-16:45	RECESO	
	16:45-20:00	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M. ING. MANUEL ZARATE AQUINO
MARTES 15 DE AGOSTO	9:00-13:00	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M. ING. MANUEL ZARATE AQUINO
	13:00-13:30	COMENTARIOS SOBRE LOS METODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS ASISTIDOS POR COMPUTADORA	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M.
	13:30-15:00	COMIDA	
	15:00-17:30	EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS Y CRITERIOS P/SU REHABILITACION	ING. MANUEL ZARATE AQUINO
	17:30-17:45	RECESO	
	17:45-19:15	PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION	ING. CARLOS CHAVARRI MALDONADO
MIERCOLES 16 DE AGOSTO	9:00-13:30	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS	ING. BENJAMIN BARREDA AMIGON
	13:30-15:00	COMIDA	
	15:00-18:00	PRODUCCION DE AGREGADOS	ING. PEDRO LUIS BENITEZ ESPARZA ING. JORGE H. DE ALBA CASTAÑEDA
	18:00-19:30	CONTROL DE PRODUCCION	
JUEVES 17 DE AGOSTO	9:00-10:30	COMPACTACION EN EL CAMPO	ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO
	10:30-11:30	CARPETAS DE RIEGOS	
	11:30-11:45	RECESO	ING. RAFAEL LIMON LIMON ING. RAFAEL LIMON LIMON
	11:45-13:15	BASES Y SUB BASES	
	13:15-14:00	CARPETAS DE MEZCLAS ASFALTICAS	
	14:00-15:00	COMIDA	ING. FRANCISCO GARCIA BARRUTIA ING. GABRIEL GUTIERREZ ROCHA
	15:00-16:30	TRANSPORTE, EXTENDIDO Y COMPACTACION DE MEZCLAS	
	16:30-16:45	RECESO	
	16:45-18:45	CONTROL DE CALIDAD	
VIERNES 18 DE AGOSTO	9:00-11:00	CARACTERISTICAS DEL CONCRETO HIDRAULICO	ING. MARIO TENA BERNAL
	11:00-11:15	RECESO	
	11:15-13:30	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS RIGIDOS	ING. LUDWIG LINDNER STRAUSS
	13:30-15:00	COMIDA	
	15:00-16:30	CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO DE SECCIONES ESTRUCTURALES EN CARRETERAS Y AEROPISTAS	ING. SANTIAGO BARRAGAN ABARTE ING. JAVIER HERRERA LOZANO
	16:30-16:45	RECESO	
	16:45-19:15	TALLER DE DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS	
LUNES 21 DE AGOSTO	9:00-15:00	VISITA AL LABORATORIO DE TERRACERIAS Y PAVIMENTOS DE LA DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS Y CONCESIONES, S.C.T.	COORDINADORES DE LA VISITA: ING. PEDRO GOMEZ COLIO ING. L. JULIAN BRAVO MARTINEZ

NOTA: En los temas con duraci3n mayor a 2 horas, los profesores dispondr3n un receso intermedio de 10 minutos.

COORDINADOR ACADEMICO: ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

FECHA: del 14 al 21 de agosto de 1995

CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	COMUNICACION CON EL ASISTENTE	PUNTUALIDAD
Ing. Rubén Benjamín Reyes Reyes				
Ing. Javier Herrera Lozano				
Ing. Luis Miguel Aguirre M.				
Ing. Manuel Zarate Aquino				
Ing. Carlos Chavarri Maldonado				
Ing. Benjamín Barreda Amigón				
Ing. Pedro Luis Benitez Esparza				
Inh. Jorge H. de Alba Castañeda				
Ing. Federico Alcaraz Lozano				
Ing. Rafael Limón Limón				
Ing. Francisco García Barrutia				
Ing. Gabriel Gutiérrez Rocha				
Ing. Mario Tena Bernal				
Ing. Ludwig Lindner Strauss				
Ing. Santiago Barragan Abarte				

Ing. Javier Herrera Lozano
EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

ORGANIZACION Y DESARROLO DEL CURSO	
GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL CURSO	
ACTUALIZACION DEL CURSO	
APLICACION PRACTICA DEL CURSO	

EVALUACION DEL CURSO

CONCEPTO	CALIF.
CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
CONTINUIDAD EN LOS TEMAS	
CALIDAD DEL MATERIAL DIDACTICO UTILIZADO	

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿LE AGRADO SU ESTANCIA EN LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA?

SI	NO
----	----

SI INDICA QUE "NO" DIGA PORQUE.

2.- MEDIO A TRAVES DEL CUAL SE ENTERO DEL CURSO:

PERIODICO EXCELSIOR	FOLLETO ANUAL	GACETA UNAM	OTRO MEDIO
PERIODICO EL UNIVERSAL	FOLLETO DEL CURSO	REVISTAS TECNICAS	

3.- ¿QUE CAMBIOS SUGERIRIA AL CURSO PARA MEJORARLO?

4.- ¿RECOMENDARIA EL CURSO A OTRA(S) PERSONA(S)?

SI	NO
----	----

5.- ¿QUE CURSOS LE SERVIRIA QUE PROGRAMARA LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA?

6.- OTRAS SUGERENCIAS:

1.- ¿LE AGRADO SU ESTANCIA EN LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA?

SI	NO
----	----

SI INDICA QUE "NO" DIGA PORQUE.

2.- MEDIO A TRAVES DEL CUAL SE ENTERO DEL CURSO:

PERIODICO EXCELSIOR		FOLLETO ANUAL		GACETA UNAM		OTRO MEDIO	
PERIODICO EL-UNIVERSAL		FOLLETO DEL CURSO		REVISTAS TECNICAS			

3.- ¿QUE CAMBIOS SUGERIRIA AL CURSO PARA MEJORARLO?

4.- ¿RECOMENDARIA EL CURSO A OTRA(S) PERSONA(S)?

SI		NO	
----	--	----	--

5.- ¿QUE CURSOS LE SERVIRIA QUE PROGRAMARA LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA.

6.- OTRAS SUGERENCIAS:

FECHA	HORA	TEMA	PROFESOR
LUNES 14 DE AGOSTO	9:00-9:15	INTRODUCCION	ING. RUBEN BENJAMIN REYES REYES ING. RUBEN BENJAMIN REYES REYES ING. JAVIER HERRERA LOZANO ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M. ING. MANUEL ZARATE AQUINO
	9:15-10:30	PAPEL DE LA MECANICA DE SUELOS EN LA TECNOLOGIA DE PAVIMENTOS	
	10:30-10:45	RECESO	
	10:45-13:30	MATERIALES PARA PAVIMENTOS	
	13:30-15:00	COMIDA	
	15:00-16:30	IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS	
MARTES 15 DE AGOSTO	9:00-13:00	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M. ING. MANUEL ZARATE AQUINO ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M. ING. MANUEL ZARATE AQUINO ING. CARLOS CHAVARRI MALDONADO
	13:00-13:30	COMENTARIOS SOBRE LOS METODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS ASISTIDOS POR COMPUTADORA	
	13:30-15:00	COMIDA	
	15:00-17:30	EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS Y CRITERIOS P/SU REHABILITACION	
	17:30-17:45	RECESO	
	17:45-19:15	PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION	
MIERCOLES 16 DE AGOSTO	9:00-13:30	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS	ING. BENJAMIN BARRERA AMIGON ING. PEDRO LUIS BENITEZ ESPARZA ING. JORGE H. DE ALBA CASTAÑEDA
	13:30-15:00	COMIDA	
	15:00-18:00	PRODUCCION DE AGREGADOS	
	18:00-19:30	CONTROL DE PRODUCCION	
JUEVES 17 DE AGOSTO	9:00-10:30	COMPACTACION EN EL CAMPO	ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO ING. RAFAEL LIMON LIMON ING. RAFAEL LIMON LIMON ING. FRANCISCO GARCIA BARRUTIA ING. GABRIEL GUTIERREZ ROCHA
	10:30-11:30	CARPETAS DE RIEGOS	
	11:30-11:45	RECESO	
	11:45-13:15	BASES Y SUB BASES	
	13:15-14:00	CARPETAS DE MEZCLAS ASFALTICAS	
	14:00-15:00	COMIDA	
	15:00-16:30	TRANSPORTE, EXTENDIDO Y COMPACTACION DE MEZCLAS	
	16:30-16:45	RECESO	
16:45-18:45	CONTROL DE CALIDAD		
VIERNES 18 DE AGOSTO	9:00-11:00	CARACTERISTICAS DEL CONCRETO HIDRAULICO	ING. MARIO TENA BERNAL ING. LUDWIG LINDNER STRAUSS ING. SANTIAGO BARRAGAN ABARTE ING. JAVIER HERRERA LOZANO
	11:00-11:15	RECESO	
	11:15-13:30	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS RIGIDOS	
	13:30-15:00	COMIDA	
	15:00-16:30	CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO DE SECCIONES ESTRUCTURALES EN CARRETERAS Y AEROPISTAS.	
	16:30-16:45	RECESO	
LUNES 21 DE AGOSTO	9:00-15:00	VISITA AL LABORATORIO DE TERRACERIAS Y PAVIMENTOS DE LA DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS Y CONCESIONES, S.C.T.	COORDINADORES DE LA VISITA: ING. PEDRO GOMEZ COLLO ING. L. JULIAN BRAVO MARTINEZ

NOTA: En los temas con duración mayor a 2 horas, los profesores dispondrán un receso intermedio de 10 minutos.

COORDINADOR ACADEMICO: ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO

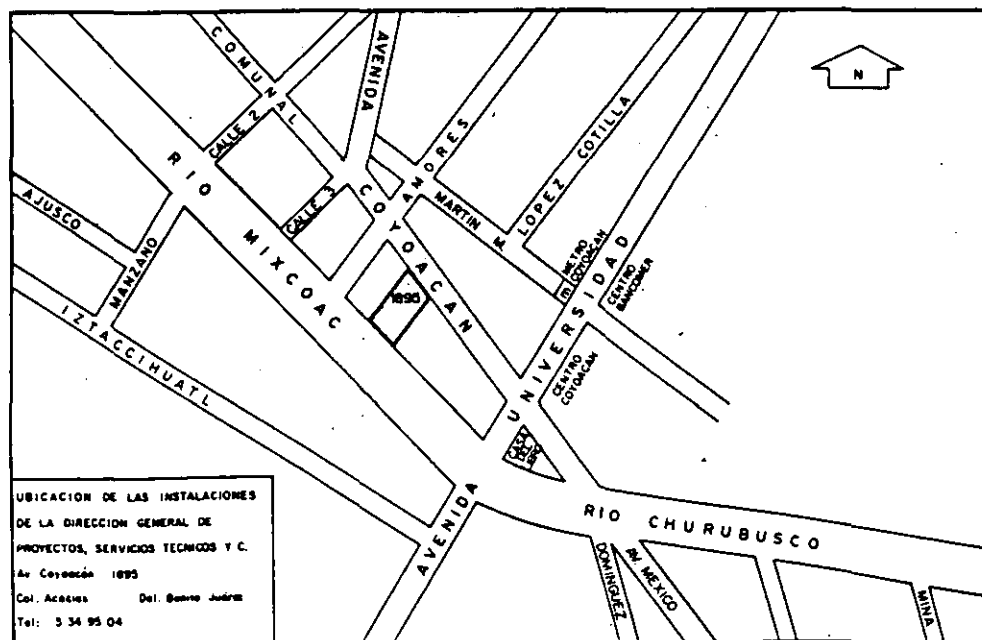
PROGRAMA DE LAS ACTIVIDADES QUE SE EFECTUARAN EL PROXIMO 21 DE AGOSTO DE 1995, EN LAS INSTALACIONES DE LA DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS Y CONCESIONES UBICADAS EN AV. COYOACAN No. 1895, COL. ACACIAS, DELEGACION BENTTO JUAREZ DE ESTA CIUDAD, CON MOTIVO DE LA VISITA DE LOS ASISTENTES AL CURSO "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I", QUE IMPARTE LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M.

TEMA	DURACION
CLASIFICACION DE MATERIALES	
- Analisis granulométrico.	0.50 h.
- Límites de consistencia.	0.25 h.
- Equivalente de arena.	0.25 h.
COMPACTACION DE SUELOS	
- Prueba AASHTO estándar.	0.25 h.
- Prueba porter estándar y VRS estándar.	0.75 h.
- Prueba de compactación por vibración en materiales no cohesivos.	0.50 h.
PRUEBA DE DISEÑO	
- Cuerpo de Ingenieros.	0.50 h.
- Método de Hveem.	0.50 h.
DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS	
- Prueba Marshall	0.50 h.
- Prueba de compresión sin confinar	0.50 h.
EVALUACION DE PAVIMENTO	
- Dynaflect.	0.50 h.
- Viga Benkelman.	0.50 h.
	<hr/> 5.50 h.

COORDINADORES DE LA VISITA

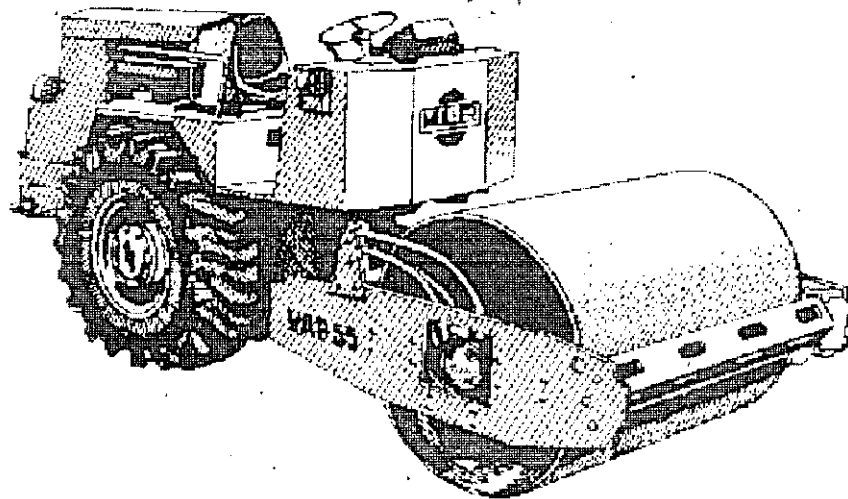
ING. PEDRO GOMEZ COLIO
ING. L. JULIAN BRAVO MARTINEZ

CROQUIS DE LOCALIZACION



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

TRANSPORTE, EXTENDIDO Y COMPACTACION DE MEZCLAS ASFALTICAS



Ing. Francisco García E

Agosto de 1995

INTRODUCCION

A MEDIDA QUE EL NUMERO DE VEHICULOS Y VOLUMEN DE TRAFICO AUMENTA, LOS PAVIMENTOS ASFALTICOS TIENEN QUE RESPONDER A EXIGENCIAS DE MAYOR DURABILIDAD Y CUMPLIR CON NORMAS DE CALIDAD CADA VEZ MAS Estrictas.

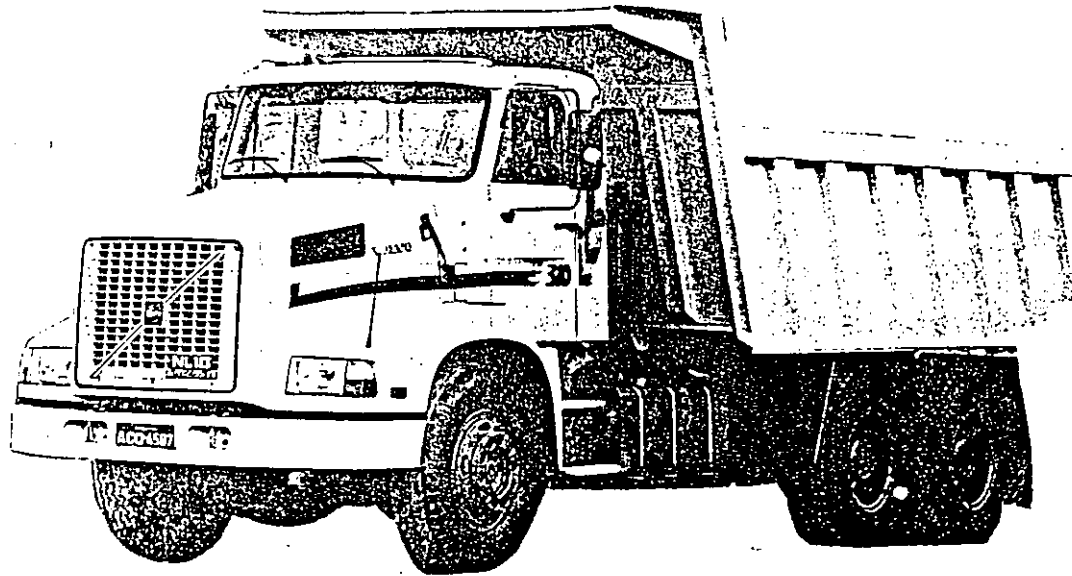
DENTRO DE ESTE CONTEXTO, POR SUPUESTO, JUEGA UN PAPEL IMPORTANTE EL MANEJO, CONTROL Y COMPACTACION DE MEZCLAS ASFALTICAS.

TRANSPORTACION

LOS CAMIONES SIRVEN EN EL MANEJO DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS, SON UNIDADES DE ACARREO, QUE DEBIDO A SUS ALTAS VELOCIDADES AL TRANSITAR POR CAMINOS ADECUADOS Y A SU GRAN CAPACIDAD DE CARGA, PROPORCIONAN COSTOS DE ACARREO RELATIVAMENTE BAJOS. OFRECEN UN ALTO GRADO DE COMODIDAD, YA QUE EL NUMERO DE UNIDADES DE SERVICIO, PUEDE AUMENTARSE O DISMINUIRSE PERMITIENDO BALANCEAR LA CAPACIDAD DEPENDIENDO DEL CICLO.

LOS CAMIONES PUEDEN CLASIFICARSE DE ACUERDO A LOS SIGUIENTES FACTORES:

- 1.- TAMAÑO Y TIPO DE MOTOR. (GASOLINA, DIESEL, PROPANO, BUTANO)
- 2.- NUMERO DE VELOCIDADES O ENGRANES.
- 3.- NUMERO DE RUEDAS MOTRICES. (DOS-RUEDAS, CUATRO-RUEDAS, SEIS- RUEDAS, ETC.)
- 4.- NUMERO DE RUEDAS, EJES Y ARREGLO DE LAS RUEDAS MOTRICES.
- 5.- METODO DE DESCARGA. (TRASERA, LATERAL, DE FONDO, ETC.)
- 6.- CLASE DE MATERIAL ACARREADO. (TIERRA, ROCA, CARBON, ETC.)
- 7.- CAPACIDAD. (EN TONELADAS O METROS CUBICOS)
- 8.- MECANISMOS DE DESCARGA. (HIDRAULICO, DE CABLES, ETC.)



LOS CAMIONES DE VOLTEO SON ADECUADOS PARA EMPLEARSE EN EL ACARREO DE MUCHOS TIPOS Y CLASES DE MATERIAL. LA FORMA DE LA CAJA, ASI COMO LA CANTIDAD DE ANGULOS AGUDOS, ESQUINAS Y EL CONTORNO DE LA PUERTA A TRAVES DE LA QUE DEBEN DE FLUIR LOS MATERIALES DURANTE LA DESCARGA, AFECTAN LA FACILIDAD O DIFICULTARAN LA MISMA.

1) VENTAJAS DE LOS CAMIONES PEQUEÑOS EN COMPARACION CON LOS GRANDES :

A) SON FACILES DE MANIOBRAR, LO CUAL PUEDE SER VENTAJOSO EN ACARREOS DE LA MISMA DISTANCIA.

B) TIENEN VELOCIDADES MAS ALTAS.

C) HAY MENOS PERDIDA EN LA PRODUCCION CUANDO UN CAMION DE LA FLOTILLA SE DESCOMPONE.

D) ES MAS FACIL BALANCEAR EL NUMERO DE CAMIONES CON LA PRODUCCION LO CUAL REDUCIRA TIEMPOS PERDIDOS.

E) LA DESCARGA AL PAVIMENTADOR ES MAS SENCILLA.

2) DESVENTAJAS DE LOS CAMIONES PEQUEÑOS EN COMPARACION CON LOS GRANDES:

A) ES MAS DIFICIL SU CARGA, DEBIDO AL PEQUEÑO ESPACIO PARA DEPOSITARLA.

B) SE PIERDE MAS TIEMPO TOTAL PARA ESTACIONAR LOS CAMIONES DEBIDO A QUE SE REQUIERE UN MAYOR NUMERO DE ELLOS.

C) SE NECESITAN MAS CHOFERES PARA ACARREAR UNA PRODUCCION DETERMINADA DE MATERIAL.

D) EL MAYOR NUMERO DE CAMIONES REQUERIDO AUMENTA EL PELIGRO DE UN EMBOTELLAMIENTO EN LA PLANTA, A LO LARGO DEL CAMINO DE ACARREO, O EN EL LUGAR DE DESCARGA.

E) EL MAYOR NUMERO DE CAMIONES REQUERIDO PUEDE AUMENTAR LA INVERSION TOTAL EN EQUIPO DE ACARREO, CON MAS GASTOS DE MANTENIMIENTO Y TENIENDO QUE ALMACENAR UN MAYOR NUMERO DE REFACCIONES Y REALIZAR MAS REPARACIONES.

3) VENTAJAS DE LOS CAMIONES GRANDES EN COMPARACION DE LOS PEQUEÑOS :

A) SE REQUIEREN MENOS CAMIONES, LO CUAL PUEDE REDUCIR LA INVERSION TOTAL EN UNIDADES DE ACARREO, ASI COMO EL COSTO DE MANTENIMIENTO Y REPARACIONES.

B) SE NECESITAN MENOS CHOFERES.

C) EL MENOR NUMERO DE CAMIONES FACILITA LA SINCRONIZACION DEL EQUIPO Y REDUCE EL PELIGRO DE EMBOTELLAMIENTO DE LOS CAMIONES.

ESTO ES ESPECIALMENTE CIERTO PARA ACARREOS A GRAN DISTANCIA.

D) PROPORCIONA MAS ESPACIO PARA CARGARLOS.

E) REDUCEN LA FRECUENCIA DE ESTACIONAMIENTO DE LOS CAMIONES BAJO LA PLANTA.

F) HAY MENOS CAMIONES QUE MANTENER Y REPARAR, Y MENOS REFACCIONES QUE ALMACENAR.

G) LOS MOTORES ORDINARIAMENTE UTILIZAN COMBUSTIBLES MAS BARATOS.

4) DESVENTAJAS DE LOS CAMIONES GRANDES EN COMPARACION CON LOS PEQUEÑOS:

A) ES MAYOR EL COSTO DEL TIEMPO-CAMION DURANTE LA CARGA, ESPECIALMENTE CUANDO LA CARGA ES PEQUEÑA.

- B) LAS CARGAS MUY PESADAS PUEDEN DAÑAR LOS CAMINOS DE ACARREO AUMENTANDO ASI EL COSTO DE MANTENIMIENTO DE LOS MISMOS.
- C) ES MAS DIFICIL EQUILIBRAR EL NUMERO DE CAMIONES CON LA PRODUCCION.
- D) LAS REFACCIONES PUEDEN SER MAS PROBLEMATICAS DE CONSEGUIR.
- E) A LOS CAMIONES GRANDES PUEDE NO PERMITIRSELES TRANSITAR POR ALGUNAS CALLES O CARRETERAS.
- F) LA DESCARGA EN EL PAVIMENTADOR ES MUY DIFICIL DE LOGRAR, OCASIONANDO MUCHAS VECES PROBLEMAS.

LOS FACTORES QUE INFLUYEN EN LA DURACION DEL CICLO DE TRANSPORTACION, SE PRESENTAN BASICAMENTE EN LA PLANTA DE ASFALTO (TIEMPO DE CARGA), DURANTE EL RECORRIDO (TIEMPO DE IDA Y VUELTA) Y EN EL LUGAR DE COLOCACION (TIEMPO DE DESCARGA).

A) TIEMPO DE CARGA :

- 1) PRODUCCION HORARIA PLANTA DE ASFALTO.
- 2) CAPACIDAD DEL TRANSPORTE.

EXISTEN OTROS FACTORES QUE PUDIERAN INTERVENIR EN EL TIEMPO DE CARGA, (FALLAS, FALTA DE MATERIALES, ETC.), PERO ESTO PARA UN ESTUDIO NO DEBE INFLUIR Y SE DEBE CONSIDERAR LA CARGA CONSTANTE.

HAY CASOS ESPECIALES COMO SON EL CONTAR CON SILOS DE ALMACENAMIENTO O ALMACENES DE MEZCLA EN LOS QUE PARA CUANTIFICAR EL TIEMPO DE CARGA, YA NO SE TOMARIA EN CUENTA LA PRODUCCION DE LA PLANTA, SINO LA CAPACIDAD DE CARGA IN SITU.

B) TIEMPO DE RECORRIDO DE LA PLANTA AL LUGAR DE COLOCACION:

- 1) TIPO Y ESTADO DEL CAMINO O RESISTENCIA AL RODAMIENTO.
- 2) PENDIENTE DEL CAMINO.
- 3) VELOCIDAD MAXIMA PERMITIDA.
- 4) CANTIDAD DE TRAFICO.

5) INTERFERENCIAS (CRUCES DE VIAS, TOPES, SEMAFOROS, ETC.)

6) ARRANQUES Y CAMBIOS DE VELOCIDAD.

7) ALTURA SOBRE EL NIVEL DEL MAR.

C) TIEMPO DE DESCARGA :

1) ACOMODOS DEL CAMION.

2) PRODUCCION HORARIA DEL PAVIMENTADOR.

3) TIEMPO DE ESPERA (CAMBIO DE FRANJA, ATRASOS DE OTRAS UNIDADES, ETC.)

D) REGRESO VACIO DEL LUGAR DE COLOCACION A LA PLANTA :

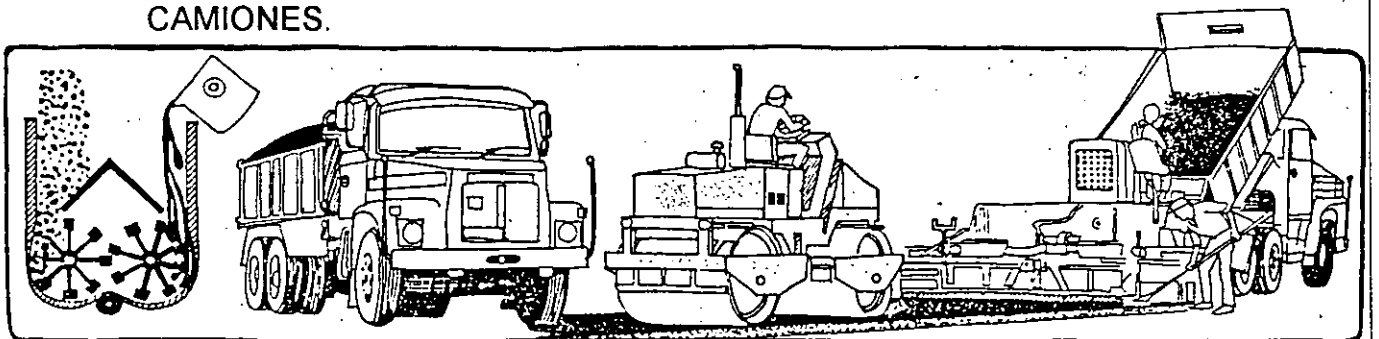
DENTRO DE ESTA PARTE DEL CICLO, SE PUEDEN REPRESENTAR LOS MISMOS FACTORES QUE EN EL PUNTO B.

UNA VEZ TOMADOS ESTOS FACTORES EN CUENTA Y HABIENDO CALCULADO LOS TIEMPOS QUE INTERVIENEN EN EL CICLO, ESTAREMOS EN POSIBILIDADES DE DETERMINAR EL NUMERO DE CAMIONES QUE VAMOS A EMPLEAR.

DEBEMOS DE ESTAR CONSCIENTES QUE NO OBSTANTE HABER TOMADO MUCHOS FACTORES EN CUENTA, DURANTE LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS TENDREMOS VARIACIONES SIGNIFICATIVAS QUE AFECTARAN LA PRODUCCION, CAUSANDO ATRASOS Y PERDIDAS DE EFICIENCIA NO CONTEMPLADOS EN NUESTRO ESTUDIO.

PARA EVITAR AL MAXIMO LO ANTERIOR, EL OBJETIVO DEBERA SER MINIMIZAR LOS PROBLEMAS, MEDIANTE LA ATENCION DIARIA APLICANDO DE INMEDIATO LAS MEDIDAS CORRECTIVAS.

PODEMOS CONCLUIR QUE LO IDEAL ES MANTENER UN EQUILIBRIO ENTRE LA CAPACIDAD REAL DE LA PLANTA DE ELABORACION DE MEZCLAS ASFALTICAS, LA PAVIMENTADORA Y EL NUMERO DE CAMIONES.

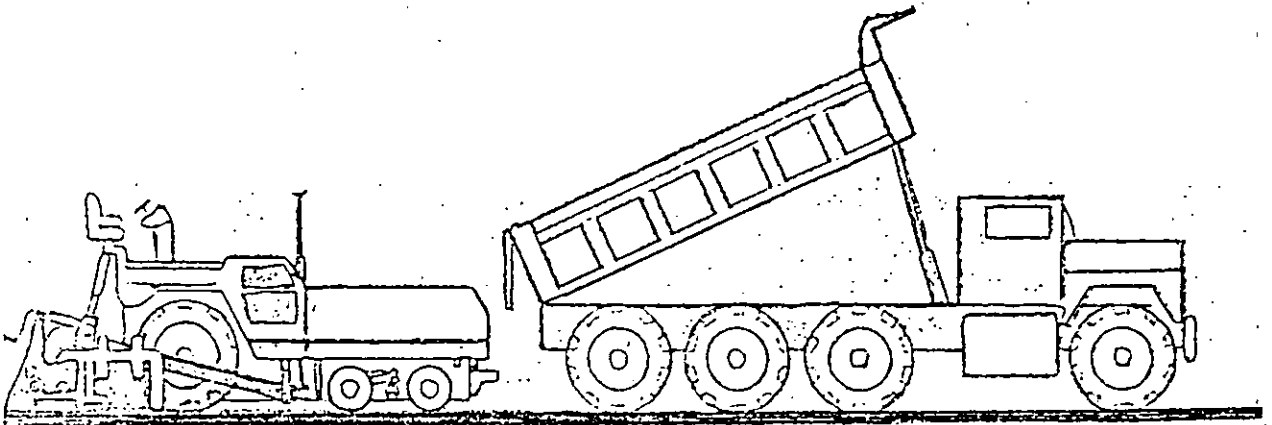


ALGUNAS RECOMENDACIONES IMPORTANTES PARA LA OPERACION:

1. PARA EVITAR QUE LA MEZCLA ASFALTICA SE PEGUE EN LA CAJA DEL CAMION, ES CONVENIENTE APLICARLE DIESEL A LA MISMA EN POSICION DE DESCARGA PARA QUE ESCURRA EL EXCEDENTE Y NO AFECTE LA CALIDAD DE LA MEZCLA.
2. TODO CAMION DEBERA TENER UNA LONA PARA PODER CUBRIR LA MEZCLA Y EVITAR QUE AGENTES EXTERNOS COMO LA LLUVIA Y EL VIENTO, EN TRAYECTOS MAS O MENOS LARGOS, OCASIONEN PERDIDAS DE TEMPERATURA DE LA MISMA.
3. LOS CAMIONES DEBERAN ESTAR EN PERFECTAS CONDICIONES, YA QUE POR EL ALTO COSTO DE LA MEZCLA, CUALQUIER FALLA OCASIONARIA PERDIDAS IMPORTANTES.
4. LOS CHOFERES DE LAS UNIDADES DE TRANSPORTE, DEBERAN PRACTICAR SUS MOVIMIENTOS DE REVERSA POR LO MENOS DOS O TRES DIAS ANTES DE ALIMENTAR EL PAVIMENTADOR.

COLOCACION DE MEZCLA ASFALTICA

LA COLOCACION O TENDIDO DE MEZCLAS ASFALTICAS, SE LLEVAN A CABO TRADICIONALMENTE CON MAQUINAS PAVIMENTADORAS.



FUNCIONAMIENTO DE LA MAQUINA PAVIMENTADORA DE ASFALTO

AL IGUAL QUE SUS PROTOTIPOS DE LA DECADA DE LOS AÑOS 30, LA MODERNA MAQUINA DE ESPARCIDO Y ACABADO DE ASFALTO ES BASICAMENTE UN TRACTOR QUE TRANSPORTA LOS MATERIALES DE PAVIMENTACION ASFALTICA DESDE UNA TOLVA RECEPTORA POR LA ACCION DE ALIMENTADORES DE LISTONES Y TRANSPORTADORES DE TORNILLO SIN FIN, A TRAVES DE LA PARTE DELANTERA DE UNA MAESTRA ENRASADORA FLOTANTE, AUTONIVELADORA QUE VA REMOLCADA.

LA MAQUINA REALIZA TRES FUNCIONES PRINCIPALES, CADA UNA DE LAS CUALES ES CRITICA PARA EL RENDIMIENTO TOTAL DE PAVIMENTACION :

1. MANIPULACION DE MATERIAL:

EL MATERIAL DEPOSITADO EN LA TOLVA ES DESPLAZADO POR LOS ALIMENTADORES DE LISTONES Y LOS TORNILLOS SINFIN A SU POSICION PARA SER ALLANADO POR LA MAESTRA ENRASADORA.

2. TENDIDO DE LA CAPA DE RODAMIENTO:

EL ESPESOR Y LISURA DE LA CAPA DE MATERIAL SON ESTABLECIDOS POR LA MAESTRA ENRASADORA A MEDIDA QUE ESTE COMPONENTE FLOTANTE Y AUTONIVELADOR GOLPEA Y APISONA LA MEZCLA.

3. MOVIMIENTO HACIA ADELANTE:

AL SER AUTOPROPULSADA, LA UNIDAD TRACTOR CONTROLA LA VELOCIDAD DE PAVIMENTACION.

LA CALIDAD DEL PAVIMENTO TERMINADO DEPENDE DE LA SUPLEMENTACION Y EQUILIBRIO DE ESTAS TRES FUNCIONES INTER-RELACIONADAS.

POR EJEMPLO, LA FUNCION DE NIVELACION Y COMPACTACION DE LA MAESTRA ENRASADORA, PROPORCIONA UNOS RESULTADOS OPTIMOS CUANDO:

1. NO VARIA LA VELOCIDAD HACIA ADELANTE DE LA MAQUINA.
2. EL SUMINISTRO DE MATERIAL A LA TOLVA RECEPTORA ES ADECUADO Y CONSTANTE.
3. LA DISTRIBUCION DEL MATERIAL A TRAVES DE LA PARTE DELANTERA DE LA MAESTRA ENRASADORA ES UNIFORME Y SE EFECTUA A UN NIVEL CONSTANTE.
4. LOS FACTORES VARIABLES QUE AFECTAN LA NIVELACION DE LA MAESTRA ENRASADORA, SE MANTIENEN BAJO CONTROL.
5. LAS FUERZAS DE COMPACTACION EN LA MAESTRA ENRASADORA SE MANTIENEN A UN NIVEL CONSTANTE.

LA OPERACION DEL EXTENDIDO PROPIAMENTE SE INICIA CON LA COLOCACION EN SU LUGAR DE LA EXTENDEDORA SOBRE TACONES DE MADERA, DE ALTURA IGUAL AL ESPESOR SUELTO QUE SE VA A EXTENDER; SE COLOCA LA PLANCHA MAESTRA Y SE AJUSTAN LOS CONTROLES PARA QUE SE MANTENGA ESE NIVEL. AL AVANZAR LA

MAQUINA SE REVISA EL ESPESOR MEDIANTE UN ESCANTILLON. ESTA REVISION SE HACE CONTINUAMENTE PARA MODIFICAR LA POSICION DE LA PLANCHA, SI ACASO EL ESPESOR ES MAYOR O MENOR QUE EL DESEADO. SIN EMBARGO, SE DEBE CONSIDERAR QUE AL GIRAR EL CONTROL PARA CORREGIR EL ESPESOR, EL RESULTADO SE LOGRA AL HABER AVANZADO LA PLANCHA DE 20 A 30 METROS. ESTOS CONTROLES SOLAMENTE LOS DEBE MOVER O MANDAR EL SOBRESTANTE O CABO DEL EXTENDIDO, PUES LA UNIFORMIDAD DE LA SUPERFICIE TERMINADA ES AFECTADA, COMO YA SE DIJO, POR EL ABUSO DEL AJUSTE CONTINUO DE LOS CONTROLES.

DESDE HACE ALGUNOS AÑOS SE EMPLEAN SISTEMAS ELECTRICOS O ELECTRONICOS PARA CONSERVAR O MANTENER LA PLANCHA MAESTRA EN UN NIVEL DE RASANTE DETERMINADO. SU EMPLEO OFRECE MUCHAS VENTAJAS EN CUANTO A LA UNIFORMIDAD DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO. SIN EMBARGO, SE DEBE DE TOMAR EN CUENTA QUE ESTE SISTEMA, AL MANTENER EL NIVEL FIJO, OBLIGA A EMPLEAR MAYOR CANTIDAD DE MEZCLA, DEPENDIENDO DE LA UNIFORMIDAD DE LA SUPERFICIE DE LA BASE SOBRE LA QUE SE ESTA EXTENDIENDO. ESTO SE DEBE A QUE, POR LO GENERAL, SE SOLICITA UN ESPESOR MINIMO Y AL RESPETARSE ESTE, LA EXTENDEDORA LLENA LAS DEPRESIONES QUE EXISTAN EN LA BASE PARA LA CUANTIFICACION DE LA CANTIDAD DE MEZCLA QUE SE EMPLEO EN UN TRABAJO, LO MEJOR ES LLEVAR LA CUENTA DEL NUMERO DE BACHAS EN EL CASO DE PLANTAS DE PRODUCCION DISCONTINUA, O PESAR LOS CAMIONES EN EL CASO DE PLANTAS CONTINUAS, PARA QUE, CONOCIENDO EL PESO TOTAL DE LA MEZCLA EMPLEADA SEA FACIL SU CONVERSION A UNIDADES DE VOLUMEN PARA SU PAGO.

LA CALIDAD DE UN TRABAJO, EN QUE SE EMPLEO CARPETA DE MEZCLA ASFALTICA ELABORADA EN PLANTA, LA CALIFICA EL USUARIO; LO HACE POR LA FRECUENCIA CON QUE SIENTE O ESCUCHA GOLPES DE LAS LLANTAS DE SU COCHE CON CADA BORDE TRANSVERSAL. ESTOS BORDES (QUE PUEDEN ESTAR DENTRO DE TOLERANCIA) SE PUEDEN Y DEBEN EVITAR, PARA HACERLO, SE DEBEN ELIMINAR INTERRUPCIONES EN LA LLEGADA DE LOS CAMIONES, PUES LA ESPERA DE LA EXTENDEDORA ENFRIA LA MEZCLA QUE QUEDA BAJO SU PLANCHA MAESTRA, OBSTRUYENDO LA UNIFORMIDAD DEL EXTENDIDO.

ADEMAS, COMO YA VIMOS, TAMPOCO SE DEBEN DE PONER CAMIONES EN EXCESO; POR LO QUE, LO MEJOR ES TRABAJAR LA EXTENDEDORA A UNA VELOCIDAD LIGERAMENTE MAYOR QUE LA CAPACIDAD DE LA PLANTA CONVERTIDA EN METROS/MINUTO.

POR EJEMPLO, UNA PLANTA DE 90 TONELADAS/HORAS DE CAPACIDAD, ESTABLECERIA LA VELOCIDAD DE LA EXTENDEDORA; SUPONIENDO 5 CM.

~~DE ESPESOR, 3.60 M. DE ANCHURA DE EXTENDIDO Y EL PESO DE LA MEZCLA DE 2.3 TON./M3. EL PESO POR METRO LINEAL SERA:~~

$$3.60\text{M.L.} \times 0.05\text{M.L.} \times 1.0\text{M.L.} \times 2.3 \text{ TON/M}^3 = 0.414 \text{ TON/M.L.}$$

LA PLANTA PRODUCE 1.5 TON/MINUTO.

LA VELOCIDAD DE EXTENDIDO NO DEBERA SER MAYOR DE :

$$V \text{ EST.} = (1.5 \text{ TON/MINUTO}) / (0.414 \text{ TON/ML}) = 3.6 \text{ M.L./MIN}$$

ESTA VELOCIDAD PERMITIRA A LA EXTENDEDORA, TRABAJAR CONTINUAMENTE Y EVITAR LOS BORDILLOS.

RECOMENDACIONES DURANTE EL TENDIDO DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS CON DESCARGA DIRECTA AL PAVIMENTADOR:

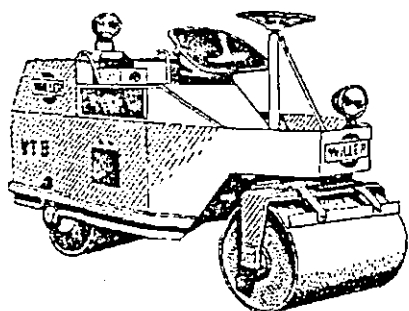
1. EL CHECADOR DEBE SER PERSONAL CON EXPERIENCIA Y LOS CHOFERES DEBEN DE SER CAPACITADOS.
2. EL CAMION DEBE DETENERSE ANTES DE TOCAR AL PAVIMENTADOR.
3. EL PAVIMENTADOR AL AVANZAR, HACE CONTACTO CON LAS LLANTAS DEL CAMION.
4. A UNA SEÑAL DEL CHECADOR, EL CHOFER DEBE LEVANTAR LA CAJA A LA ALTURA QUE LE SEÑALEN.
5. LA TRANSMISION DEL CAMION DEBE DE ESTAR EN NEUTRAL Y EL PIE DEL CHOFER OPRIMIENDO MUY LIGERAMENTE EL FRENO PARA EVITAR QUE SE SEPEREN LAS LLANTAS DE LOS RODILLOS EMPUJADORES; EL PAVIMENTADOR SIEMPRE EMPUJARA AL CAMION.
6. SOLAMENTE EN CASOS DE PENDIENTES FUERTES EN EL QUE EL PAVIMENTADOR NECESITE AYUDA, EL CAMION AVANZARA CUIDADOSAMENTE CON LA MISMA TRACCION.
7. TERMINADA LA DESCARGA, A UNA SEÑAL DEL CHECADOR, DEBE RETIRARSE INMEDIATAMENTE EL CAMION.
8. LLEVAR EL REGISTRO DE TEMPERATURAS A QUE LLEGA LA MEZCLA, REVISANDO QUE ESTE DENTRO DE LOS LIMITES ESPECIFICADOS.

PARA SELECCIONAR EL EQUIPO DE EXTENDIDO, ES IMPORTANTE MENCIONAR QUE ESTOS ESTAN SOBRADOS EN GENERAL Y QUE ESTAN LIMITADOS POR LA PRODUCCION DE LAS PLANTAS DE MEZCLAS ASFALTICAS. LOS DIFERENTES FABRICANTES OFRECEN PRODUCTOS MUY SIMILARES POR LO QUE SE DEBERA TOMAR EN CUENTA LA FACILIDAD DE OBTENCION DE REFACCIONES Y SERVICIO PARA DECIDIR SU COMPRA.

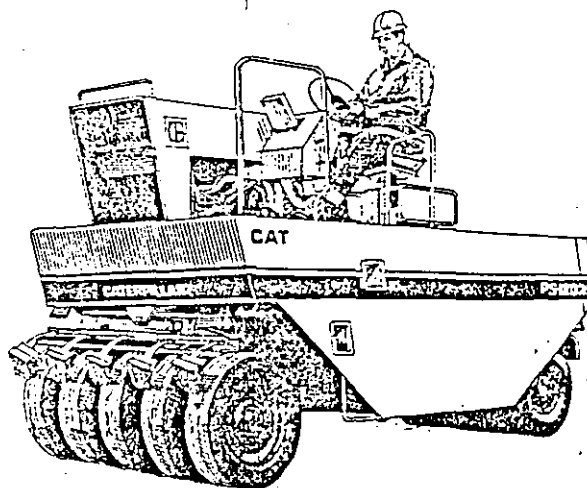
OTRA OPCION A SELECCIONAR SERA CON QUE TIPO DE TRACCION (ORUGAS O LLANTAS) SE PREFERE.

COMPACTACION DE MEZCLAS ASFALTICAS

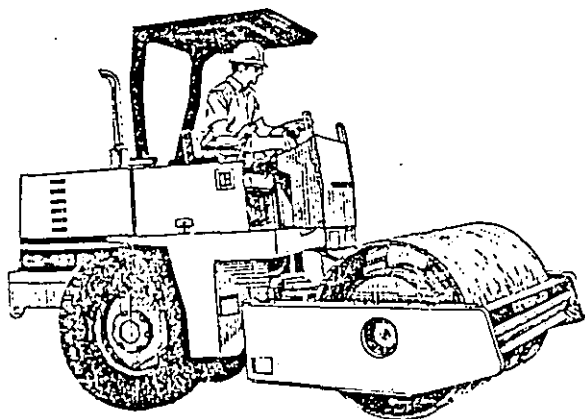
LOS EQUIPOS COMUNMENTE USADOS PARA COMPACTAR MEZCLAS ASFALTICAS SON RODILLOS LISOS, COMPACTADORES NEUMATICOS Y RODILLOS VIBRATORIOS.



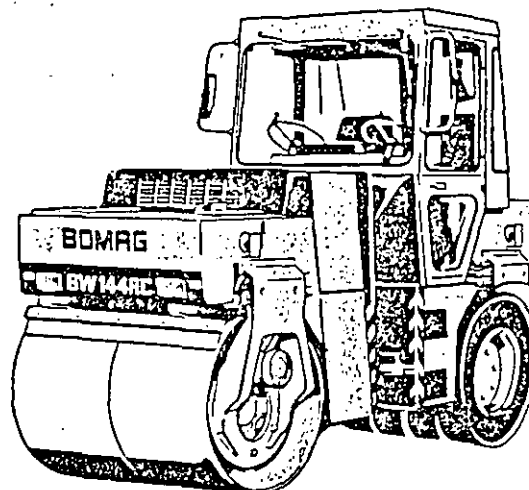
LISO RODILLO ESTATICO DE TAMBOR



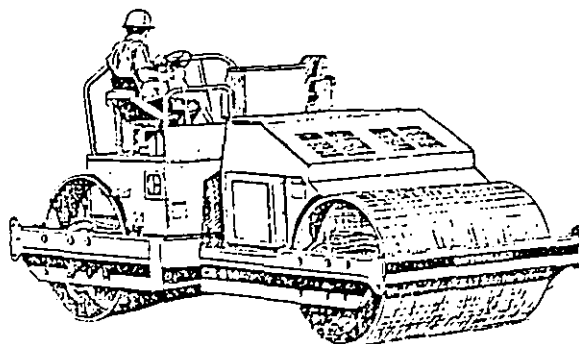
COMPACTADOR DE NEUMATICOS



RODILLO VIBRATORIO TANDEM



RODILLO COMBINADO



RODILLO DE DOBLE TAMBOR VIBRATORIO

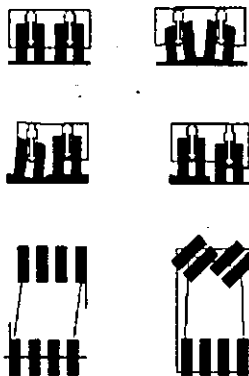
A CONTINUACION VAMOS A COMENTAR LOS METODOS DE COMPACTACION O PLANCHADO :

LAS PRIMERAS MEZCLAS ASFALTICAS SE COMPACTABAN USANDO APLANADORAS DE 3 RUEDAS Y "TANDEMS" Y PASANDO SOBRE CARPETAS DELGADAS. LAS PRIMERAS PASADAS SE HACIAN CON PLANCHAS "TANDEM" LIGERAS, CON LA MEZCLA A TEMPERATURAS ABAJO DE 200° F (93° C). EL CERRADO O ACABADO SE HACIA CON LA PLANCHA DE TRES RUEDAS (TRICICLO).

DESPUES SE INTRODUJO EL RODILLO DE LLANTAS NEUMATICAS, PRIMERO CON LLANTAS DE PRESION FIJA Y LUEGO CON EL SISTEMA "AIR-ON-THE-RUN" (INFLADO EN TRANSITO) PARA COMPACTAR MEZCLAS ASFALTICAS, ESTE SISTEMA PERMITE REGULAR EL AIRE DE LOS NEUMATICOS DURANTE LA MARCHA ENTRE 2.5 Y 8 BARES POR MEDIO DE UN EQUIPO COMPRESOR QUE TIENE EL COMPACTADOR. ESTE FUE UN GRAN SALTO QUE HIZO POSIBLE LA COMPACTACION DE CARPETAS MAS GRUESAS PRECISAMENTE INICIANDO LA COMPACTACION ATRAS DE LA PAVIMENTADORA CUANDO LA TEMPERATURA DE LA MEZCLA ES LA MAS ALTA (COMO A 300° F O 150° C).

EL SELLADO O ACABADO GENERALMENTE SE HACE CON APLANADORAS DE RUEDAS METALICAS LISAS PRINCIPALMENTE PORQUE EL OPERADOR NO SABE CONTROLAR ESTE PROCESO CON RODILLOS NEUMATICOS.

LAS PRIMERAS PASADAS, CON EL MATERIAL AUN FLOJO, TIENDE A FORMAR PELDAÑOS AL COMPACTAR, POR ESO LA IMPORTANCIA DEL TAMAÑO DE LA LLANTA. ENTRE MAS GRANDE LA LLANTA, MENOR EL PELDAÑO O ANGULO DE PENDIENTE. CON MEZCLAS ASFALTICAS, LAS APLANADORAS DE RUEDAS METALICAS FORMAN UNA ONDA QUE SE MUEVE ADELANTE DE LOS TAMBORES DURANTE LAS PRIMERAS PASADAS. ESTA ONDA AUMENTA MAS Y MAS HASTA PERDER SU RESISTENCIA Y ENTONCES CEDE Y EL RODILLO PASA SOBRE ELLA. ESTA ES LA CAUSA PRINCIPAL DE QUE LOS PAVIMENTOS SE ONDULEN O SE ENRICEN.



EN EL CASO DE LOS COMPACTADORES DE NEUMATICOS, LAS LLANTAS ESTAN SEPARADAS UNA DE LA OTRA Y ENTONCES LAS ONDAS ORIGINADAS POR CADA LLANTA ES INSIGNIFICANTE.

TIENE UNA SUPERPOSICION ENTRE VIAS DE 50 MM POR CADA RUEDA, QUE INCLUSO CON MEDIO VIRAJE DE LA MAQUINA, GARANTIZA UNA SUPERPOSICION COMPLETA ENTRE LAS RUEDAS DELANTERAS Y TRASERAS.

TAMBIEN SABEMOS QUE DURANTE LA COMPACTACION HAY AIRE QUE SE EXPELE DE LA MEZCLA, ESTE AIRE, EN EL CASO DE LAS PLANCHAS METALICAS, SE EXPELERA POR EL FRENTE DE LOS TAMBORES EN LA PARTE MAS ALTA DE LA ONDA, LO QUE HACE QUE ESTAS ONDAS SE FORMEN MAS FACILMENTE. EN LOS COMPACTADORES DE NEUMATICOS EL AIRE SALE TAMBIEN PERO POR LOS LATERALES DE LAS LLANTAS.

CON EL OBJETO DE COMPRIMIR LA MEZCLA Y NO EMPUJARLA, EL COMPACTADOR DEBE IR CON LAS RUEDAS TRACTIVAS HACIA LA DIRECCION DE LA PAVIMENTADORA.

AL USAR COMPACTADORES DE LLANTAS NEUMATICAS EN MEZCLA ASFALTICA, TENEMOS QUE ENCARAR ALGUNOS PROBLEMAS QUE LOS METODOS NOS IMPONEN:

1. LAS MARCAS QUE DEJAN LAS RUEDAS AL FINAL DE LA COMPACTACION:

EL PROBLEMA SE RESUELVE BAJANDO LA PRESION INTERNA DE LAS LLANTAS HACIENDO MENOS MARCAS INICIALES CUANDO EL MATERIAL ESTA FLOJO. CON LAS SUBSECUENTES PASADAS LAS MARCAS DESAPARECEN.

2. PEGADO DE MEZCLA EN LAS LLANTAS:

ESTO SE ELIMINA POR EL CALENTAMIENTO TAN PRONTO SE COMIENZA A COMPACTAR. EN CLIMAS FRIOS LAS LLANTAS PUEDEN PROTEGERSE CON LONAS, PLACAS RASPADORAS O SER PINTADAS CON UNA MANO DE PINTURA DE ALUMINIO LO CUAL MANTIENE SU TEMPERATURA. TAMBIEN PODEMOS DARLES UNA MANO CON ACEITE QUEMADO O BIEN CON DIESEL ANTES DE COMENZAR LA COMPACTACION. POR OTRO LADO, PODEMOS RECURRIR AL SISTEMA QUE EMPLEAMOS EN LAS APLANADORAS DE RUEDAS METALICAS, EL USO DE AGUA.

EL AGUA ACTUA CONTRA LA SEGURIDAD DE LOS PAVIMENTOS EN TODOS LOS CASOS. POR EJEMPLO, EN REGIONES SUMAMENTE FRIAS, EL AGUA QUE SE FILTRA EN LA MEZCLA ASFALTICA DURANTE LA COMPACTACION PUEDE CONGELARSE EN EL INVIERNO, AUMENTANDO SU VOLUMEN Y RAJANDO EL PAVIMENTO. EL AGUA TAMBIEN PUEDE REACCIONAR EN ALGUNOS AGREGADOS CAMBIANDO SUS PROPIEDADES Y DIMENSIONES. UNA DESVENTAJA EN EL USO DEL AGUA ES LA ACELERACION DE ENFRIAMIENTO QUE PROVOCA EN EL MATERIAL, REDUCIENDO EL TIEMPO DE COMPACTACION.

REGLAS SUGERIDAS AL PLANCHAR CONCRETOS ASFALTICOS CON RODILLOS DE LLANTAS NEUMATICAS.

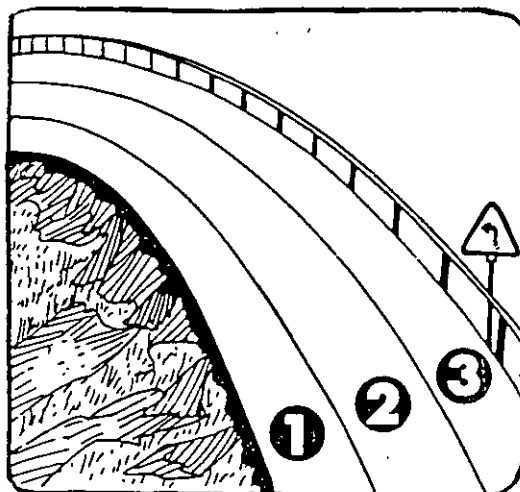
RESUMIREMOS AQUI CIERTAS REGLAS LAS CUALES AYUDARAN AL INGENIERO DE CAMPO EN MEJORAR EL PLANCHADO DE MEZCLAS ASFALTICAS. DESAFORTUNADAMENTE, EL INGENIERO DE CAMPO ENCARA DOS SERIOS PROBLEMAS : EL MANTENIMIENTO Y LA OPERACION DE LOS EQUIPOS. NOS CONCRETAREMOS A LA OPERACION DEL EQUIPO.

TEORICAMENTE LOS COMPACTADORES DE LLANTAS NEUMATICAS SON UN RODILLO "TOTAL-JOB" (TODO TRABAJO), YA QUE PUEDEN COMPACTAR TODAS LAS FASES DE LAS CARPETAS ASFALTICAS. PERO EN LAS OBRAS ESTO ES CASI IMPOSIBLE POR LA FALTA DE EXPERIENCIA DE LOS OPERADORES. PARA RESOLVER EL PROBLEMA, USAMOS UNA PLANCHA DE RUEDAS METALICAS PARA DAR EL ACABADO Y BORRAR LAS JUNTAS ENTRE FRANJA Y FRANJA.

DESCRIBIREMOS LAS DIFERENTES FASES DEL PLANCHADO DE CONCRETOS ASFALTICOS.

1. PLANCHADO DE JUNTAS:

LA MAYORIA DE LOS PAVIMENTADORES, PERMITEN TENDER CONCRETO ASFALTICO EN FRANJAS DE 3 A 4 METROS DE ANCHO. COMO NUESTROS CAMINOS SE CONSTRUYEN EN PROMEDIO DE 7 METROS APROXIMADAMENTE, LA SOLUCION ES DIVIDIRLO EN DOS PARTES. A LA UNION DE ESTAS DOS FRANJAS SE LE LLAMA JUNTA LONGITUDINAL. EL METODO IDEAL SERIA USAR DOS PAVIMENTADORES, UNO AL FRENTE Y A UN LADO DE LA OTRA, PARA QUE LA JUNTA PUEDA EJECUTARSE CUANDO LA MEZCLA AUN TIENE ALTAS TEMPERATURAS. CON LA MITAD DE LA CARPETA COMPACTADA, SE EXTIENDE LA CARPETA DEL OTRO LADO. LUEGO LE DAMOS DOS PASADAS LIGERAS A LA JUNTA TRASLAPANDO 3-4" DE LA NUEVA MEZCLA. AL MISMO TIEMPO COMENZAMOS EL PLANCHADO DE LAS CARPETAS DE LAS ORILLAS HACIA EL CENTRO, O BIEN DE LA PARTE MAS BAJA HACIA ARRIBA (COMO EN EL CASO DE LA SOBREELEVACION EN LAS CURVAS)



2. PODEMOS DISTINGUIR TRES FASES EN EL PLANCHADO CON LLANTAS NEUMATICAS:

A) FASE INICIAL :

COMENZAMOS CON EL COMPACTADOR DE LLANTAS NEUMATICAS DETRAS DEL PAVIMENTADOR, CON LA TEMPERATURA LO MAS ALTA POSIBLE, PARA PODER TENER TODAS LAS VENTAJAS DE UNA BAJA RESISTENCIA A LA COMPACTACION. LA PRESION EN LAS LLANTAS NEUMATICAS DEBERA SER LA MAS BAJA, TAMBIEN EL NUMERO DE PASADAS A LA VELOCIDAD, DEPENDIENDO DEL TIPO DE MEZCLA, TEMPERATURA, ESPESOR DE LA CARPETA, PESO DEL COMPACTADOR, ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO, ETC.

NORMALMENTE DAREMOS DE 2 A 4 PASADAS EN 1a. O 2a. VELOCIDAD (2 A 3 KM/HR.)

DEBEMOS TENER CUIDADO DE QUE SOBRE LAS ORILLAS DE LAS FRANJAS DEBEMOS DEJAR SALIR LA MITAD DE UNA LLANTA CON OBJETO DE COMPACTAR HORIZONTALMENTE HACIA ADENTRO, Y RETENIENDO LA ORILLA (MUY RARA VEZ SE HACE ESTO, YA QUE SIEMPRE HAY UN PELDAÑO ENTRE LA CAPA ASFALTICA Y EL ACOTAMIENTO DEL TERRAPLEN Y EL OPERADOR PIENSA QUE PUEDE OCACIONAR UNA VOLCADURA A SU MAQUINA) .

B) FASE INTERMEDIA :

CON EL AUMENTO DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FASE INICIAL, PODREMOS AUMENTAR LA PRESION DE CONTACTO DE LAS LLANTAS INFLANDOLAS A UNA PRESION QUE NUEVAMENTE DEPENDERA DE LA TEMPERATURA Y TIPO DE MEZCLA, ESPESOR, DE LA CAPA, CONDICIONES CLIMATOLOGICAS, EQUIPO, ETC. ESTOS FACTORES INFLUIRAN EN EL NUMERO DE PASADAS Y VELOCIDAD DE LA MAQUINA. EN ESTA FASE DEBEMOS DARLE AL MATERIAL DE CARPETA UN COEFICIENTE EXTRA DE SEGURIDAD PARA EL TRAFICO QUE VA A SOPORTAR.

C) FASE FINAL:

NUEVAMENTE AUMENTAMOS LA PRESION DE LAS LLANTAS HACIENDO UN NUMERO DE PASADAS A UNA VELOCIDAD QUE DEPENDERA DEL TIPO DE MEZCLA, PESO DEL RODILLO, ETC. EL MINIMO DE PASADAS SERA DE 4 Y LA VELOCIDAD SERA DE 7 A 8 KM/HR.

3. COMPACTACION CON RODILLOS VIBRATORIOS :

LA ÚLTIMA MEJORA EN EL PLANCHADO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS HA SIDO LA INTRODUCCIÓN DE RODILLOS VIBRATORIOS. LA COMPACTACIÓN O PLANCHADO DE CONCRETOS ASFÁLTICOS CON RODILLOS VIBRATORIOS SE LOGRA MÁS RÁPIDO QUE EN TERRACERÍAS PORQUE SE NECESITA MENOS SOPORTE DE CARGA. TAMBIÉN DEBEMOS USAR ALTAS FRECUENCIAS Y BAJA AMPLITUD CON OBJETO DE OBTENER MEJORES RESULTADOS EN EL PLANCHADO Y ACABADO. HAY QUE ARMAR LAS MEZCLAS A LA TEMPERATURA MÁS ALTA POSIBLE PARA APROVECHAR LA BAJA RESISTENCIA A LA COMPACTACIÓN Y CONSECUENTEMENTE MENOS PASADAS SERÁN NECESARIAS. ES DE SUMA IMPORTANCIA QUE LA PRIMERA PASADA SE HAGA CON EL MECANISMO VIBRATORIO DESCONECTADO O DE OTRA FORMA, TENDREMOS UNA ONDA ADELANTE DEL TÁMBOR, ELIMINANDO LA SUPERFICIE LISA QUE NECESITAMOS.

LA COMPACTACIÓN CON RODILLOS VIBRATORIOS ES MUY EFECTIVA, ESTOS EQUIPOS SON CAPACES DE PLANCHAR MEZCLAS ASFÁLTICAS DE GRAN ESPESOR, HASTA 25CM. EN MENOS PASADAS, QUE LOS COMPACTADORES DE LLANTAS NEUMÁTICAS, OBTENIÉNDOSE ALTAS PRODUCCIONES. EL ACABADO ES PERFECTO POR EL ("BRIDGE-EFFECT") DEL TÁMBOR VIBRATORIO.

EL ESPESOR DE LA CAPA Y LA COMPOSICIÓN DE LA MEZCLA DETERMINAN CUAL DEBE SER LA AMPLITUD DE ONDA DE LA FRECUENCIA DE VIBRACIÓN.

EN MEZCLAS INESTABLES O CAPAS DELGADAS DEBE DE UTILIZARSE UNA AMPLITUD BAJA Y EN MEZCLAS RÍGIDAS O CAPAS GRUESAS UNA AMPLITUD ALTA.

USO DE LOS DIFERENTES COMPACTADORES

1. APLANADORAS DE TÁMBORES METÁLICOS:

SE USAN EN MACADAM (CON AGUA O CEMENTO ASFÁLTICO), CONCRETO ASFÁLTICO Y SELLO. ES BIEN CONOCIDO SU USO.

2. DE NEUMÁTICOS:

ES UN EQUIPO MUY VERSÁTIL PARA COMPACTAR TODOS LOS TIPOS DE MATERIALES, PRINCIPALMENTE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS.

3. RODILLOS VIBRATORIOS:

SE USAN EN LA MISMA FORMA QUE LAS APLANADORAS DE TAMBORES METALICOS, SOLO QUE SE OBTIENEN ALTAS PRODUCCIONES POR LA ALTA ENERGIA DE COMPACTACION QUE DESARROLLA. LA ULTIMA PALABRA EN COMPACTACION DE MEZCLAS ASFALTICAS POR EL MOMENTO.

VENTAJAS

1. APLANADORAS DE TAMBORES METALICOS:

FACILES DE MANTENER Y OPERAR, DEJAN BUEN ACABADO Y SU COSTO INICIAL ES BAJO.

2. DE NEUMATICOS:

LAS LLANTAS ORIENTAN A LOS AGREGADOS MANTENIENDO SU LADO LARGO EN PARALELO CON EL RODADO DE TRANSITO. POR ESO SE AUMENTA LA RESISTENCIA A LA ABRASION DEL MATERIAL. ESTOS RODILLOS TIENEN UNA RELACION DE COMPACTACION MAS RAPIDA. POR SU SISTEMA DE " AIR-ON-THE-RUN " PUEDE HACER EL TRABAJO DE VARIAS APLANADORAS.

AYUDA A CERRAR TEXTURAS ABIERTAS, REPARA SUPERFICIES DE RODAMIENTO CON GRIETAS Y AYUDA EN CORRECCIONES DE JUNTAS.

3. RODILLOS VIBRATORIOS :

ALTA PRODUCCION POR SU HABILIDAD DE TRANSMITIR ENERGIA EN MEZCLAS ASFALTICAS DE GRAN ESPESOR. DEJA EXCELENTE ACABADOS. EN POCAS PASADAS SE OBTIENEN LAS ALTAS DENSIDADES REQUERIDAS.

DESVENTAJAS DE LOS DIFERENTES COMPACTADORES

1. APLANADORAS DE TAMBORES METALICOS:

NECESITA SUPERFICIES LIGERAMENTE REGULARES POR EL EFECTO DE PUENTE DE AREA DE CONTACTO; PRODUCE PEQUEÑAS QUEBRADURAS EN EL PAVIMENTO, FRACTURA LOS AGREGADOS A TRAVES DE SU ALTA PRESION EJERCIDA, DE AHI QUE CAMBIE LA DISTRIBUCION GRANULOMETRICA DE LA MEZCLA Y DEJA BORDOS EN LA SUPERFICIE.

2. DE NEUMATICOS :

ALTO COSTO INICIAL Y SU BUEN FUNCIONAMIENTO DEPENDE DEL OPERADOR.

3. RODILLOS VIBRATORIOS:

ALTO COSTO INICIAL Y SU BUEN FUNCIONAMIENTO DEPENDE DE UNA ADECUADA SELECCION DE LA FRECUENCIA DE VIBRACION Y SU AMPLITUD.

RENDIMIENTO DE LOS COMPACTADORES

PARA CALCULAR LOS RENDIMIENTOS EN EQUIPOS DE COMPACTACION DEBEMOS CONSIDERAR LA SIGUIENTE FORMULA :

$$\text{REND.} = \frac{A \times V \times E}{N}$$

UNIDADES
REND. = M³/HR.
A = M.L.
V = KM/HR
E = CMS

A= ANCHO DE FRANJA COMPACTADA POR LA MAQUINA.

V= PROMEDIO DE VELOCIDAD DE OPERACION.

E= ESPESOR DE LA CAPA DE MEZCLA A COMPACTAR.

N= NUMERO DE PASADAS PARA OBTENER EL GRADO DE COMPACTACION ESPECIFICADO.

AL RENDIMIENTO OBTENIDO HABRA QUE CONSIDERARLE UN FACTOR DE EFICIENCIA (K), EL CUAL DEBE DE CONSIDERAR TRASLAPES DEL NUMERO DE PASADAS PARALELAS, TIEMPOS PERDIDOS EN VUELTAS, CAMBIOS DE VELOCIDAD, CALIDAD DEL OPERADOR, RESISTENCIA AL RODAMIENTO, ETC.

ESTE FACTOR VARIA DE 65 A 75 %, ASIMISMO SE DEBE APLICAR UN FACTOR DE CONVERSION AL SISTEMA METRICO DE 10, QUEDANDO FINALMENTE LA FORMULA:

$$\text{REND.} = \left(\frac{A \times V \times E \times 10}{N} \right) K$$

UNA VEZ OBTENIDO EL RENDIMIENTO DE LOS EQUIPOS DE COMPACTACION Y CONOCIDO EL COSTO HORARIO DE LOS MISMOS, ESTAREMOS EN POSIBILIDAD DE CONOCER EL COSTO DE COMPACTACION APLICANDO LA FORMULA.

$$\text{COSTO POR UNIDAD DE COMPACTACION} = \frac{\text{COSTO HORARIO EQUIPO}}{\text{RENDIMIENTO HORARIO}}$$

ESTA FORMULA APLICADA A DIFERENTES MODELOS DE COMPACTADORES, NOS PERMITIRA CONOCER LA OPCION MAS ECONOMICA.

COMO CONCLUSION, MENCIONARE QUE LA SELECCION DE EQUIPO, TANTO PARA EL TRANSPORTE, COLOCACION Y COMPACTACION DE MEZCLAS ASFALTICAS, ESTAN INTIMAMENTE LIGADOS Y QUE PARA MAXIMIZAR LOS RESULTADOS, DEBE SER EFICIENTE EL CONJUNTO.

DENTRO DE ESTE PROCESO, JUEGA UN PAPEL MUY IMPORTANTE LA COMPOSICION DE LA MEZCLA ASFALTICA Y PARTICULARMENTE LA TEMPERATURA DE LA MISMA, PUNTO CLAVE PARA LOGRAR EL OBJETIVO FINAL QUE ES OBTENER UNA SUPERFICIE DE RODAMIENTO TERSA, DE ALTA CALIDAD Y AL MENOR COSTO.



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

*18: CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO DE SECCIONES ESTRUCTURALES
EN CARRETERAS Y AEROPISTA*

ING. SANTIAGO BARRAGAN ABARTE

I. ALGUNAS IDEAS RELATIVAS AL DISEÑO DE SECCIONES ESTRUCTURALES EN CARRETERAS Y AEROPISTAS.

I.a Concepto de Sección Estructural

Actualmente se considera que un pavimento flexible es el conjunto de una subbase, una base y una carpeta. En los últimos años, muchos ingenieros de la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes han empezado a incorporar a este esquema una subrasante.

El terreno de cimentación y la terracería quedan fuera del esquema.

La experiencia demuestra que el trabajo de un pavimento es, sin duda, el resultado de la colaboración de todos los elementos, desde el terreno de cimentación hasta la carpeta.

Urge introducir en la S.C.T. el concepto de Sección Estructural de la Carretera (Terreno de cimentación, terracería, subrasante, subbase, base y carpeta, en general).

Dejando a un lado aspectos teóricos en que después se abundará, consideréanse algunos aspectos prácticos.

1. El ingeniero especialista en pavimentos se preocupa de subbase, base y carpeta y, cuando mucho, de la subrasante.

El terreno de cimentación y la terracería quedan al cuidado del especialista en geotecnia o no se toman en cuenta. El paso de los años ha hecho que ambos cuerpos de especialistas desarrollen filosofías distintas y basen su preparación en cosas diferentes.

¿Que se diría de un puente cuya subestructura la diseñara - un cuerpo de especialistas y la superestructura otro?

¿Que se diría de un edificio de 40 pisos, en que 30 fueran diseñados por un cuerpo de especialistas y 10 por otro? Sobre todo si la filosofía técnica de ambos grupos no coincidiera. ¿Cuál sería el comportamiento sísmico del edificio, por decir algo?

- PRIMERA CONCLUSION PRACTICA

En la SCT el grupo de hombres que tiene que ver con terreno de cimentación, terracería y pavimento debe ser el mismo y dar a todos los elementos el mismo interés.

.....

2. Actualmente se pierde capacidad de opción.

En un estudio geotécnico se contempla la terracería que debe usarse y el terreno de cimentación con que debe trabajarse, sin saber que pavimento irá arriba.

La mayoría de los estudios de pavimentos se hacen sobre terracerías construidas. Estas no se toman en cuenta con ningún criterio que se refiera a deformabilidad, resistencia y estabilidad volumétrica. Sólo se prohíbe el uso de suelos finos con límite líquido mayor que 100% o de turbas.

- SEGUNDA CONCLUSION PRACTICA

En el momento de colocar un pavimento, lo que hay abajo puede ser de calidad tal que, póngase lo que se ponga arriba, fracasará. Un pavimento de gruesas planchas de acero sobre arcilla --blanda, se distorsionará hasta hacerse intransitable en breve tiempo.

La SCT deberá conceder atención a los materiales de terracería, especialmente en deformabilidad y estabilidad volumétrica.

El valor límite líquido igual a 100% no es ninguna frontera --trascendente.

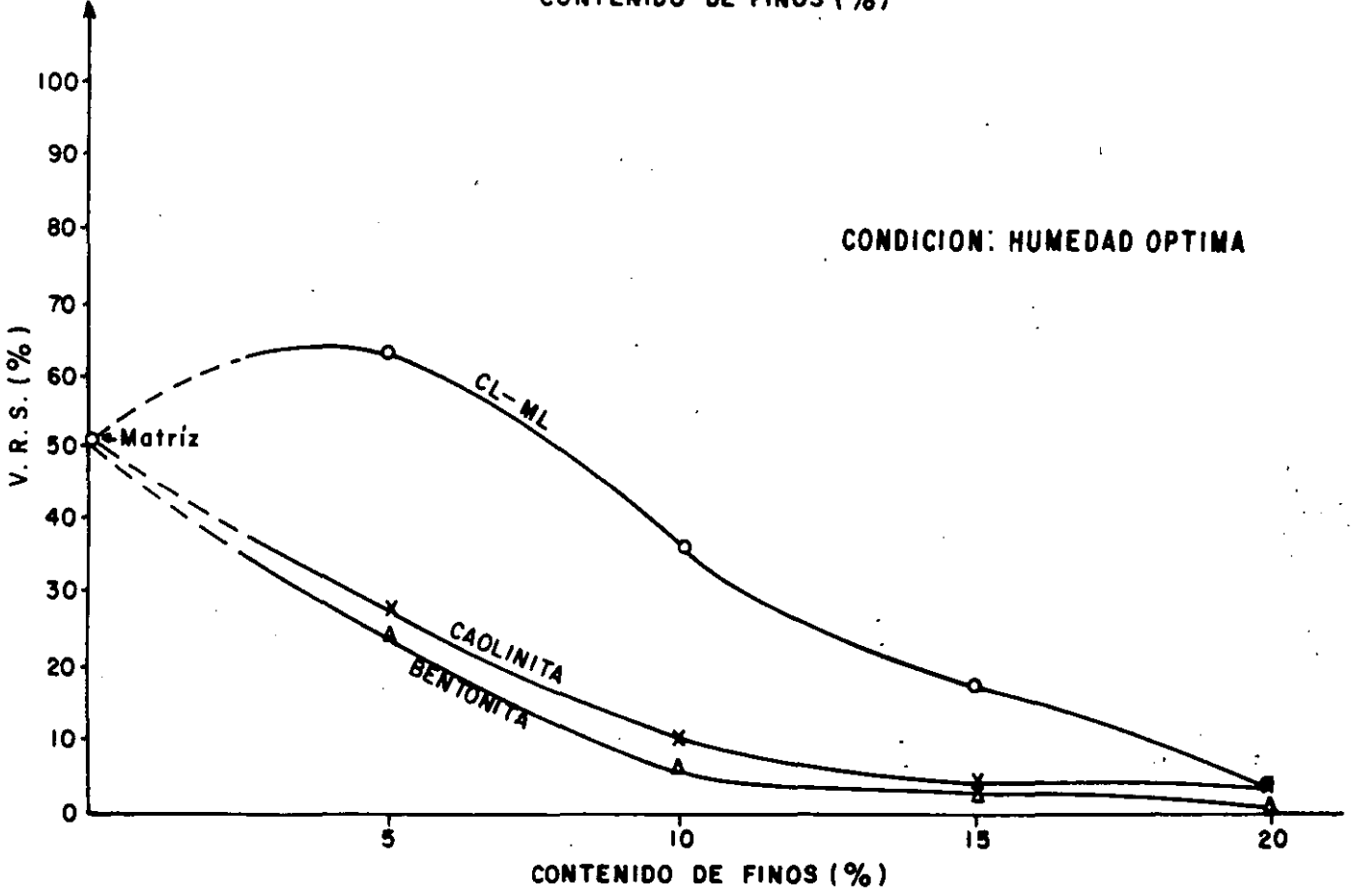
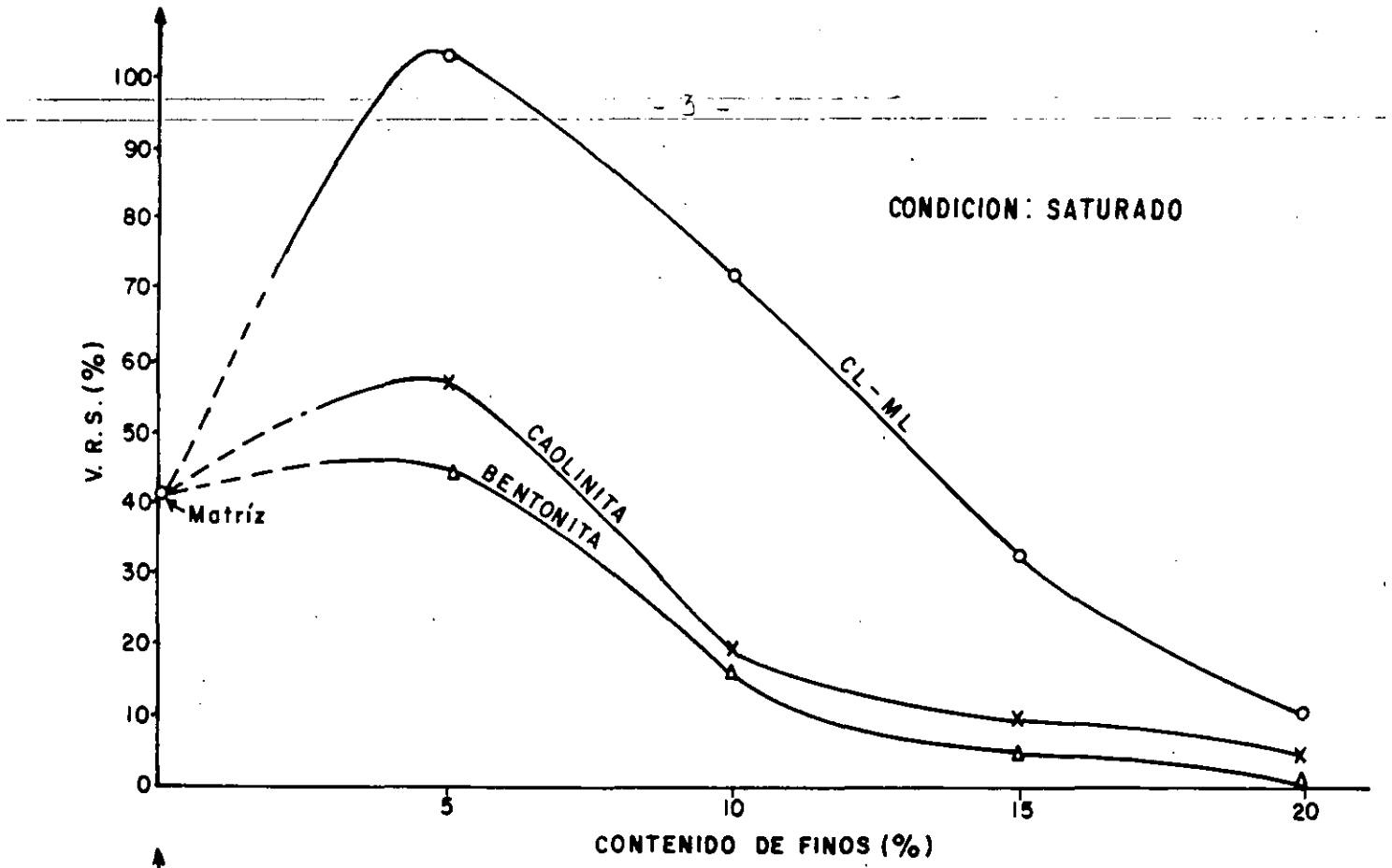
Todas las opciones de diseño y comparaciones integrales de costo que resultan de confrontar un buen material de terracería, -- con un pavimento delgado y con ciertos materiales, contra un -- material de terracería peor, con un pavimento más importante, -- se toman hoy muy poco en cuenta, con lo que se pierden muchas -- oportunidades de optimización técnica y económica.

3. La subrasante se receta, sin otro requisito que una compacta --ción fija (que puede ser buena para unos materiales, poca para otros y excesiva para otros más) y la exigencia de un VRS mínimo de 5% (saturado) y una expansión máxima de 5%, cuando la investigación en todas partes, incluyendo la SCT, ha demostrado -- que el VRS es un índice que no matiza la calidad de los materiales en suelos saturados, de manera que prácticamente todos los suelos finos tienen un VRS saturado muy análogo. Además, se -- exige a la subrasante un límite líquido menor que 100%.

- TERCERA CONCLUSION PRACTICA

Urge incorporar a las normas de calidad de las subrasantes criterios de plasticidad, que permitan estimar su estabilidad volumétrica.

.....



**CURVAS V.R.S. CONTENIDO DE FINOS EN (%)
COMPACTACION AASHTO ESTANDAR.**

- ARBITRARIEDAD ACTUAL

Las especificaciones dicen que en subrasante no debe usarse ningún material con límite líquido mayor de 100% y excluyen también los materiales OH₁, con límite líquido entre 50 y 100%, pero no excluyen los materiales MH₁. El Sistema Unificado no establece entre los materiales OH y MH otra diferencia que la apreciación visual del contenido de materia orgánica. Es OH el que lo tenga apreciable. Si en el campo esa diferenciación la hiciera Arturo Casagrande, quizá condujera a algo útil, pero si la hace el autor de este escrito, la distinción ya no sería tan confiable y conduciría a una separación arbitraria en la que se aceptarían materiales peores que otros que se desecharían.

1.b Efecto y Papel del Agua en los Pavimentos

El agua en los pavimentos flexibles proviene de tres fuentes:

1. La que asciende de lo profundo por capilaridad
2. La que se infiltra por arriba de la carretera, con origen pluvial. Su vía de acceso más frecuente son las grietas en la superficie de rodamiento.
3. La que llega a la carretera por flujo interno, a través de cortes y terreno de apoyo.

Es sabido que en los suelos compactados que contengan material fino, el aumento en el contenido de agua produce:

- Pérdida de resistencia
- Aumento de deformabilidad
- Expansiones

Si el contenido de agua baja posteriormente, la resistencia aumenta (a no ser que haya agrietamiento, en cuyo caso disminuirá la resistencia masiva), la deformabilidad disminuye y el suelo con finos se contrae. Este juego de expansión y contracción es la inestabilidad volumétrica.

Las arenas y las gravas no cambian sus características mecánicas por variación en el contenido de agua. Los suelos finos, sí.

En general, los fenómenos anteriores se entienden bien con la mente, pero frecuentemente se actúa olvidándolos.

Sin embargo, hay un punto en donde parece haber un mal entendido, - con repercusiones prácticas. Es en lo referente al efecto del clima. Se dice que las zonas lluviosas son difíciles y las secas fáciles. Esto es fácilmente falso.

En las zonas muy secas, los suelos finos están muy contraídos por evaporación. Al colocar un camino se interrumpe la evaporación local, que con la ascensión capilar y la escasa lluvia, conformaba el equilibrio hidráulico zonal; como consecuencia, el contenido de agua bajo el camino aumenta y los suelos finos, muy contraídos anteriormente, se expanden mucho. En zonas muy lluviosas, los suelos finos están muy poco contraídos previamente y, aunque su contenido de agua crezca, su comportamiento se modifica poco respecto al original. Por eso en zonas secas los suelos finos tampoco suelen ser confiables.

En vez de ligar el comportamiento general de los pavimentos flexibles al clima de una región, parece más conveniente ligarlo a la topografía de un lugar. Caminos en zonas altas o en parteaguas estarán en condición más favorable que camino en zonas de valle, hacia donde tienden a ir las aguas y a acumularse los suelos finos.

El agua tiene otro efecto que rara vez se contempla en los pavimentos flexibles, que es el bombeo a través del agrietamiento en la carpeta, cuando ésta se deprime bajo la carga y se expande al pasar ésta; si hay agua en la base, ésta es expulsada a través de la grieta por la succión producida. Si en la base hay finos, el agua los arrastra y bajo la grieta se crea vacío, que es un bache futuro.

1.c Efectos de Fatiga

La fatiga es la falla de una estructura bajo la continuada repetición de un esfuerzo, que aplicado una sola vez no la produciría.

Ese es el enemigo de un pavimento. Nadie esperaría que un pavimento falle por el paso de un camión, pero nadie podría considerar el pavimento un éxito por el hecho de que el camión pasara una sola vez sin daño.

Quando pasa la carga, el pavimento baja y sube. Este efecto es principal en la superficie y se atenúa con la profundidad. Una entidad flexible se adapta muy bien al ir y venir, sin daño, pero un elemento rígido fácilmente se agrieta con este proceso de deformación continuada.

Se ha visto que la fatiga tiene un umbral. Un esfuerzo muy pequeño puede aplicarse muchas veces sin daño, pero uno mayor causa la ruptura con mucho menor número de aplicaciones. Por ello, si un elemento rígido está sujeto a aplicación repetida de un esfuerzo, sólo podrá aguantar a base de gran flexibilidad o gran resistencia, de -

manera que el esfuerzo reiteradamente aplicado le resulte muy pequeño.

En general, el umbral de fatiga se expresa como un porcentaje de la resistencia máxima, que es la que hace fallar al material con una sola aplicación.

Es usual que los umbrales de fatiga anden por el 50% de dicha resistencia máxima; así, en una capa de la sección estructural de una carretera, el umbral de fatiga depende de la resistencia máxima, el tránsito ocasionará esfuerzos comparativamente pequeños, quizá hasta por abajo del umbral de fatiga o, en todo caso, esfuerzos que puedan ser resistidos sin falla un gran número de veces.

De esta manera, las secciones muy resistentes aguantan bien la fatiga. Sabido es que, en el otro extremo, las secciones sumamente flexibles también la aguantan bien, pues absorben sin daño los vaivenes de la deformación.

En un pavimento los elementos rígidos suelen ser los superficiales. Desgraciadamente se necesita colocar lo rígido donde el riesgo de fatiga es mayor; ésta es una idea fundamental.

- CONCLUSIONES

1. Los pavimentos fallan por fatiga.
2. El riesgo de la fatiga depende de la intensidad del esfuerzo reiteradamente aplicado, en comparación con la resistencia máxima del elemento.
3. La flexibilidad ayuda a soportar fatiga.
4. La rigidez hace una pésima combinación con la fatiga.
5. En un pavimento, el riesgo de fatiga es máximo en la superficie y disminuye con la profundidad.
6. Desdichadamente los elementos más rígidos han de colocarse en la superficie.
7. La defensa de la superficie de un pavimento será entonces la flexibilidad o una resistencia tan grande que haga los esfuerzos aplicados pequeños en comparación con la resistencia máxima del elemento.

1.d Tipo de Resistencia Requerido en los Diferentes Niveles de un Pavimento.

Las cargas actúan en la superficie y los esfuerzos disminuyen con la profundidad. Luego el requerimiento de resistencia será máxi-

mo en la superficie y disminuirá con la profundidad. La experiencia ha probado que los materiales de tipo grava y arena limpias, cuando están bien compactados y cuando tienen confinamiento, aunque sea pequeño, ofrecen mayor resistencia que los suelos finos del tipo de los limos y las arcillas; además, dicha resistencia, una vez obtenida es en los suelos gruesos mucho más perdurable y depende menos del agua. Por esta razón, el arte ordena el empleo de materiales friccionantes en las capas superficiales. La excepción es la carpeta, pues las gravas y las arenas naturales no tienen resistencia a la dispersión, por lo que a la carpeta hay que darle un aglutinante que le dé coherencia; más abajo, esto ya no importa, pues el confinamiento da a las gravas y las arenas mucha estabilidad.

El mismo arte impone el uso de suelos más finos en las capas inferiores, donde el requerimiento de resistencia es bajo y ello porque los materiales con finos abundan más y, por ello, su adquisición es más barata. Pero los materiales finos, amén de poco resistentes, tienen la cualidad de que cualquier resistencia inicial que se les dé es poco perdurable ante el ambate del agua. Frecuentemente la resistencia cae más cuando más se compacten, es decir, cuanto mayor sea su resistencia inicial.

Además, los suelos finos son mucho más deformables. En consecuencia, el enemigo de las capas inferiores de un pavimento es la deformabilidad y la inestabilidad volumétrica.

La verdad es que los requerimientos de resistencia arriba se dan con relativa facilidad y son permanentes, en tanto que si no se quiere caer en costos excesivos como rutina, los requerimientos de deformabilidad y estabilidad volumétrica abajo son mucho más difíciles de lograr y de garantizar.

En un camino de alto tránsito el efecto de las cargas de éste será muy importante y, por ello, lo será el riesgo de fatiga en las capas superiores de la sección estructural, que son más rígidas. En un camino de tránsito bajo, por el contrario, el principal efecto destructivo será la inestabilidad volumétrica de capas más profundas, en el nivel de la subrasante o de la terracería.

Por ello, debe aceptarse que en algo como el 70% de la red nacional de carreteras, el éxito de un camino estará en proporcionar materiales volumétricamente estables en presencia de agua en terracerías y sobrasantes, en tanto que en el otro 30% de la red, la fatiga causada por el tránsito en las capas superiores debe verse en México como el enemigo principal, sin olvidar, naturalmente, que en estos últimos caminos la inestabilidad volumétrica en capas inferiores no puede tolerarse.

.....

También es obvio que los criterios no pueden repartirse atendién- dose a simples porcentajes y que hay muchos matices a considerar. Por ejemplo, los caminos que teniendo hoy un volumen de tránsito relativamente bajo, tengan una previsión de crecimiento muy acele- rada.

Hoy la SCT diseña sus pavimentos por resistencia, supuesto que el VRS sea un índice que la mida, lo que es muy discutible, pero se olvida en gran medida de la deformabilidad de todo el conjunto -- (en comparación a la rigidez de las capetas y al nivel de los re- fuerzos aplicados) y de la estabilidad volumétrica de las capas inferiores.

- CUARTA CONCLUSION PRACTICA

Es un grave error de concepto que tiene que pagarse caro, indepen- dientemente de todo lo que se diga para defenderlo, añadir mate- riales finos a las ases de los pavimentos flexibles, pues con -- ello se disminuye su resistencia, se aumenta su deformabilidad y se compromete la permanencia de las propiedades iniciales, es -- decir, se violan todos los principios en que se basa el arte de la construcción de los pavimentos flexibles. Las investigaciones hechas en la SCT hacen ver que el límite generalmente aceptado de 18% de finos, en áreas de favorecer la compactación de las ba- ses, es muy elevado y jamás debería exceder de algo en el orden del 8%, lo que equivale prácticamente a no añadir finos, pues esa cantidad la dan los polvos de trituración, las contaminaciones -- naturales y los efectos posteriores de ruptura de partículas, -- principalmente durante la compactación.

- CONCLUSIONES

1. Las capas superiores de un pavimento exigen resistencia fric- cionante. El arte y la economía llevan esta idea hasta la -- subbase inclusive.
2. Las capas inferiores llevan por economía materiales finos, lo que trae un problema de deformabilidad e inestabilidad volumé- tricas.
3. La carpeta es un elemento especial que exige un aglutinante, -- que siempre aumenta su rigidez, haciéndola susceptible a la fatiga. Este es un elemento fundamental a considerar, pues -- si la carpeta se agrieta empieza a entrar el agua y las cosas empezarán a ir mal, sobre todo si la base y la subbase tie- nen finos o no tienen la suficiente capaxidad drenante o no están suficientemente bien ligadas con los elementos drenan --

.....

tes, para garantizar que el agua que se infiltra no afecte la estabilidad volumétrica de lo que hay más abajo.

4. La carpeta sólo se defenderá de la fatiga si es muy gruesa o si, - paradójicamente, es muy flexible (muy delgada), lo que sólo podrá lograrse en caminos de bajo tránsito.

En lo que respecta a resistencia aún conviene mencionar un par de as - pectos de carácter general.

1. El futuro de una base a subbase bien formadas por material friccio nante y bajo las cargas repetidas, será densificarse y aumentar su resistencia. Si esas capas tienen finos, su futuro será impredecible, por el efecto del agua.
2. La importancia del espesor de las capas superiores, cuando están bien formadas y bien apoyadas, tiene que ser pequeña y probablemente menor que lo que hoy se estima, por lo que una buena terracería y una buena subrasante han de repercutir en ahorros importantes en las capas más caras. En capas inferiores el efecto del espesor -- hay que matizarlo. Si son de buena calidad relativa, es importante, pues ahorrará espesor más costoso arriba, pero si la subrasante es de mala calidad, un gran espesor puede ser hasta contraproducente, pues incrementa la deformación volumétrica y la deformabilidad del conjunto.
3. El viejo pleito entre los diferentes métodos de diseño hay que verlo a la luz de estos hechos. Difícilmente de un método a otro habrá una variación de más de 3 ó 4 cm, por capa, si ambos se aplican a materiales con las mismas condiciones de compactación, contenido de agua, etc. Esto no es significativo en comparación con -- las características de los materiales en cada capa y como éstas se adecúan a la filosofía general de trabajo de un pavimento y de todo esto nada dicen los métodos de diseño.

Por ejemplo, en un diseño con VRS las gráficas dicen, al aplicarlo a una subrasante, que espesor hay que colocarle encima para protegerla, pero no dicen que hay que colocar, lo que queda a juicio -- del proyectista. Aparece así una infinita gama de posibilidades de diseño, de los que unas cumplirán los requerimientos esenciales de fatiga, deformabilidad, estabilidad volumétrica y otras no, --- aunque cumplan con los mandatos de las gráficas. Aparece así una fuerte componente de arte de ingeniero y la experiencia en otros campos de la ingeniería parece indicar que el arte de ingeniero es una cualidad difícil de adquirir, que pocos tienen. Esto pudiera justificar la siguiente.

.....

- QUINTA CONCLUSION PRACTICA

Dado que el número de pavimentos que la SCT proyecta cada año es pequeño, probablemente es buena política que todos sean diseñados por el grupo de ingenieros en que realmente se pueda confiar, sin olvidar la necesidad de realizar diseños integrales de toda la sección estructural.

1.e Colapso de un Pavimento Flexible.

Desgraciadamente, los ingenieros mexicanos estamos familiarizados con el colapso de los pavimentos flexibles. El hecho de que muchos colegas de otros países también lo estén, no es un consuelo admisible.

El colapso puede ser atribuible a las siguientes razones:

1. Agrietamiento en la carpeta por fatiga. Por las grietas entre el agua. En la práctica SCT, el daño que causa el agua se favorece por los finos en las bases y por la pobre liga de éstas con elementos de drenaje.
2. Mala calidad de materiales en subrasantes y terracerías. Al ser este conjunto muy deformable e inestable, actúa la fatiga, se agrieta la carpeta, penetra el agua hasta las capas susceptibles y la destrucción progresa en forma incontrolable.
3. Falta de compactación, sobre todo en torno a obras de drenaje. Falta de subdrenaje en las zonas de corte o balcón en que se necesita.
4. Defectos constructivos, sobre todo en juntas de construcción en la carpeta, en la construcción de carpetas con finos, por heterogeneidad en la distribución del asfalto, por construir en época de lluvias, etc.
5. Uso de materiales con rebote elástico en subrasante y terracería. Se mencionan por separado porque la SCT no tiene ninguna prueba de calidad para detectarlos. (Muchas veces son de baja plasticidad y alto VRS).
6. Agrietamiento longitudinal.

Puede verse que todas las causas llegan a lo mismo. Agua en una sección estructural que en algún eslabón reacciona con aumento de deformabilidad, inestabilidad volumétrica y deja indefensa ante los efectos de la fatiga a la carpeta, la que se agrieta progresivamente y deja entrar aún más agua.

- SEXTA CONCLUSION PRACTICA

Parece conveniente dar la máxima atención a que las carpetas no empiecen a agrietarse.

.....

1.f Subdrenaje

No se juzga necesario insistir en su importancia, después de todo lo dicho. Para poder prescindir de él habría que usar materiales sin -- susceptibilidad al agua en toda la sección estructural, lo que conduciría a que la propia sección fuera una obra de subdrenaje en sí misma, pero cuyo costo sería aberrante. Usando subdrenaje muchos mate - riales económicos pueden trabajar perfectamente.

1.g Criterios de Falla en los Pavimentos Flexibles.

Los métodos de diseño que la SCT utiliza hoy adolecen del defecto de no contemplar ningún criterio de falla. En la tecnología SCT falla - de pavimento significa destrucción del mismo, lo que no es un criterio ingenieril. Un criterio de falla es algo que debe manejarse para que la destrucción no se produzca. El trabajar sin un criterio de falla implica no poder seguir la evolución de un pavimento hasta el fin de - su vida útil (falla funcional) y, por lo tanto, impide adquirir expe -- riencia personal o institucional sobre el comportamiento de los pavi - mentos. Implica simplemente hacer algo y esperar que el pavimento --- dure; la destrucción anticipada del mismo es siempre una sorpresa desa - gradable.

Actualmente están en uso dos criterios de falla en la práctica municipal:

- Se fija una deformación permanente máxima en un cierto porcentaje de la superficie del pavimento. Por ejemplo una pulgada es el 25% del _ área construida.
- Se fija un nivel de deflexión máxima tolerable, medida por cualquier método (Viga Benkelman, Dynaflect, etc.). La deflexión especificada es función del espesor de la carpeta y del tránsito.

Es evidente que los criterios anteriores pueden y deben mejorarse, en sí mismos y en sus detalles, pero seguirlos tiene la ventaja de compro - meterse con la evolución de la estructura. Por lo demás, puede verse que los dos criterios van un poco a lo mismo, que es evitar el agrieta - miento en las carpetas y garantizar que lo que hay debajo no sea defor - mable en exceso. Un criterio se fija en como se acumula la deformación y el otro en como se produce bajo la carga transitoria. En ambos se - ve una marcada preocupación por la fatiga y por la deformabilidad, muy poco tomadas en cuenta por la actual práctica SCT.

- CONCLUSIONES

1. Investigar para llegar a un criterio de falla de los pavimentos -- mejor que los que hoy existen, es deseable.

2. Debe haber una adecuación correcta entre la rigidez de todas las capas de la sección estructural de un camino, en comparación al nivel de esfuerzos que actúa en la capa.
3. Dados los materiales que la Secretaría utiliza usualmente en terracerías y subrasantes, el uso universal de sobrecarpetas en la conservación es un error, que viola el principio de homogeneidad y tiene que conducir a destrucción rápida de los pavimentos corregidos, que, de hecho, quedan en peor situación después del refuerzo.
4. Se enfrenta un serio problema al futuro por dos razones:
 - Aumento previsto de cargas legales.
 - Falta la compactación en una gran parte de la red, construida de antiguo, que posee una sección estructural deformable.

Las combinaciones de estos dos factores hacen que la práctica de sobrecarpetas haya de verse con el mayor recelo. Esta es una práctica de uso mundial, pero los países en que tiene éxito, la utilizan sobre secciones no deformables, construidas con buenos materiales. Este es un caso típico de una falla de concepto en la adaptación de tecnologías externas.

- SEPTIMA CONCLUSION PRACTICA

Se ve el aparente error que se comete con los métodos de diseño hoy en boga. Estos proyectan los pavimentos de abajo a arriba, cuando debería de ser al revés. Por tránsito, podrá definirse que tipo de carpeta requiere el camino y estimar su susceptibilidad a la fatiga. Todo el resto de la sección estructural deberá conformarse a este hecho y a evitar una inestabilidad volumétrica importante. Los espesores de las diferentes capas, dentro de lo que dicten las reglas del arte, son asunto secundario, aunque haya de dárseles consideración.

Utilización de Materiales Indeseables.

El no tener normas de plasticidad en las terracerías, el aceptar malos materiales en las subrasantes y el contaminar subbases y bases, produce errores que afectan a los pavimentos flexibles en forma difícilmente reparable. No hay que olvidar que, en algunos casos, el terreno de cimentación deberá ser objeto de atención especial, por su mala calidad.

La ausencia de subdrenaje contribuye a hacer que los materiales malos se comporten en forma incontrolable.

.....

La compactación debe entenderse con cuidado. En materiales friccionantes no susceptibles al agua, como arenas, gravas y enrocamientos, siempre es buena y cuanto mayor, mejor, pues da resistencia y quita deformabilidad. En cambio, en capas con suelos finos (más de 8 - 10 - 12%, según la actividad de los finos) el efecto de aumentarla puede ser poco eficiente, irrelevante o, frecuentemente contraproducente, por la reconocida capacidad de expansión y contracción que adquieren los materiales finos compactados.

La contaminación de bases con finos es un error grave, que debe prohibirse. Si los finos son plásticos nada hay ya que decir. Cuando se usan finos no plásticos siempre bajan la resistencia de la capa y aumentan su deformabilidad, aunque en menor grado (se gastó dinero al incorporarlos, para tener un resultado más pobre); además, frecuentemente los finos "no plásticos" incorporados aumentan las características de rebote elástico y, por ende, la susceptibilidad a la fatiga. En la tecnología actual no hay un método serio de control para garantizar que se incorporen a las bases finos "no plásticos" y, mucho menos, no resilientes; en un banco de finos es usual que cambios importantes de plasticidad ocurran de metro a metro, como no sea en una playa o algo así de excepcional. La mayor parte de las rocas que al alterarse no producen arcillas (rocas claras) tienen contenidos importantes de mica, muy proclive al rebote elástico.

De este criterio se exceptua el de estabilización mecánica en caminos alimentadores de muy bajo tránsito, en el que seguramente es tolerable la inclusión de un porcentaje de finos no plásticos, no superior al 20%, en revestimiento, la condición de que éstos se coloquen sobre una

CBR > 3% (Compactación dinámica 95% AASHTO estándar con el contenido de agua natural que el suelo tenga a 1.5m de profundidad, en el momento de hacer el estudio)

- Expansión máxima medida en CBR < 3%

- Terraplenes de suelo con fragmentos

El tamaño máximo del fragmento no será mayor que la mitad del espesor del cuerpo del terraplén, con máximo de 1 m y el metro superior de dicho cuerpo se construirá con suelo. (tamaño máximo 7.5 cm) con no más de un 20% de fragmentos chicos (tamaño máximo 20 cm).

- Pedraplenes

Deberán adoptarse las recomendaciones producidas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Deberá existir una capa de transición de 60 cm de reza sobre el enrocamiento y otra de 50 cm de terraplén de suelo, con las especificaciones arriba señaladas.

2. Recomendaciones de calidad para capa subrasante

Límite líquido < 40%

Índice plástico < 10%

CBR > 5% (Compactación dinámica al 100% AASHTO estándar, con contenido de agua óptimo de la prueba)

Expansión (medida en CBR) < 1%

Porcentaje que pasa malla No. 200 < 25%

El espesor de la subrasante deberá definirse en un análisis de diseño y no especificarse a priori. Para efectos de proyecto geométrico podrán considerarse 40 cm.

El grado de compactación deberá ser 100% AASHTO estándar.

3. La subbase merece algún comentario, en el sentido de que con buena

terracería y subrasante puede ser más económica que lo que hoy se especifica. Parece suficiente garantizar CBR mínimo de 30% y un equivalente de arena de 30%.

Las normas granulométricas actuales son aceptables, haciendo énfasis en que la capa no necesariamente ha de caer en la zona actual. Debe ser un material francamente friccional, con no más de 15% de finos menores que la malla No. 200, con límite líquido menor o igual a 30% e índice de plasticidad menor o igual que 6%.

Los actuales requerimientos de contracción lineal y valor cementante no tienen sentido correlacionable.

Como se vé, se busca una subbase friccional, con excelente estabilidad volumétrica y baja deformabilidad, aunque el requerimiento de resistencia, medido por el CBR, resulte menor que lo que hoy se exige. El espesor de esta capa seguramente no debe ser menor de 15 cm.

4. En lo que se refiere a bases y carpetas, parecen aceptables las normas actuales, excepto en lo ya comentado referente a la inclusión de finos y a los valores de contracción lineal y valor cementante. El equivalente de arena de la base no deberá ser menor de 40%. Unas mejores normas para materiales de base podrían ser:
 - Si la granulometría se desarrolla en la zona I y el equivalente de arena es mayor de 50%, el material es aceptable sin más.
 - Si la curva granulométrica se desarrolla en la zona II, el equivalente de arena es mayor de 40% y el CBR es mayor de 80%, el material es aceptable para caminos de bajo tránsito y en los caminos de tránsito alto, las normas anteriores deberán aplicarse con CBR mayor que 100%. En los caminos de tránsito excepcionalmente alto, este material no debe utilizarse.
 - Los materiales cuya curva granulométrica se desarrolla en la zona III, no deben usarse en bases.
5. En lo relativo a compactación, debe considerarse lo ya anteriormente dicho. En materiales friccionales, no susceptibles a la acción del agua, aumentar la compactación siempre es bueno pues hace ganar resistencia y disminuye deformabilidad. En materiales con contenido apreciable de finos menores que la malla No. 200, la compactación debe manejarse con prudencia, especialmente si no se prodiga el subdrenaje.
6. Deberá eliminarse la práctica de incorporar finos a las bases para "cementarlas".

.....

7. Debe fomentarse el uso de carpetas muy delgadas (riegos) sobre secciones estructurales poco deformables. El pavimento queda así preparado para su desarrollo futuro.
8. En los pavimentos construidos de antiguo o en los pavimentos con sección estructural deformable o volumétricamente inestable, deberá restringirse con toda severidad el uso de sobrecarpetas en conservación o mejoramiento. Estas secciones sólo pueden mejorarse con tratamientos de más fondo, que penetren más en profundidad y eliminen la deformabilidad de la sección.
9. Deberá tenderse a construir carreteras en época de secas.
10. Deberá establecerse un control de calidad estadístico. El fundamentado en el uso de cartas de control probablemente representa el nivel adecuado para la construcción de carreteras.
11. Conviene cambiar el criterio de proyecto, buscando los máximos factores de seguridad en las capas inferiores de los pavimentos, donde ello es seguramente más económico y aceptar los mayores riesgos en las superiores, donde es seguramente más fácil corregir las fallas o colocar refuerzos.
12. Conviene también modificar la filosofía del diseño en forma correspondiente, proyectando por fatiga y deformabilidad, incluso antes que por resistencia.
13. Conviene fomentar el uso de soluciones especiales en los casos especiales; por ejemplo, tomando muy en cuenta al terreno de cimentación cuando sea blando y compresible, recurriendo al subdrenaje adecuado, a normas de proyecto geométrico que ayuden al buen funcionamiento del pavimento, etc.
14. Convendrá realizar un serio esfuerzo de investigación hasta dotar a la Secretaría de una tecnología de laboratorio y de unas normas de construcción realmente adecuadas a las políticas SCT.

Especificaciones tentativas

A efecto de preparar unas especificaciones tentativas para los materiales de la sección estructural de carreteras conviene establecer tres niveles de terracerías, denominadas deseables, adecuadas y tolerables. Estas mismas denominaciones se extienden a subrasantes y subbases y materiales para revestimiento. En el caso de las bases, parece más adecuado distinguir sólo dos categorías diferentes con los nombres de deseables y adecuadas.

Estas categorías o clases de materiales deberán combinarse con cuatro tipos de carreteras:

.....

- Tipo I - Autopistas y carreteras con capa de rodamiento de concreto asfáltico o concreto hidráulico. También aeropistas principales.
- Tipo II - Carreteras con superficie de rodamiento que no incluye -- concreto asfáltico o hidráulico, pero que por su desarrollo lo requerirán a corto plazo. Aeropistas con las mismas características.
- Tipo III - Carreteras con tratamiento asfáltico superficial previsible para toda su vida útil.
- Tipo IV - Carreteras revestidas.

Para los caminos tipo I se estima un tránsito comprendido entre 3 y 40,000 vehículos en ambos sentidos. Para los de tipo II entre 500 y 3,000. Para los de tipo III entre 100 y 500.

En general, los caminos tipo I requerirán una sección estructural en nivel deseable; los tipo II o deseable o adecuada; en los tipo III -- podrán utilizarse capas de nivel tolerable y los del tipo IV utilizarán éstas últimas calidades.

La combinación de los niveles de calidad de los materiales y de los tipos de caminos podría desembocar con mucha facilidad en un catálogo de proyectos que resultará útil por lo menos para los casos que no -- presentarán problemas especiales de naturaleza realmente difícil, que siempre requerirán consideración individual.

No es fácil definirse en favor o en contra del uso de catálogos para proyectos. Mucho puede decirse en favor y en contra. La actual tendencia hacia la desconcentración de la Secretaría, que debe verse como irreversible y deseable, junto con los problemas de tipo técnico relativos a personal, que han de preverse en los Centros SCT, si se ven -- las cosas con criterio realista, parecen aconsejar la implantación de algún tipo de catálogo, a nivel tentativo y hecha en forma cuidadosa y acompañada de un sistema de verificación de resultados.

Es posible que algunas de las condiciones anteriores o de los criterios expuestos puedan parecer utópicos a la luz de las condiciones actuales, pero personalmente estoy convencido de su necesidad imperiosa. El tránsito que se está desarrollando en el país y que se seguirá desarrollando, afortunadamente, en todo el futuro previsible es incompatible con nuestras actuales especificaciones de materiales, elaboradas hace más de 40 años, para el México de aquel entonces.

Requerimientos de investigación.

Es un hecho conocido que la moderna Ingeniería Civil no ofrece una --

.....

TABLA I
TERRACERIA

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	76	1500 ó 0.5 espesor de capa	2000 ó 0.5 espesor de capa
% < malla N° 200	30 máx.	----	----
W_L (%)	40 máx.	50 máx.	60 máx.
I.P. (%)	---	---	25 máx.
AASHTO Estandar (%)	95 mín.	90 ± 2 ó Bandeado	90 ± 2 ó Bandeado
CBR (%)	5 mín.	5 mín.	3 mín.
Expansión (%)	---	---	3

TABLA II
SUB-RASANTE

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	75	75	75
% < malla N° 200	25 máx.	35 máx.	----
W_L (%)	30 máx.	40 máx.	50 máx.
I. P. (%)	10 máx.	20 máx.	25 máx.
AASHTO Estandar (%)	100 mín.	100 ± 2	100 ± 2
CBR (%)	20 mín.	15 mín.	15 mín.

TABLA III
SUB-BASES Y REVESTIMIENTO

CARACTERISTICA	DESEABLE	TOLERABLE	REVESTIMIENTO
Tamaño máx.(mm)	75	75	75
% < malla Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 - 25
Zona granulométrica	1 y 2	1 a 3	-----
W_L , (%)	25máx.	30 máx.	35 máx.
I. P. (%)	6 máx.	10 máx.	4 - 10
E.A. (%)	40 mín.	30 mín.	-----
* AASHTO. Modif.(%)	100 mín.	100 mín.	100 mín. (AASHTO. Estandar)
CBR. (%)	40 mín.	30 mín.	30 mín.

* AASHTO T.180-78

TABLA IV
BASES

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA
Tamaño máx. (mm)	76	76
% malla N° 200	10 máx.	15 máx.
Zona granulométrica	1 y 2	1, 2 y 3
W_L (%)	25 máx.	30 máx.
I. P. (%)	6 máx.	6 máx.
E.A. (%)	50 mín.	40 mín.
* AASHTO. Modf. (%)	100 mín.	100 mín.
CBR (%)	100 mín.	80 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx.	40 máx.

* AASHTO T180-78

solución teórica inapelable al problema del diseño de la sección estructural de una vía terrestre. No hay un paquete de ecuaciones que el ingeniero pueda alimentar con parámetros obtenibles, para llegar a una solución precisa.

De esta manera el ingeniero ha de buscar otras armas, que encuentra en la experimentación propia, en el uso de conclusiones experimentales obtenidas por otros y en la aplicación de su conocimiento general y experiencia precedente, conjunto al que ha dado en llamarse el "criterio del proyectista".

La información experimental obtenida se utiliza hoy principalmente de tres formas. Se utiliza para la obtención de parámetros del comportamiento de los materiales, que introducidos en una teoría previamente elaborada, permiten efectuar cálculos útiles para la resolución de un problema específico. Una segunda utilización estriba en ir obteniendo conocimiento sobre los fenómenos estudiados, sobre el que puedan ir obteniéndose conclusiones de carácter general; de esta manera, la información experimental puede llegar a ser fuente de teoría.

Existe además, una tercera manera de utilizar la información experimental que el ingeniero va adquiriendo y que, por cierto, es de uso extraordinariamente frecuente en la Ingeniería actual. Se trata de correlacionar el comportamiento experimental referido a una cierta tecnología de laboratorio, con el comportamiento observado y supuestamente satisfactorio de estructuras construidas, de manera que un cierto valor específico obtenido al aplicar la tecnología de laboratorio se intenta correlacionar inclusive con el nivel de excelencia del comportamiento de la estructura real.

La ingeniería del presente está llena de ejemplos de correlaciones del estilo anterior. Las bondades de un concreto en una amplia gama de usos estructurales se intentan correlacionar con valores específicos de f'_c , obtenidos sometiendo al concreto a una cierta manipulación de laboratorio. El comportamiento de una capa de suelo dentro de un pavimento se intenta correlacionar con el valor de una cierta manipulación de laboratorio, sea una prueba de penetración especial (V.R.S.), sea una prueba de placa hecha en ciertas condiciones prefijadas, sea con el resultado de un cierto tipo de prueba triaxial, etc. Los ejemplos de este tipo de intentos son tan abundantes, que puede afirmarse que éste es el origen de una gran parte de las tecnologías de valuación y diseño que hoy se utilizan.

Es evidente que la metodología implícita en las correlaciones antes mencionadas no puede considerarse científica; vale decir, general o, lo que es lo mismo, independiente del caso particular, del lugar y de otros factores circunstanciales que concurrán en cada situación específica.

En primer lugar, la validez de la correlación estará fuertemente afectada por la representatividad de la prueba o manipulación de laborato

rio a que se somete el material. Es dudoso que pueda aspirarse a una correlación adecuada entre el resultado de una prueba de laboratorio y el comportamiento de una estructura en el campo, si la prueba no maneja y relaciona convenientemente los factores esenciales de que vaya a depender el comportamiento de la obra. Claro está, que cuando se piensa en lo complejo que es el estudio del comportamiento de cualquier estructura en el campo y la enorme cantidad de factores que lo definen, seguramente no todos perfectamente justipreciados, se comprende que es tarea imposible encontrar una sola prueba de laboratorio que los refleje razonablemente a todos. De esta manera, la correlación intentada tiene que estar condenada desde un principio, desde el punto de vista científico - teórico.

La base de una correlación como las mencionadas tendrá entonces que ser experimental y ahora el adjetivo experimental se toma en el sentido de la experiencia personal de quien o quienes intenten establecer la correlación. Si un grupo de personas que trabaje intensa y ordenadamente en un cierto campo de la Ingeniería, adquiere auténtica experiencia en dicho campo; es decir, llega a valuar subjetiva, pero racionalmente, cual es el comportamiento que se obtiene en obras reales en diferentes condiciones y con la gama de materiales que el arte del ingeniero juzgue utilizables para el caso y si ese mismo grupo utiliza como discriminador de criterio una prueba de laboratorio o un conjunto de ellas, será posible concebir que se llegue a desarrollar una sensibilidad a cual es el nivel de comportamiento que puede esperarse que correspondan distintos valores concretos de la prueba o pruebas que se estén utilizando como discriminador. En este sentido, dicho discriminador se habrá convertido en un verdadero índice experimental, a cada uno de cuyos valores corresponde un nivel de comportamiento de campo. Es en este sentido en el que un grupo de ingenieros puede decir, por ejemplo que un cierto material, cuyo V.R.S. resultó de un determinado valor, ha de colocarse con un espesor de un cierto número de centímetros, para que esa capa funcione adecuadamente como subrasante, por decir algo, en un camino de determinadas características de tránsito y sujeto a una acción climática conocida.

Para que esta correlación pueda establecerse en forma confiable, parece que han de cumplirse las siguientes condiciones:

1. La prueba o pruebas que se utilicen como índice de experiencia han de ser representativas del comportamiento estructural cuya calidad se desea garantizar. En otras palabras, han de manejar en sus debidas proporciones los parámetros de que realmente depende el comportamiento estructural. Quizá deba comentarse que esta condición no siempre se cumple adecuadamente en las correlaciones de este estilo que los ingenieros tenemos actualmente en uso.

.....

2. Que la experiencia del grupo que formula la correlación sea válida. Para ello no bastará una experiencia acogida al sentimiento, que tanto engaña, sino la que es producto de mediciones y comprobaciones de campo, bien interpretadas y analizadas discriminando cuidadosamente las circunstancias ambientales en que ocurre el comportamiento de la estructura.
3. Que la correlación sólo se use dentro de la situación específica en la que se obtuvo. Por ejemplo, si se han estudiado los comportamientos de estructuras reales en ciertas circunstancias, la correlación sólo será válida para estructuras en las que pueda garantizarse que concurren circunstancias análogas y, cuando haya diferencias, en las que puede garantizarse que esas diferencias no significan cambios esenciales. La homologación de la correlación deberá también garantizarse en la prueba de laboratorio que se use como índice experimental; es decir, cuando dicha prueba se utilice para aplicar la correlación a un caso nuevo, deberá de hacerse exactamente de la misma manera en que se ejecutó cuando la correlación fue establecida.

Es evidente que métodos de diseño que se fundan en las consideraciones anteriores han de estar fuertemente teñidos de sabor local. Quien actúa en unas determinadas condiciones sociales, económicas y, quizá sobre todo, ambientales, tendrá que llegar a una experiencia propia y a una correlación entre un cierto tipo de material y su comportamiento totalmente diferentes a las que puede llegar otro hombre que actúe en condiciones distintas.

De esta manera la solución de los problemas propios en el campo que se analiza requiere en cualquier caso investigación institucional. Si la institución se conforma con la utilización de tecnologías creadas por otros, habrá de hacer investigación para adaptarlas a su medio o a sus diversos medios nacionales. En este proceso, cierto número de individuos de la institución irán desarrollando una sensibilidad y un conocimiento del problema que los inducirán a la búsqueda de métodos tecnológicos propios, nacidos por incitación de las condiciones propias y en los que podrá aspirarse a una mejor congruencia con las necesidades institucionales que la que proporcionaría la mejor adaptación. Así, la institución se encontrará, casi sin querer, haciendo tecnología propia. Por cierto, este es el único camino que me parece posible para lograr tal tecnología propia.

Frecuentemente se olvida que el necesario proceso de adaptación de tecnología extranjera exige prácticamente el mismo nivel en el personal técnico nacional que el que exigiría el desarrollo de tecnologías propias. A veces se piensa que adaptar tecnología es algo sencillo - que no requiere una formación técnica de alto nivel, pero de esta forma no se adapta tecnología; se copia, con todos los matices que trai-

ga de origen y se cometen errores fundamentales que restan eficiencia o tornan catastrófica la implantación de una tecnología, que quizá --- hubiera resultado útil de tomar en cuenta las condiciones locales.

Otras veces, los problemas de adaptación de tecnología se tiñen de -- patrioterismo, grave riesgo al que indiscutiblemente estos problemas son proclives. No hay que decir que una tecnología útil para un país es buena y deseable independientemente de donde se haya producido. - La meta por alcanzar no parece estar en el desarrollo de una tecnología hecha en casa, que cubra todas las necesidades. Esta es una meta inalcanzable y, además, probablemente indeseable por la posición filosófica de aislamiento nacionalista que implica. Más bien parece que se trata de formar una tecnología nacional, bien adaptada a las necesidades, peculiaridades y gustos de la nación de que se trate. El -- lugar último de origen de tal tecnología es secundario. Es importante conservar la capacidad de decisión, hacer lo que se deba y como se deba para el bien del país únicamente. Pero el uso de una tecnología con tales fines exige un conocimiento profundo y matizado de la misma, que sólo será posible con su conocimiento total. Adaptar bien exige -- conocer, comprender y manejar del todo.

Más que nunca, hoy la tecnología está ligada a la Ciencia. No puede aspirar a un conocimiento tecnológico serio quien no posea una formación científica adecuada. Este es un hecho fundamental a tener en -- cuenta en programas de educación superior y capacitación.

En resumen, la adaptación de la tecnología no es empresa ligera, sino ponderación de factores múltiples, en un crisol que comprenda el conocimiento de muchas realidades nacionales y su comparación con las del lugar de origen.

Obviamente, esta no es tarea para el "Sentimiento" de nadie, por versado que sea y sí lo es para la investigación y la reflexión cuidadosas. No adaptaremos racionalmente tecnologías extrañas, en tanto no tengamos esos centros de investigación y pensamiento y el día que los tengamos, en el número y con el apoyo requeridos, no solo adaptaremos lo que convenga, sino que y ello inexorablemente, produciremos tecnología propia.

El problema de la adaptación de tecnología tiene ciertos ribetes de artificial. Imagínese un niño que por vez primera recibe un mecano.- Tendrá que ceñirse al cuaderno de modelos, limitándose a hacer lo que en él se enseñe, paso por paso; pero al cabo de un tiempo, si el niño es inteligente, dominará al mecano, arrumbará el cuaderno de instrucciones y utilizará el juguete según su imaginación y su gusto le dicten. Así es la adaptación de tecnologías. El que no tiene adecuado

.....

nivel tecnológico ha de copiar, siguiendo un libro de instrucciones y si algo cambia, lo más probable es que sea para cometer un error. El que tiene alto nivel tecnológico, capaz de comprender a fondo y analizar la tecnología que le cae en la mano, la podrá utilizar para su beneficio con todas las variantes lícitas necesarias para obtener de ella el máximo provecho y esta operación será para él natural y ni tan siquiera concebirá que se le aplauda por estar resolviendo un grave problema. Para un gremio del nivel apropiado adaptar tecnología es tan natural como respirar.

Por ello, es mi opinión que el ataque último a la necesidad de adaptación de tecnología está en la capacitación y en la investigación. Cuando toda gran institución técnica gubernamental o privada posea Centros de Capacitación seria para su personal, de actualización de conocimiento para el mismo y de investigación tecnológica de sus propios problemas, adquirirá ineludiblemente el nivel en que la adaptación de tecnología foránea a su quehacer resulte tan natural como la más dominada de las acciones que haya de emprender.



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

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

7. DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS

ING. BENJAMIN BARREDA AMICON

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE
MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

INDICE

TEMA (NO. DE PAGINA)

**I.-DIFERENCIAS DE OPERACION ENTRE LOS PAVIMENTOS DE
AEROPUERTOS Y LOS DE CARRETERAS**

1. CANALIZACION DEL TRANSITO (2-1)
2. INTENSIDAD DE LAS CARGAS (2-4)
3. PRESION DE LAS LLANTAS (2-10)
4. FRECUENCIA DEL TRANSITO (2-10)
5. PAVIMENTOS DIFERENCIALES EN EL SENTIDO LONGITUDINAL (2-14)
6. CONDICIONES DE RUGOSIDAD DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO (2-16)
7. TEXTURA DE LA SUPERFICIE DEL PAVIMENTO QUE AFECTA EL FRENADO DE LOS VEHICULOS (2-21)
8. CONDICIONES DE OPERACION (2-24)

**II.-METODOS PARA PROYECTO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES EN
AEROPUERTOS**

1. METODO DEL CUERPO DE INGENIEROS CBR (3.1-1)

2. METODO DE LA ADMINISTRACION FEDERAL DE LA AVIACION FAA (3.3-1)
3. METODO DEL DEPARTAMENTO DE TRANSPORTE DE CANADA (3.3-1)
4. METODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO (3.4.-1)

III.-METODOS PARA PROYECTO DE PAVIMENTOS RIGIDOS EN AEROPUERTOS

1. METODO DE LA ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND PCA (5.1-1)
2. METODO DE LA ADMINISTRACION FEDERAL DE AVIACION FAA (5.2-1)
3. METODO DEL REINO UNIDO ((5.3-1)
- 4.-PROYECTO DE METODO DE DISEÑO PARA MEXICO (5.4-1)

IV.-EVALUACION DE PAVIMENTOS DE AEROPUERTOS EN MEXICO

EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

- 1.-VIGA BENKELMAN, METODO DE DEFLEXION RECUPERADA (7-10).

México, D. F. a 1 de agosto de 1995

CAPITULO V

MEYODOS PARA PROYECTO DE PAVIMENTOS RIGIDOS DE AEROPUERTOS.	5.1-1
1).- Método de la Asociación del Cemento - Portland (PCA)	5.1-1
2).- Método de la Administración Federal de Aviación FAA.	5.2-1
3).- Método del Reino Unido	5.3-1
4.- Proyecto de Método de Diseño para México	5.4-1

CAPITULO VI

CAPITULO VII

EVALUACION DE PAVIMENTOS DE AEROPUERTOS
EN MEXICO

Evaluación de la Resistencia de Pavimentos
Flexibles

7 - 1

b).- Viga Benkelman, Método de Deflexión
Recuperada.

7 - 10

CAPITULO IIDIFERENCIAS DE OPERACION ENTRE LOS PAVIMENTOS DE
AEROPUERTOS Y LOS DE CARRETERAS

Es aún frecuente la idea entre los Ingenieros, que los pavimentos de un aeropuerto no son más que el equivalente al de una carretera pero más ancho, más corto, de mayor espesor y que en lugar de automóviles o camiones transitan aviones. Desde luego, la finalidad principal de los pavimentos de aeropuertos, como la de los de las carreteras, es la de distribuir adecuadamente las cargas concentradas, de tal manera que la capacidad de soporte de las capas de apoyo no se exceda, así como la de permitir un tránsito adecuado de los vehículos; sin embargo existen diferencias sustanciales entre ambos pavimentos, derivadas de su operación.

A continuación, se presentan las principales diferencias entre los pavimentos de aeropuertos y los de carreteras.

1.- Canalización del tránsito de vehículos.-

En las carreteras de dos carriles, debido a la localización de las ruedas de los vehículos, la mitad de estas van cercanas a la orilla del pavimento; en las carreteras de cuatro carriles, debido a las legislaciones de velocidad, el tránsito pesado se canaliza hacia la derecha de la carretera, para cada sentido. Esta situación plantea una canalización del tránsito en el sentido transversal, de manera que las cargas más grandes se aplican próximas a la orilla del pavimento y en el caso de-

que se diseñara un pavimento diferencial, el mayor espesor debería quedar ubicado en las orillas de la carretera.

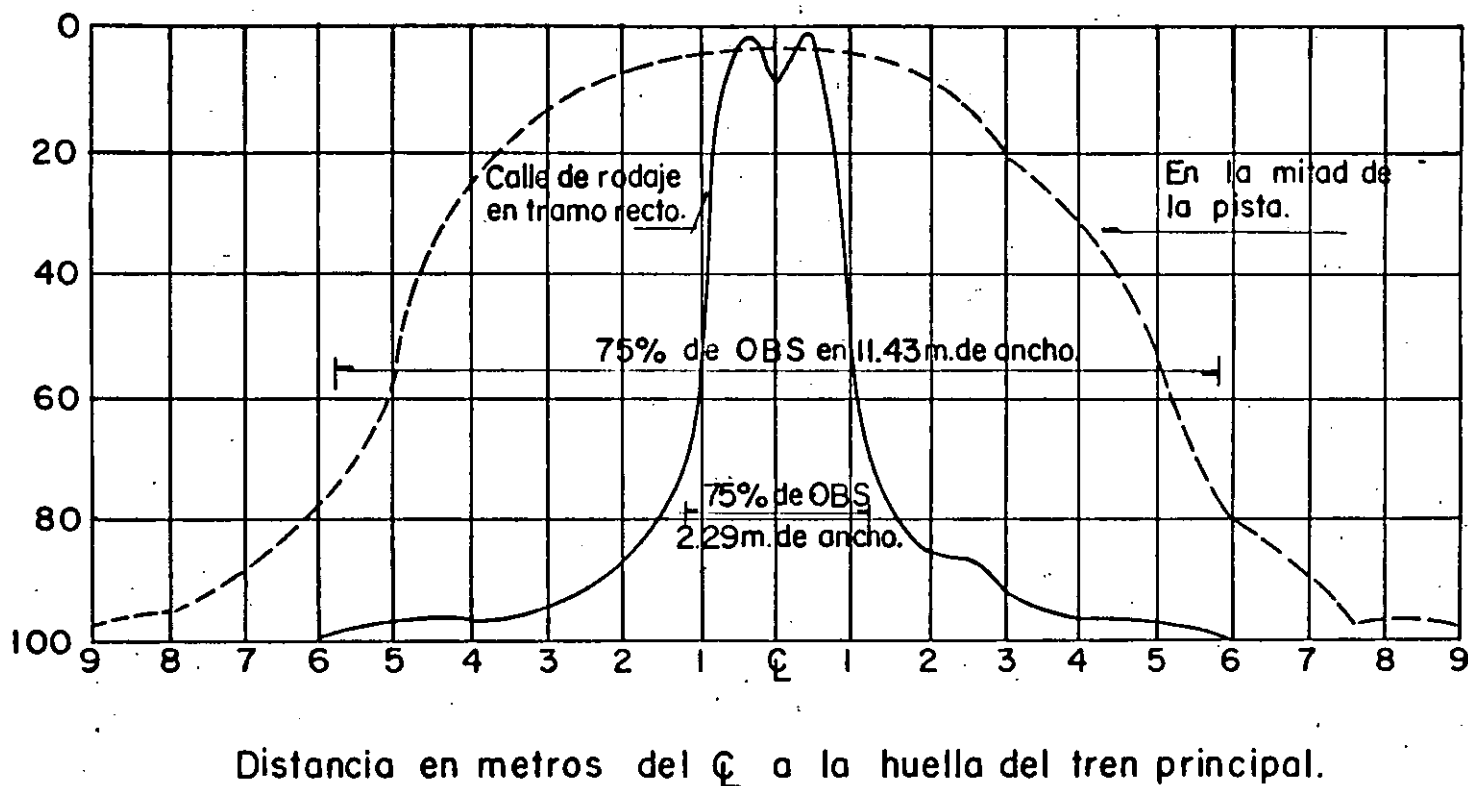
En el caso de aeropuertos la situación es diferente, ya que por las características de operación de las pistas y calles de rodaje, éstas son marcadas con pintura, y en algunas ocasiones con sistemas luminosos, a lo largo del eje de la vía. Esta condición obliga en los aeropuertos, a que la canalización del tránsito se realice en el centro de la pista y de la calle de rodaje, lo cual provoca que si se diseñan pavimentos diferenciales, el mayor espesor se encuentra en la franja central.

Para ilustrar con un ejemplo, en la fig. 2.1, se muestra la concentración del tráfico de aviones tanto en calles de rodaje como en pistas. Se puede observar que el 75 por ciento del tráfico se concentra en una franja central de 2.3 m de ancho en calles de rodaje y de 11.4 m de ancho en pistas.

En la fig. 2.2 se presenta la probabilidad de repeticiones de cargas del avión Boeing B-747 en el sentido transversal, ilustrada por el grupo de curvas de distribución normal. La repetición de cargas en un punto dado está gobernada por el ancho de las llantas, por el ancho del tren de aterrizaje y por las condiciones de operación, a este conjunto de parámetros se le denomina "ancho de banda" y abarca en este caso, el 98 % de las operaciones en la curva de distribución normal.

En la fig. 2.3 se presentan las probabilidades de repetición en

PORCIENTO DE OBSERVACIONES DE TRAFICO



DISTRIBUCION DE LAS HUELLAS DEL TRAFICO DE AVIONES
CON TRENES PRINCIPALES DE RUEDAS DOBLES Y EN DOBLE TANDEM.

(De R.G. Packard)

Fig. 2.1

el sentido transversal para diversos aviones. Así, se ha observado que el ancho de bandas para calles de rodaje con luces de eje varía de 1.80 a 3.65 m (banda A), cuando no hay esta ayuda visual, la variación es de 3.65 a 6.10 m (banda B) para pistas con luces de eje varía de 4.60 a 7.60 m (banda C) y para aterrizajes normales varía de 10.70 a 13.70 m (banda D). Se puede ver por ejemplo que para un ancho de banda de 6.10 m (20 pies), la probabilidad, $P(y)$, de repetición de carga es de 0.42 por cada movimiento de avión B-747.

2.- Intensidad de las cargas.-

Los camiones mas pesados que transitan en una carretera son del orden de 30 a 50 toneladas. Son vehículos del tipo semi-trailer, los cuales, incluyendo las ruedas del tractor, llegan a tener hasta 18 llantas (fig. 2.4).

En aeropuertos, un avión con el mismo peso como por ejemplo el Boeing 727, el B-737 o el Douglas DC-9, tienen únicamente 4 llantas principales y dos auxiliares.

De lo anterior se deduce que la intensidad de carga por ruedas es muy superior en aeropuertos que en carreteras, máxime si consideramos aviones tan pesados como el B-747, cuyo peso máximo es de 374 toneladas y únicamente tiene 16 ruedas principales y dos auxiliares (fig. 2.4).

En las figuras 2.5 y 2.6 se muestran las distribuciones de esfuerzos verticales que se producen bajo una rueda cuando se aplican las siguientes cargas:

1° Semiteje con ruedas dobles, de un camión básico. Carga considerada en las ruedas dobles: 4,100 kg. (9,000 lb).

2° Pierna con 4 ruedas en doble tandem de un avión Boeing 747. Carga considerada por pierna: 84,000 kg (185,000 lb).

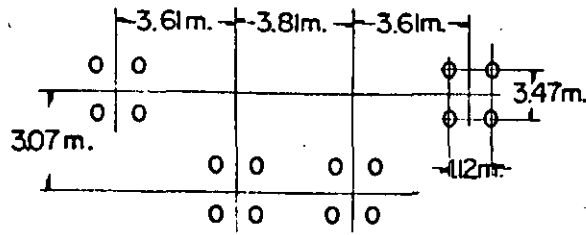
En la figura 2.5 el análisis teórico de esfuerzos se ha efectuado considerando al suelo como un medio homogéneo, sin embargo al existir capas superficiales de mayor rigidez, como es el caso de los pavimentos, los esfuerzos producidos por las cargas se reducirán mas rápidamente con la profundidad, como puede verse en la figura 2.6 en la que se considera a la masa sustentadora como un sistema de tres capas, con diferentes módulos de elasticidad y diferentes espesores de las capas constitutivas.

Así por ejemplo, si se considera un suelo homogéneo con una resistencia al esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm^2 , los esfuerzos producidos por el camión básico serán superiores a los que resiste el suelo, en un espesor comprendido desde la superficie hasta la profundidad de 0.75 m, como puede verse en la figura 2.5; para el caso del avión B-747 el espesor en el que se presentan esfuerzos superiores a 0.5 kg/cm^2 , se incrementa a 2.7 m. Es decir que en el ejemplo citado, la profundidad de influencia de esfuerzos críticos es 3.6 veces mayor la provocada por el -

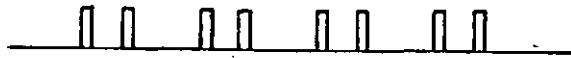
avión B-747 que la provocada por el camión básico de 8.2 ton/eje.

Por otra parte, si se considera un pavimento como un sistema de tres capas en las que la relación entre sus módulos de elasticidad sea $E_1/E_2 = 10$ y $E_2/E_3 = 2$, como se ejemplifica en la figura 2-6, los esfuerzos producidos por el camión básico serán superiores a los que resiste el suelo natural, o sea 0.125 kg/cm^2 , en un espesor comprendido desde la superficie hasta una profundidad de 0.30 m (fig. 2.6) y el B-747 producirá esfuerzos mayores de 0.5 kg/cm^2 hasta una profundidad de 1.20 m; o sea, que en este caso, el espesor de pavimento requerido por el avión B-747 será 4 veces mayor que el requerido por el camión básico.

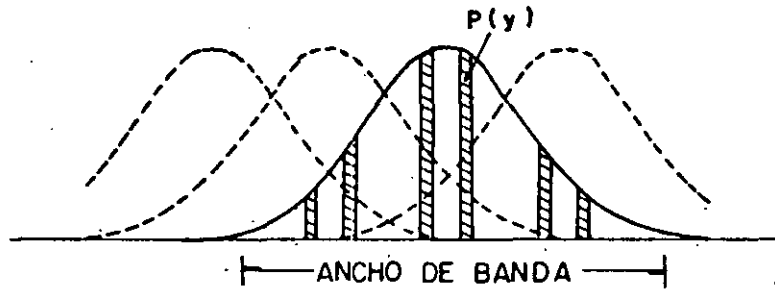
PLANTA :



PERFIL :

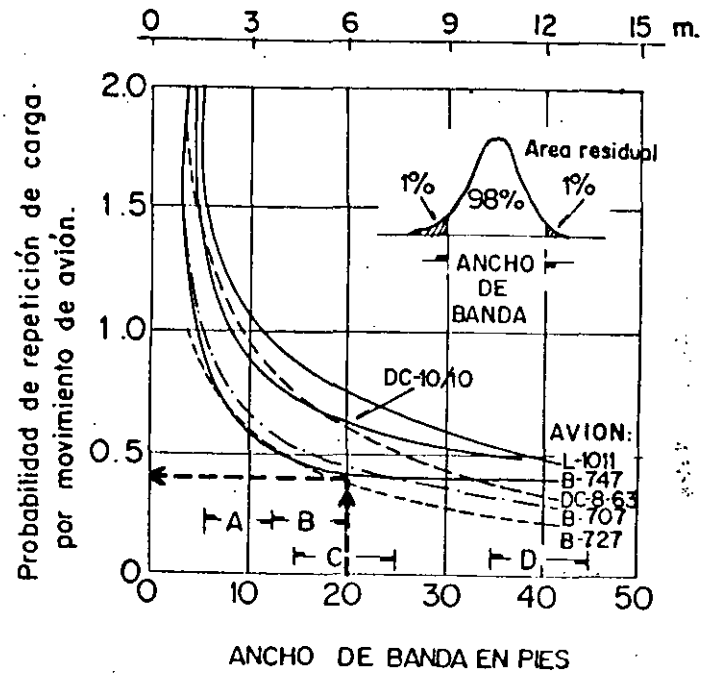


a) TREN DE ATERRIZAJE Y CONFIGURACION DE RUEDAS



b) CURVAS DE PROBABILIDAD DE REPETICION DE CARGAS
DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES DE REPETICION DE CARGAS EN EL SENTIDO TRANSVERSAL PARA AVION B-747 (de N.C. Yang.)

Fig. 2.2



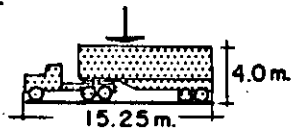
- ANCHO DE BANDA EN PIES
- Banda A Calles de rodaje con luces de eje = 6-12pies(1.80-3.65m.)
 - Banda B Carreteo normal 12-20 pies (3.65-6.10m.)
 - Banda C Pista con luces de eje = 15-25pies(4.60-7.60m.)
 - Banda D Aterrizaje normal 35-45 pies (10.70-13.70m.)

DISTRIBUCION DE LA PROBABILIDAD DE REPETICION DE CARGA EN EL SENTIDO TRANSVERSAL PARA DIVERSOS TIPOS DE AVION(de N.C. Yang)

Ej: Avión B-747
 ancho de banda = 20pies = 6m.
 probabilidad de repetición de carga = $P(y) = 0.42 / \text{mov.}$

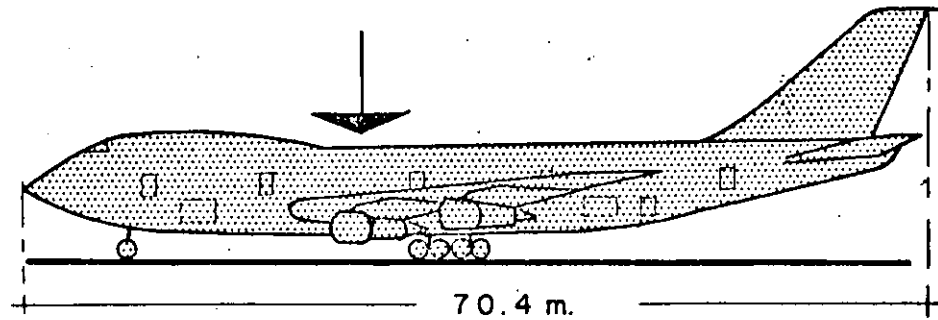
Fig. 2.3

Peso total = 34 ton.



B - 7 4 7

Peso total = 374 ton



Numero de llantas Carga por rueda (max.)

16 principales _____ 1 800 kg.

2 direccionales _____ 2 500 kg.

Numero de llantas Carga por rueda (max.)

16 principales _____ 21,500 kg.

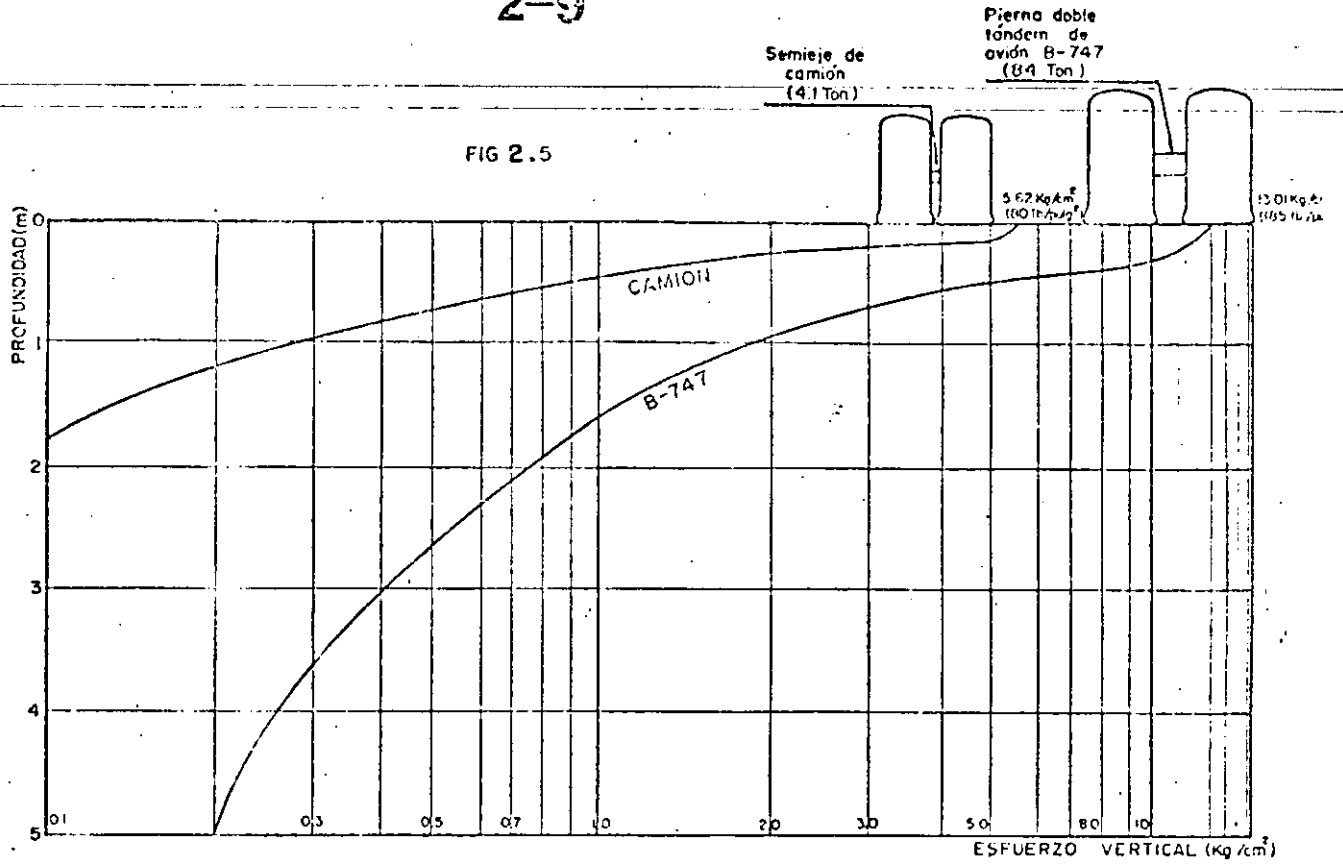
2 auxiliares _____ 15,000 kg.

INTENSIDAD DE LAS CARGAS

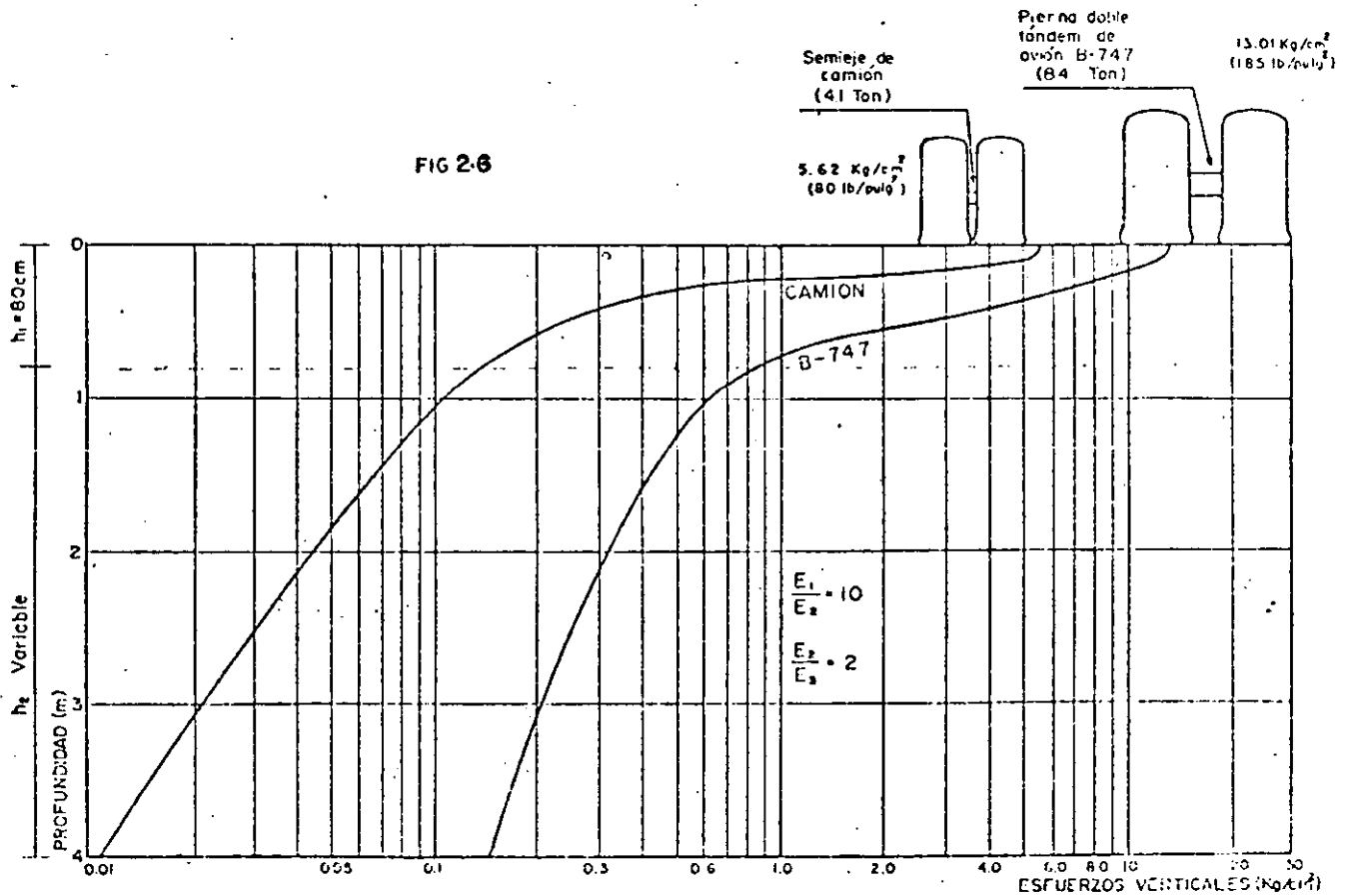
Fig. 2-4

2-8

13



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN MEDIO HOMOGENEO. (De la carta de Newmark)



EJEMPLO DE DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN SISTEMA DE TRES CAPAS (De graficas de Peattie)

3.- Presión de las llantas.-

Este concepto puede ser considerado como una consecuencia del anterior; así se tiene que mientras en carreteras la presión de inflado de las llantas varía de 1.69 kg/cm² (24 lb/pulg²) a 5.62 kg/cm². (80 lb/pulg²) en números redondos; en aeropuertos estas presiones son del orden de 14.06 kg/cm² (200 lb/pulg²) llegando en algunos aviones militares a presiones de 28.12 kg/cm² (400 lb/pulg²).

4.- Frecuencia del tránsito.-

En carreteras, la separación entre un vehículo y otro subsecuente dependerá de la propia geometría de la carretera y de la velocidad de circulación. Así, a velocidades medianas — (60 km/hr) puede pasar un vehículo cada 1.5 segundos en promedio, lo que da un volumen de tráfico por carril de más de 2,000 vehículos por hora en condiciones de máxima capacidad (fig. 2.7).

En aeropuertos, por razones de control de tránsito aéreo bajo condiciones visuales, la separación entre dos aviones sucesivos que se aproximan al aeropuerto no puede ser inferior a la distancia que hay entre el umbral de aproximación de la pista y el punto donde el avión precedente la desocupa (fig. 2.7), es decir, dependerá del número de calles de rodaje de salida que la pista tenga, de la velocidad de salida y de las-

CARRETERAS

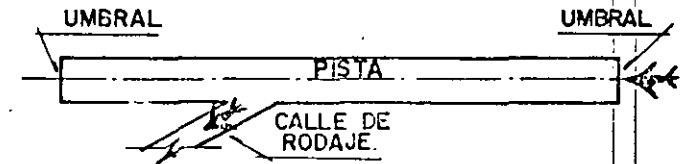


Capacidad máxima por carril:
2,000 automóviles/hora.
(a 50 - 60 km./hr.)



Capacidad máxima.-
Carril de adentro: 2,200 automóviles/hora.
Carril de afuera: 1,700 automóviles/hora.
(a 60 km/hr.)

AEROPISTAS



Capacidad práctica horaria.-
operación visual (VFR): 45 a 99 op./hr.
operación por instrumentos (IFR): 42 a 53 op./hr.

NOTA: El valor mayor es para
pistas que solo reciben
aviones bimotores y
monomotores.
El valor menor es para
pistas que reciben una
mezcla de aviones en
que el 60% son
cuatrirreactores o aviones
mayores.

Frecuencia del tránsito.

Fig.2-7

condiciones meteorológicas de operación. Bajo condiciones de instrumentos, la separación mínima se puede incrementar hasta 5 millas náuticas (9,260 m) entre un avión y otro. Esta situación se presentará solamente bajo condiciones de tránsito intenso y en la mayoría de los aeropuertos del mundo la separación es aún mayor, es decir, que entre un avión y otro, pueden pasar varios minutos y hasta horas.

Además de lo anterior, existe la circunstancia de que es muy poco probable que un determinado punto del pavimento de una pista tenga que soportar una repetición de carga cada vez que ocurra una operación. Esto se puede ejemplificar con las figs. 2.3, 2.8 y 2.9. La localización del punto de toma de contacto de un avión es variable, ya que depende de factores tales como el tipo de avión, la técnica del piloto, la temperatura y elevación del aeropuerto, los mínimos meteorológicos y la velocidad y dirección del viento. En el momento del toque el avión lleva una velocidad horizontal de 125 a 145 nudos (230 a 270 km/hr) y una velocidad vertical descendente de 0.6 a 1.80 m/seg. (2 a 6 pies/seg.)

En la fig, 2.8 aparece como centro de la zona de toma de contacto la línea situada a una distancia de 380 m (1,250 pies) del umbral de la pista. Se ha observado que el 90% de los aterrizajes quedan en una zona de 457 m (1,500 pies) que se le ha denominado zona de toma de contacto. La distribución longitudi —

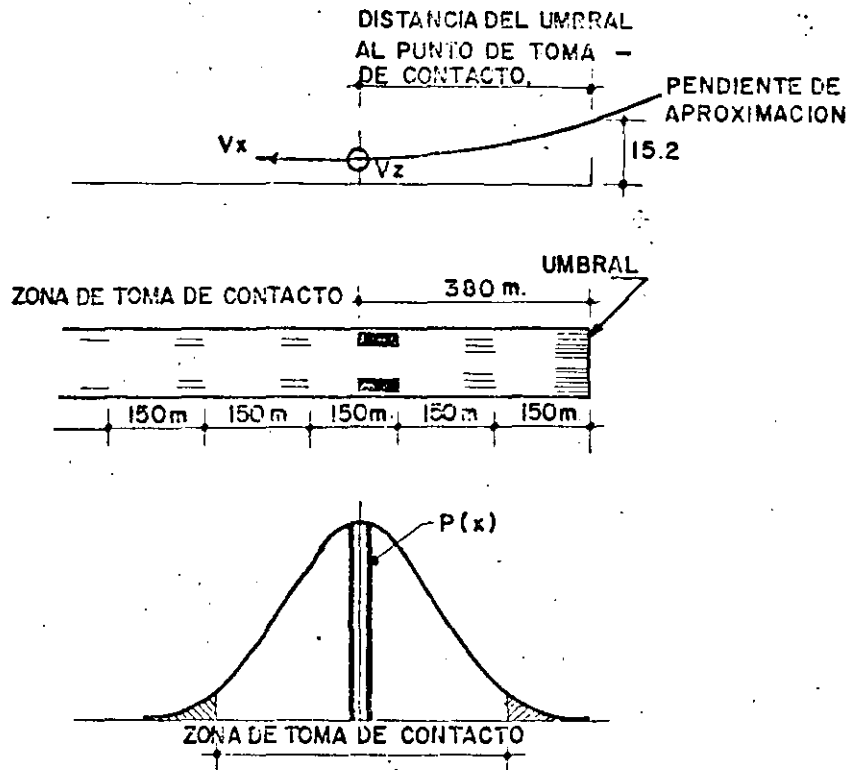


FIG-2-B DISTRIBUCION LONGITUDINAL DE CARGAS (de N.C. Yang)

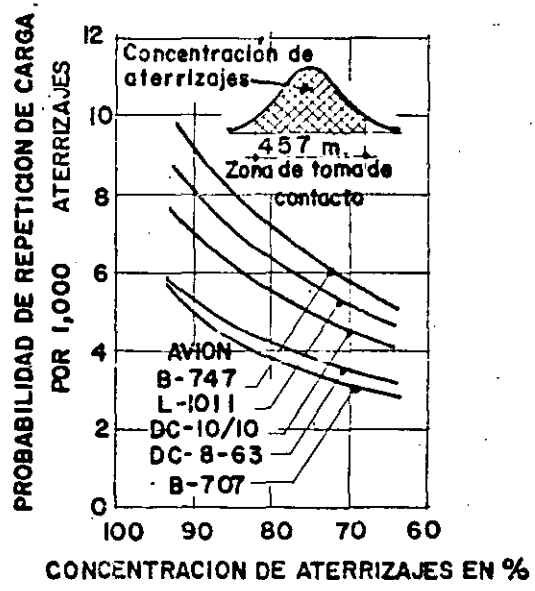


FIG -2-9 PROBABILIDAD DE DISTRIBUCION LONGITUDINAL EN TOMA DE CONTACTO. (de N.C. Yang.)

nal de las líneas de toma de contacto está representada por la curva de Gaus de la fig. 2-8.

La fig. 2-9 presenta la distribución de probabilidad longitudinal de la línea de toma de contacto para diversos aviones; así por ejemplo la probabilidad, $P(x)$, de repetición de la toma de contacto para el B-747 es 0.0092 por aterrizaje, y la probabilidad de repetición del impacto de aterrizaje en un punto será $P(x) \cdot P(y)$, la que para el B-747 que se ejemplifica es:

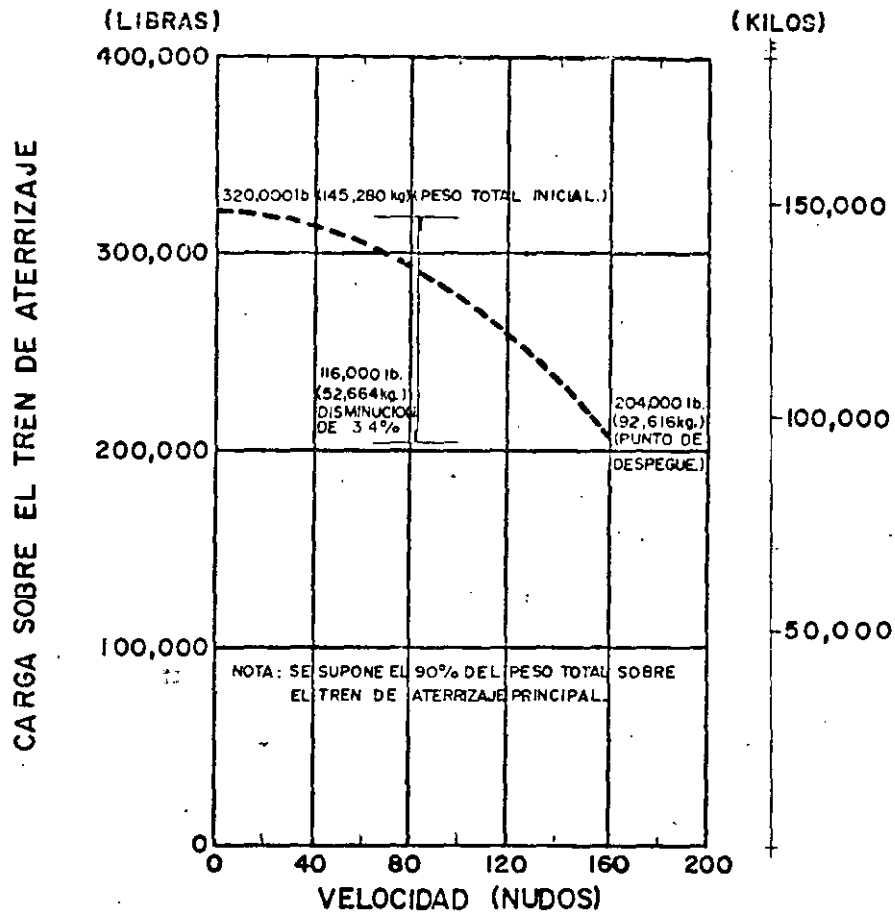
$0.42 \times 0.0092 = 0.0038$, es decir, que la probabilidad de aterrizaje normal del B-747 para que la carga se repita en el mismo punto, es 0.0038.

5.- Pavimentos diferenciales en sentido longitudinal.

A lo largo de las carreteras el pavimento está sujeto a efectos constantes de cada carga, ya que independientemente de la velocidad y efectos de impacto, el peso del vehículo no cambia y solamente, para un vehículo en particular, se presentaría una reducción en el peso a lo largo de su trayecto, por el consumo de combustible, cuyo peso es despreciable comparado con el del propio vehículo.

En aeropuertos, la operación de los vehículos se debe considerar bajo otras bases, ya que al analizar un despegue, a medida que aumenta la velocidad, se empieza a generar sustentación en las alas, las cuales comienzan a liberar el peso del avión sobre el tren de aterrizaje y consecuentemente sobre el pavimento. En la fig. 2-10 se ejemplifica este efecto para el caso de un avión

FIG. 2-10



TRANSFERENCIA DE CARGA AL PAVIMENTO DURANTE EL DESPEGUE
DE UN AVION BOEING 707-300C
 (De H.R. Lee y J.L. Scheffel.)

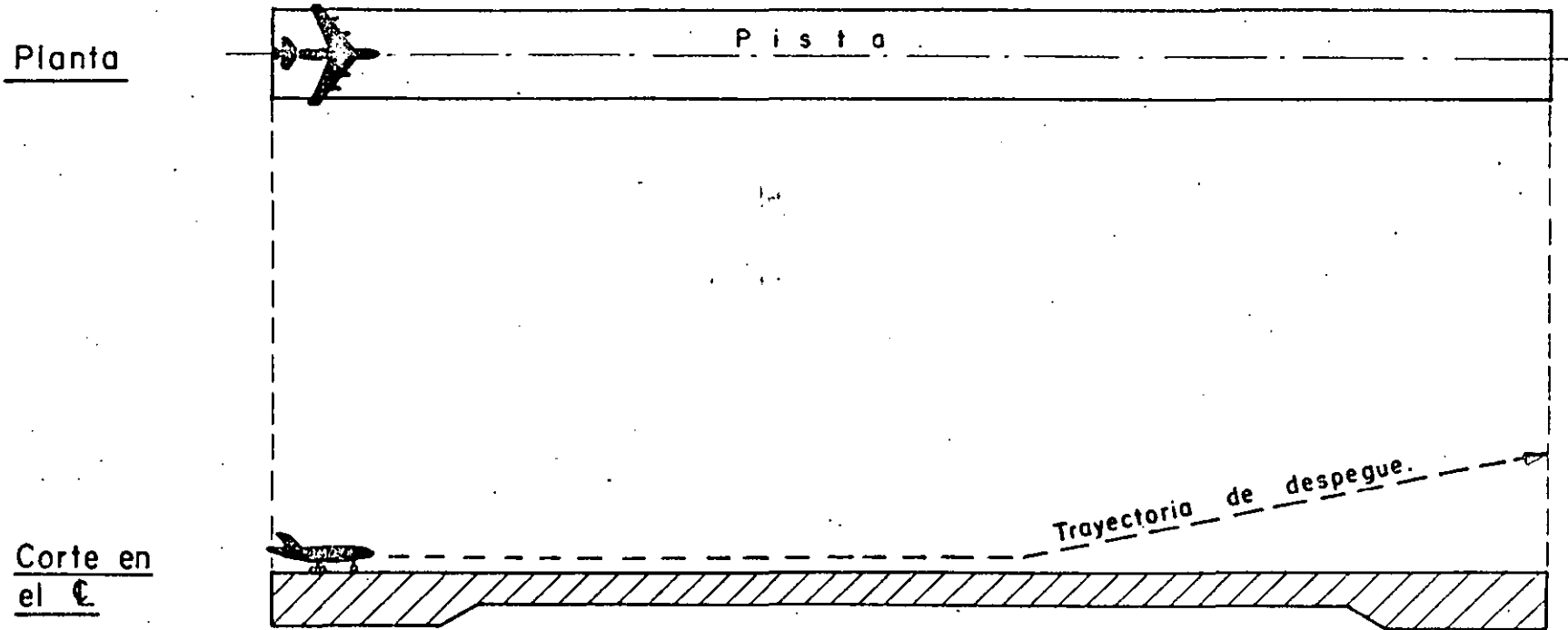
Boeing 707-300C.

Por lo anterior se puede deducir que en aquellas pistas de aeropuertos que no serán utilizadas como rodajes, es posible en el tramo central (en el sentido longitudinal) reducir el espesor de pavimento, ya que las cargas actuantes son menores que al inicio de la carrera de despegue (fig. 2-11).

Por lo que se refiere al aterrizaje, los pesos no son críticos. Recientes mediciones en el aeropuerto de Dayton, E.-E.U.U., mostraron que el impacto promedio producido por los aterrizajes normales fue de 65% de la carga estática, pudiendo llegar en el caso de aterrizajes "duros" a 210% de la carga estática.

6.- Condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento.

En trayectos muy largos y a velocidades uniformes los vehículos carreteros pueden entrar en resonancia si se tienen alteraciones de la rugosidad en forma uniforme, como por ejemplo las juntas transversales en los pavimentos de concreto hidráulico. Esta resonancia que puede ser notoria o no, la percibe el organismo del conductor y el cerebro, dentro de una caja de resonancia que es el cráneo, puede llegar a perder sensibilidad para efectos reflejos. En estudios sobre el tema se ha encontrado que en algunos accidentes en carreteras este fenómeno puede ser importante; en consecuencia, las condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento para una carretera son aspectos que deben tomarse en cuenta en forma seve-



Pavimento Diferencial en Sentido Longitudinal de Pistas.

(Croquis)

Fig.2-11

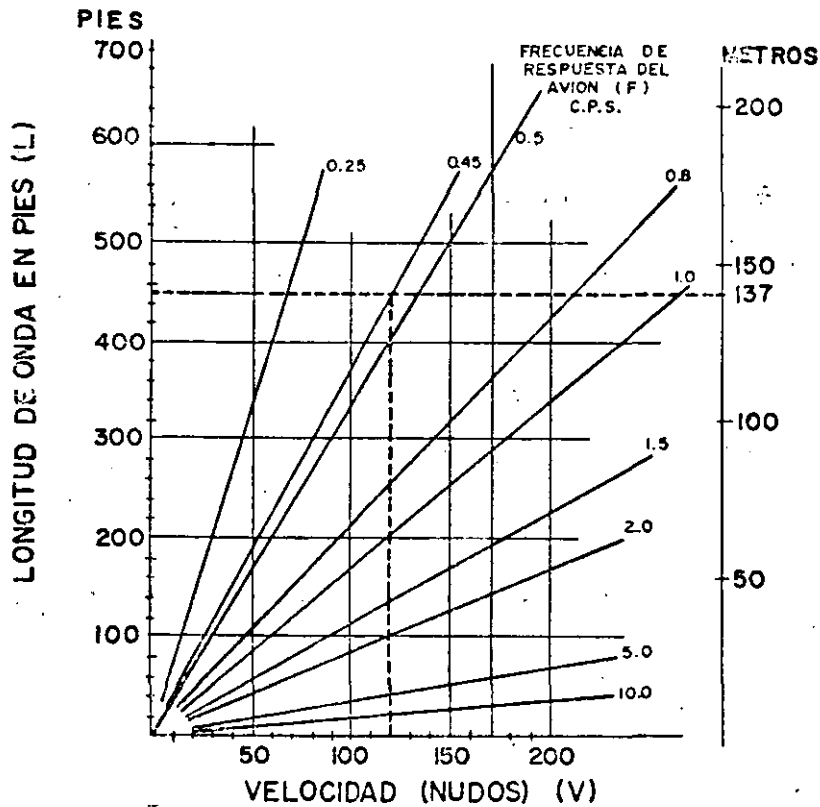
ra, sobre todo en pavimentos rígidos.

En aeropuertos la situación es totalmente diferente ya que - las condiciones de rugosidad pueden determinar dos caracte - rísticas no deseables para la operación de los aviones sobre la superficie de rodamiento de una pista y que, dependiendo de la velocidad, en términos generales son:

La primera, que se puede referir propiamente al perfil longi - tudinal del pavimento y que consiste en las ondas de gran - longitud relativa, que provoca oscilaciones alrededor del - eje transversal del avión; la segunda, que consiste en las - ondas de corta longitud relativa (inferior a los 30 m) y que provoca vibraciones.

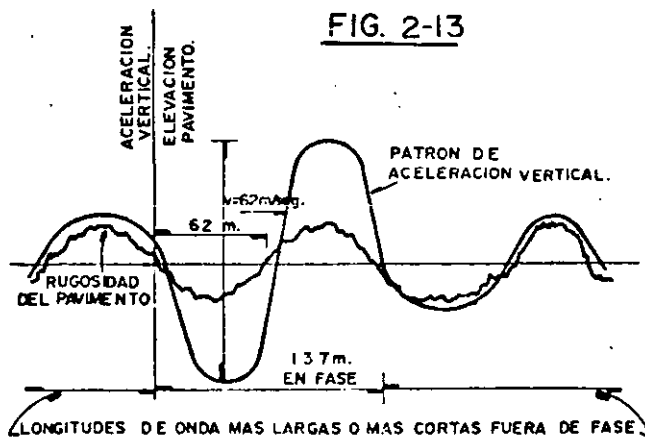
Estas dos características pueden provocar sobreesfuerzos en la estructura del avión, alteraciones en las lecturas de los - instrumentos e incomodidad para los pasajeros; por su parte el pavimento tendrá que soportar mayores esfuerzos. Por lo - que se refiere a la oscilación del avión, el movimiento del - tren de aterrizaje se puede asimilar a un movimiento armóni - co simple que combinado con la traslación del avión genera una cicloide compuesta con tendencias a una curva sinusoi - de. En las figs. 2.12 y 2.13 se ejemplifica este fenómeno - para el caso del avión Boeing 707-320B. En la fig. 2.12 se - puede observar que para que se produzca la resonancia del -

FIG. 2-12



VARIACION DE LA LONGITUD DE ONDA VS VELOCIDAD PARA VARIAS FRECUENCIAS.
(De H.R. Lee y J.L. Scheffel)

FIG. 2-13



RELACION ENTRE LA ACELERACION VERTICAL Y LA RUGOSIDAD
(De H.R. Lee y J.L. Scheffel)

avión intervienen la longitud de onda, la velocidad del avión y la frecuencia de respuesta del avión, Así se tiene, que para una velocidad dada, la longitud de onda aumenta al disminuir la frecuencia de respuesta del avión; para una frecuencia dada, la longitud de onda aumenta al aumentar la velocidad y para una longitud de onda o para una velocidad dada solo puede haber una combinación que produzca resonancia.

En la fig. 2-13 se ha dibujado el momento en que el avión B-707 entra en resonancia cuando la rugosidad de la pista tiene una longitud de onda de 137 m (450 pies), el avión lleva una velocidad de 120 nudos = 62 m/seg. (203 pies/seg.) y su frecuencia de respuesta es de 0.45 ciclos/seg.

Independientemente de la investigación del movimiento, el efecto en el avión es que, a oscilaciones extremas, el ángulo de ataque de las alas se cambia en forma arbitraria durante la carrera de despegue, provocando alteraciones en la generación de sustentación y originando que la longitud de pista se incremente, Por las oscilaciones, el tren de nariz puede llegar a despegarse totalmente y al regresar al pavimento, causar impactos de mas del doble de su carga estática.

Además, en las simas, también se pueden presentar impactos en el tren principal, que lo trasmite al pavimento, con un incremento del peso estático del orden del 65%. Finalmente se puede producir en las cimas del perfil, despegues falsos con el consiguiente regreso del avión al pavimento, generando esfuerzos y consecuente

mente deformaciones adicionales a la estructura del pavimento. -

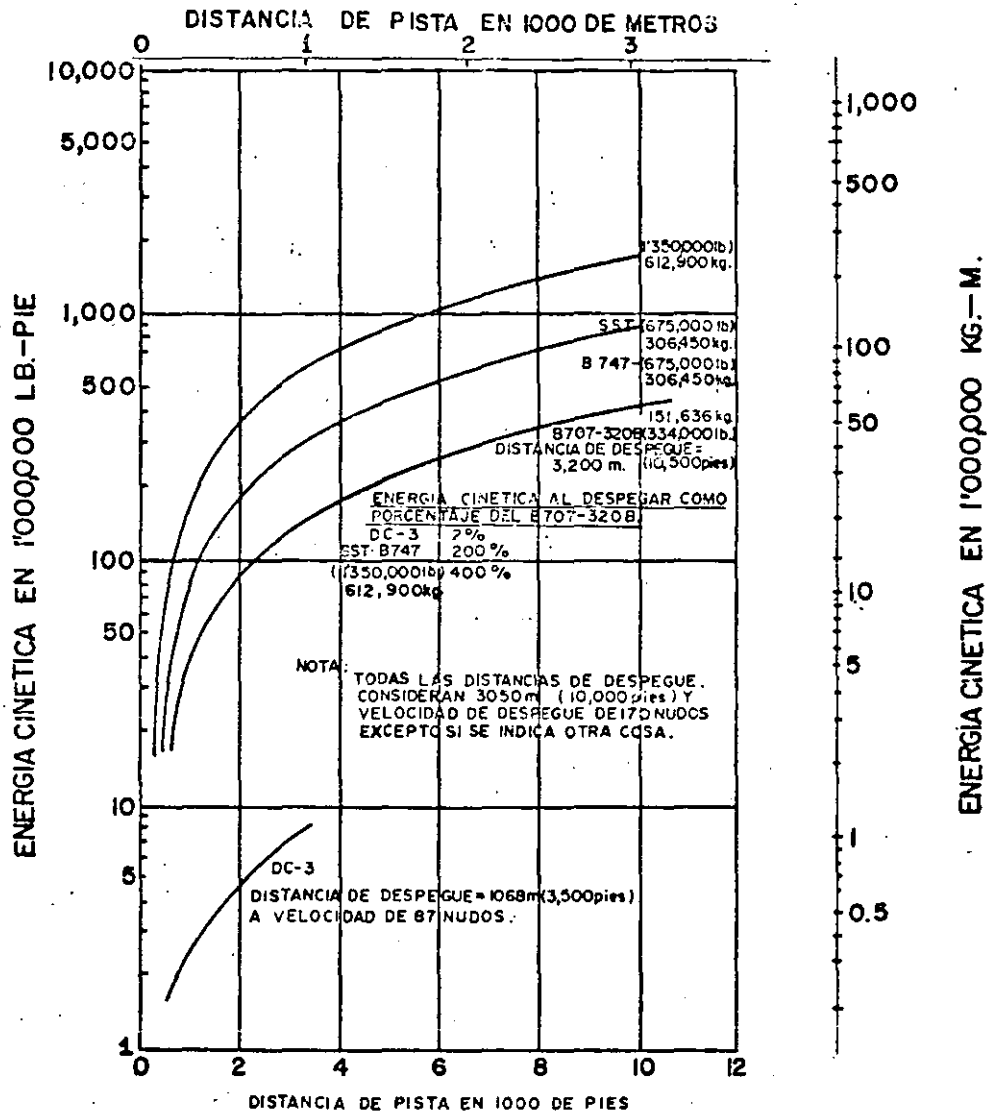
Estos efectos sobre el pavimento están en función de la energía cinética que lleve el avión, la cual a su vez está en función de la masa y la velocidad. En la fig. 2-14 se indica la energía cinética para varios aviones en función de la distancia que lleven a partir del inicio de la carrera de despegue.

En la fig. 2-15 se presenta un ejemplo del impacto producido por la rugosidad del pavimento y los despegues de un avión B-727. En la fig. 2-16 se presenta el efecto de la sustentación de las alas en el impacto producido por la rugosidad del pavimento y los despegues del mismo avión. Puede observarse que el efecto de la sustentación no logra neutralizar el impacto, sin embargo, cuando la superficie del pavimento tiene pocas irregularidades, el impacto se reduce considerablemente.

7.- Textura de la superficie del pavimento que afecta el frenado de los vehículos. -

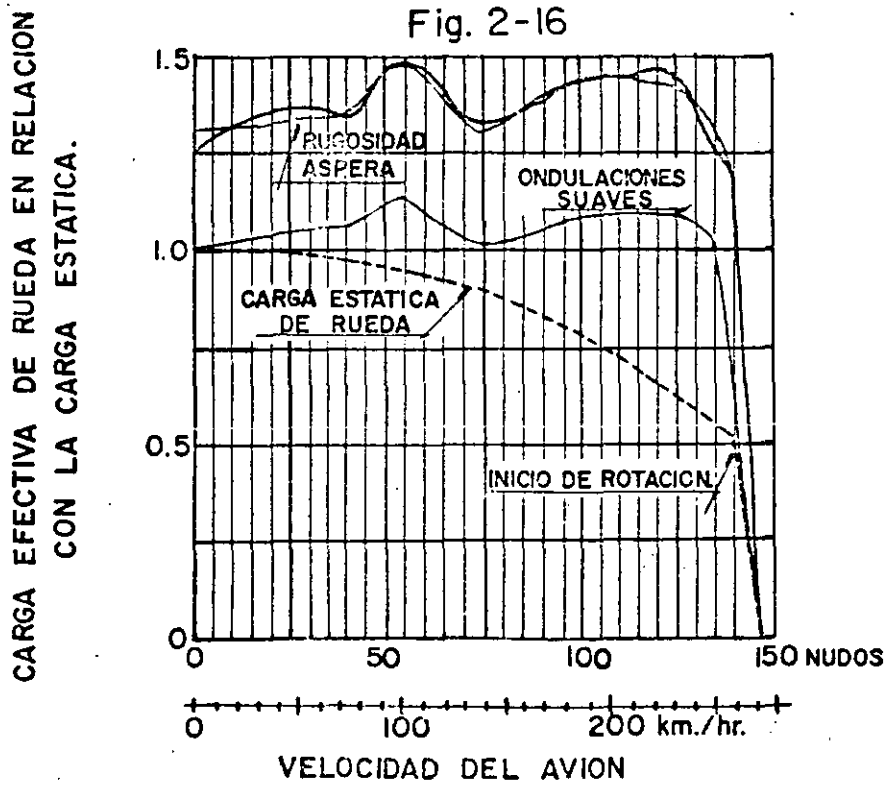
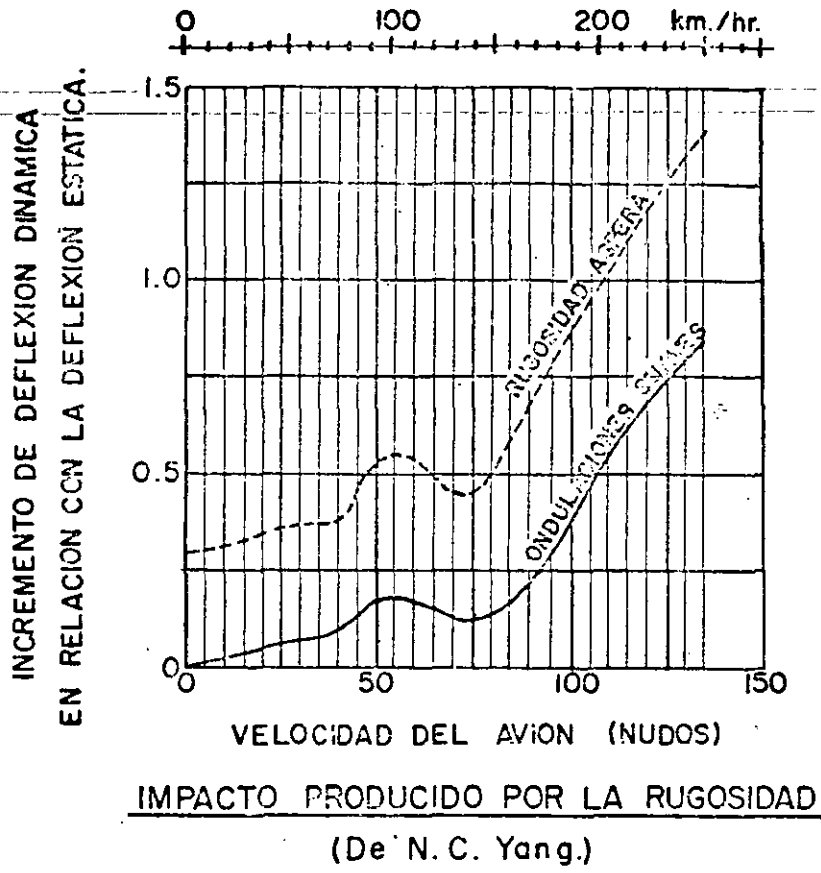
Tanto en carreteras como en aeropuertos es muy importante que la textura del pavimento provea un adecuado coeficiente de rozamiento para reducir accidentes. En ambos casos el coeficiente de rozamiento puede ser afectado por la temperatura (principalmente en los pavimentos flexibles), por lluvia, nieve, derrame de combustibles, aceites u otras impurezas, por afloramiento de asfalto (en el caso de pavimentos flexibles) y por desgaste de la propia superficie del-

FIG.2-14



ENERGIA CINETICA Y DISTANCIA DE PISTA.

(de H.R. Lee y J.L.Scheffel.)



EFFECTO DE LA SUSTENTACION DE LAS ALAS EN EL IMPACTO PRODUCIDO POR LA RUGOSIDAD.

(Fuente: N.C. Yang.) (Adaptada por F.F. Rodarte)

pavimento (en aeropuertos el desgaste es mucho menor).

El coeficiente de rozamiento se disminuye al incrementarse la velocidad del vehículo. La velocidad de circulación en las carreteras de México, está limitada a 100-125 km/hr; en aeropuertos la velocidad que lleva el avión en el momento de toque en la pista es de 230 a 270 km/hr (125 a 145 nudos) y en los rodajes de alta velocidad, los aviones circulan a velocidades de 90 a 110 km/hr (50 a 60 nudos.)

Una diferencia entre las carreteras y los aeropuertos es la circunstancia de que en las zonas de toque de las pistas, las llantas de los aviones dejan impregnado un poco de su caucho en la superficie del pavimento, lo que, a través de un buen número de aterrizajes, hace que aparezca una película de caucho cubriendo dicha superficie.

El caucho impregnado en grandes cantidades, en las pistas de mucho tráfico, impide el drenaje de la lluvia proporcionando de esta manera las condiciones para que se produzca el peligroso fenómeno de " hidropneumático ", lo que incrementa grandemente las distancias en que pueden detenerse las aeronaves al efectuar el aterrizaje.

Condiciones de operación. -

En cualquier carretera o camino es relativamente fácil modificar la circulación de vehículos, alterando la velocidad de los mismos

para efectuar reparaciones, atender accidentes ó efectuar trabajos de mantenimiento rutinario. En los aeropuertos no es posible considerar esta posibilidad, ya que la velocidad de desplazamiento de los aviones dependerá de su peso y de las necesidades que se tengan de generación de sustentación ó enfrenamiento; por lo que no es simple realizar trabajos sobre un pavimento de un aeropuerto que ya está en operación.

Esta situación, obliga a pensar que los pavimentos deben ser concebidos pensando que no haya deterioro, debido al tránsito de cargas o al intemperismo, que obligue a realizar grandes trabajos sobre ellos, ya que en este momento la pista debe cancelarse a operaciones y en consecuencia, si el aeropuerto tiene una sola, se tendrán clausuradas las operaciones por el tiempo que duren los trabajos.

CAPITULO IIIMETODOS PARA PROYECTO, DE PAVIMENTOS
FLEXIBLES DE AEROPUERTOS

En este capítulo se presentarán cuatro métodos básicos para el -
proyecto de pavimentos flexibles de aeropuertos,

1) el método del Cuerpo de Ingenieros; 2) el método de la Administración
Federal de Aviación, FAA; 3) el método del Departamento -
de Transporte de Canadá y 4) el método del Instituto del Asfalto.

1).-Método del Cuerpo de Ingenieros (CBR).-

El método CBR (California Bearing Ratio), ó VRS (Valor Rela-
tivo de Soporte) como se le conoce en México, tuvo su origen
en el año de 1928, desarrollado por la división de carreteras -
del Estado de California, Estados Unidos. O.J. Porter fué el -
hombre mas íntimamente ligado con el desarrollo de este méto-
do.

Es quizá el método CBR el mas utilizado en el mundo, incluso
mas que todos los otros métodos de diseño de pavimentos jun-
tos.

• El método CBR fué adoptado y actualizado para aeropuertos por
el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos a-
principios de la Segunda Guerra Mundial. (Por esas mismas fe-
chas, en los 1940 as; la División de Carreteras de California -

abandonó el método CBR y adoptó el desarrollado por F.N. -

Hveem).

La prueba CBR es una prueba de penetración, cuyo resultado es un índice que expresa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. La prueba consiste en penetrar la muestra del suelo (compactada en laboratorio, inalterada, o prueba " in situ ") por medio de un pistón de $3 \text{ pulg}^2 = 19.35 \text{ cm}^2$ de área (aprox. 2 pulg. = 5 cm. de diámetro) a una velocidad de carga que provoque una penetración de 0.05 pulg/min. El CBR del suelo es su resistencia a la penetración del pistón de 0.1 " = 2.54 mm expresada como un porcentaje respecto a la resistencia de una grava triturada estandarizada. La grava triturada estandar tiene una resistencia de $1,000 \text{ lb/pulg}^2 = 70.37 \text{ kg/cm}^2$, es decir requiere de una fuerza sobre el pistón de $3,000 \text{ lb} = 1,361 \text{ kg}$.

Sin embargo, si el CBR calculado a partir de una penetración de 0.2 ", es mayor, se utiliza este último para propósitos de diseño.

Una de las ventajas del método CBR es la sencillez con la que el diseño puede ser llevado a cabo, pero tiene la desventaja de que como la prueba es empírica, el diseño está basado en correlaciones.

El método CBR requiere además pruebas adicionales de laboratorio, como son las de granulometría y la determinación -

de los límites de Atterberg.

Al adoptar el Cuerpo de Ingenieros el método CBR, partió de las curvas de diseño para carreteras -- (del Estado de California) existentes en esa época; en la fig. 3.1.1 se muestran dichas curvas; - la curva B indicaba el espesor mínimo de pavimento requerido para tráfico ligero y la curva A el requerido para tráfico pesado, que era de 9,000 libras (4,082 kg) por rueda. Debido a las diferencias de intensidad de las cargas y de canalización del tráfico, el Cuerpo de Ingenieros supuso que la carga de 9,000 libras (4,082 kg) por rueda de vehículo terrestre era equivalente a una carga de 12,000 libras (5,443 kg) por rueda de avión.

El método de extrapolación de las curvas para mayores cargas de rueda sencillas se muestra en la fig. 3.1.2. Los esfuerzos cortantes fueron calculados para varias cargas de rueda y graficados en función de la profundidad, como se indica en la fig. 3.1.2. Se consideró una presión de contacto de 60 lb/pulg² (4.22 kg/cm².) que era la presión de inflado de los aviones militares de la época; así mismo, se consideró que el área de contacto era circular.

La curva de la extrema derecha de la fig. 3.1.2 corresponde a los esfuerzos cortantes calculados para una carga de rueda sencilla de 12,000 lb (5,443 kg); a los valores de CBR de la curva A de la fig. 3.1.1 también se han indicado en función del espesor. Por ejemplo, en la fig. 3.1.2, para una carga de -----

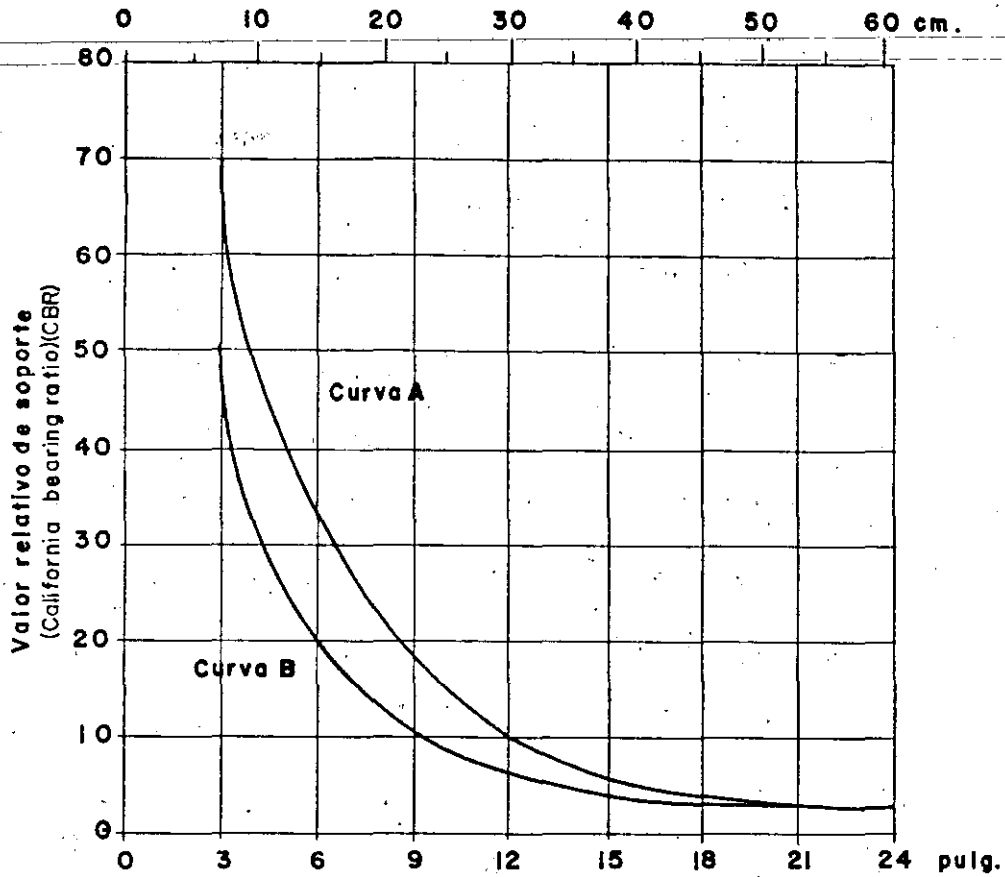


Fig. 3.1.1 **Espesor total de base y carpeta**

Espesor total de base y carpeta en relación con los valores de CBR (cuerpo de ingenieros)

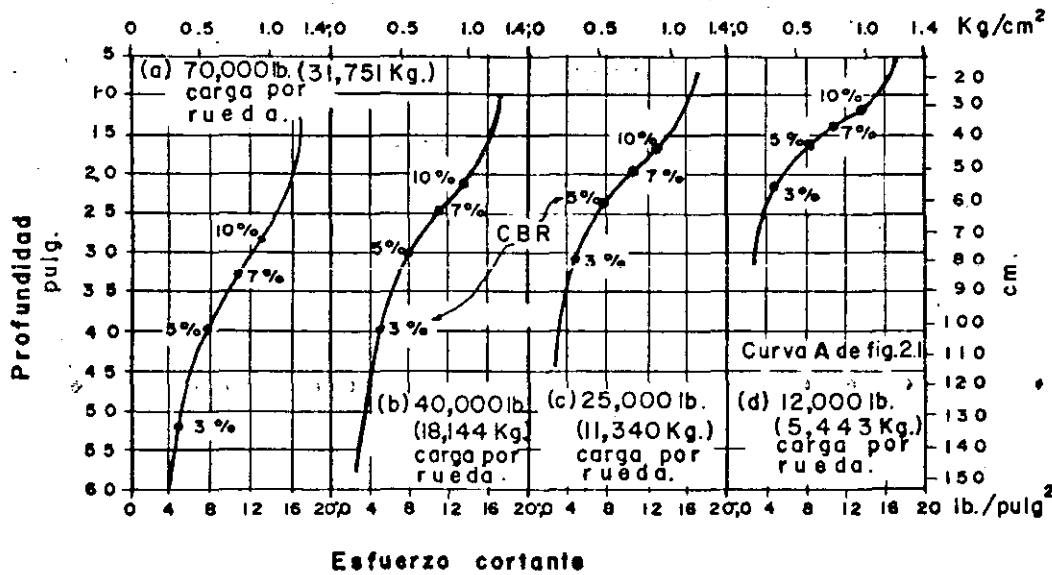


Fig. 3.1.2 Extrapolación de los espesores de pavimento de carreteras por medio de la teoría elástica (cuerpo de ingenieros)

12,000 lb (5,443 kg), el esfuerzo cortante a una profundidad de 21 pulg (53.3 cm) es de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²); de la curva A, - fig.3.1.1, el CBR para esta misma profundidad es de 3%. Los espesores de base y carpeta correspondiente a los valores CBR de 3, 5, 7- y 10% están graficados en esta curva de esfuerzos.

A partir de lo anterior se supuso que un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) correspondía a un CBR de 3%. Entonces, para extrapolar los valores CBR a una carga por rueda de 25,000 lb — (11,440 kg), un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) se presenta a la profundidad de 31 pulg (78.7 cm). Por tanto una subrasante que tenga un CBR de 3% y que vaya a soportar una carga por rueda de 25,000 lb (11,440 kg), requiere un espesor de pavimento de 31 pulg. (78.7 cm).

El mismo procedimiento se utilizó para las demás cargas por rueda mostradas en la fig.3.1.2.

Las profundidades, que representan espesores, fueron entonces — graficadas relacionándolas con los valores CBR y obteniéndose — las primeras curvas tentativas de diseño como la mostrada en la — fig.3.1.3.

Desde un punto estrictamente teórico, las consideraciones supuestas en los cálculos, tenían fuertes limitaciones; una de ellas es — la consideración de que la estructura del pavimento es una masa — homogénea. Sin embargo el análisis fué un buen comienzo y probó — estar esencialmente de acuerdo con las pruebas efectuadas posteriormente a escala natural.

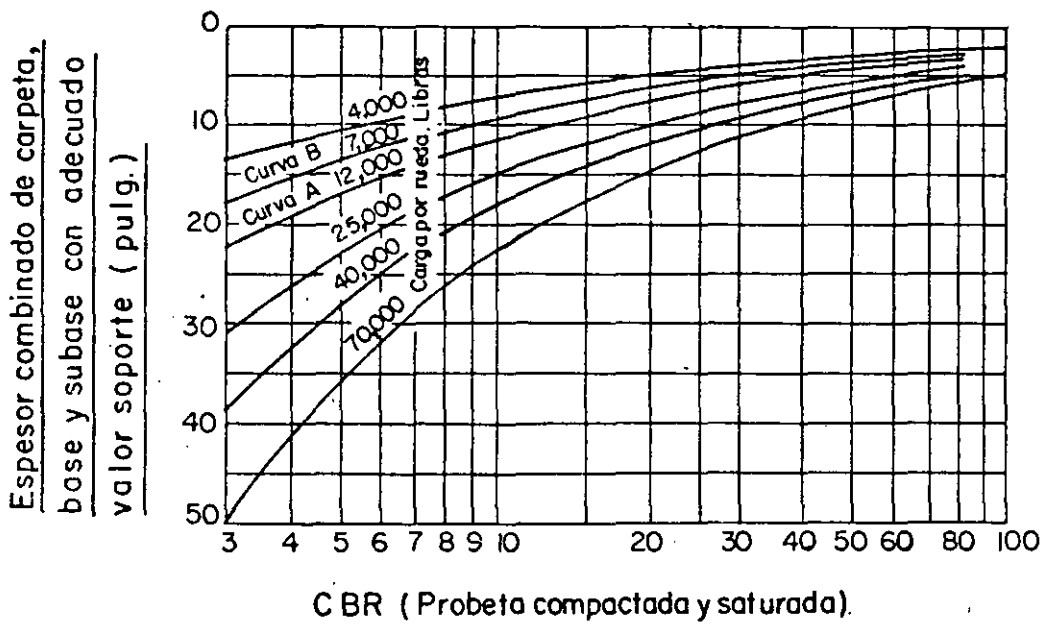


Fig. 3.1.3 Curvas tentativas de diseño de pavimentos flexibles
(Cuerpo de Ingenieros)

Los resultados de las investigaciones empíricas mostraron - que las curvas establecidas a partir de consideraciones teóricas eran conservadoras para los valores altos de CBR, y para las cargas de rueda más pesadas, y con valores bajos de CBR, proporcionaban espesores de pavimento insuficientes.

A finales de la Segunda Guerra Mundial aparecieron los aviones con piernas de trenes de aterrizaje constituidas por ruedas dobles (avión B-29) ; por tanto, se requirió un análisis del efecto de esta configuración de ruedas sobre el espesor de pavimento y el desarrollo de curvas de diseño apropiadas para dicha configuración.

La fig.3.1.4 ilustra el concepto del mencionado análisis. La carga total de la pierna con ruedas dobles es P_d ; la distancia entre las ruedas es S_d centro a centro y "d" entre las caras interiores. Debido a la forma del bulbo de esfuerzos, se supuso que a profundidades menores que " $d/2$ " no ocurría traslape de esfuerzos; entonces, el esfuerzo a esas profundidades es el provocado por una sola de las ruedas con carga $P_d/2$. Por otra parte, a una profundidad de aproximadamente $2 S_d$, el efecto del traslape de esfuerzos es equivalente al provocado por una rueda sencilla con carga de P_d . Se supuso que las cargas de rueda equivalente correspondientes a profundidades intermedias entre " $d/2$ " y $2 S_d$ tienen una varia-

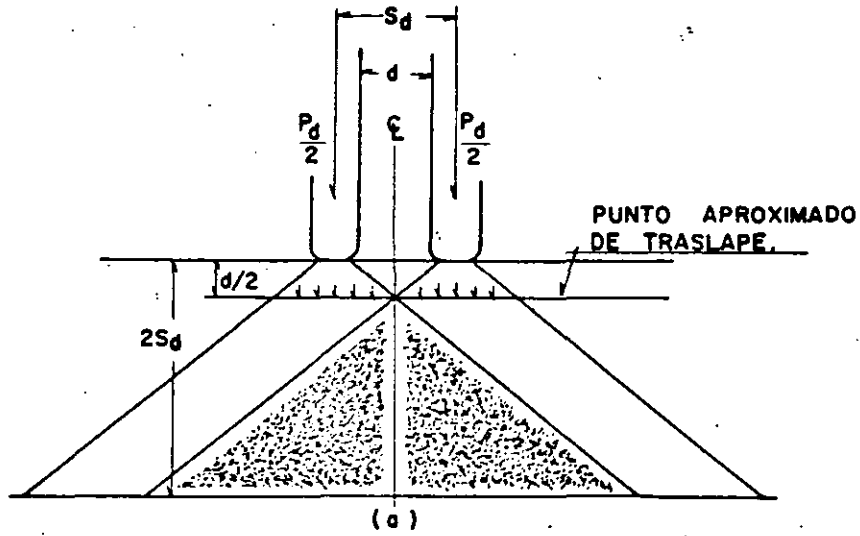
ción lineal cuando se grafican en escalas logarítmicas como se indica en la fig. 3.1.4 b

La fig. 3.1.5 ilustra el procedimiento de obtención de la carga de rueda equivalente sencilla para piernas con ruedas en doble tandem.

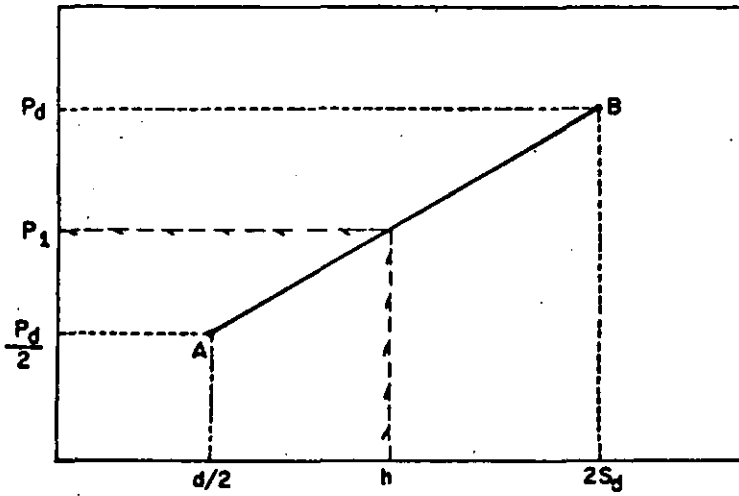
Esta metodología de cálculo de rueda equivalente fué utilizada hasta mediados de la década de los cincuentas, tiempo en que el Cuerpo de Ingenieros volvió a analizar sus datos concluyendo que los espesores así obtenidos no eran conservadores.

Como parte del análisis, el Cuerpo de Ingenieros consideró razonable tomar como criterio de falla de un pavimento el esfuerzo crítico. Como no había datos disponibles de esfuerzos se consideró que la pendiente o relación de cambio de deflexión contra distancia al centro de aplicación de la carga (fig.3.1.6) era un índice razonable del esfuerzo crítico. Por medio de la teoría de Boussinesq se calcularon curvas de deflexión contra distancia al centro de aplicación (excentricidad) tanto para cargas sencillas como para dobles. Las pruebas efectuadas confirmaron la validez de los cálculos teóricos. Se encontró que sin excepción, las pendientes de las curvas de deflexión para las cargas sencillas eran iguales o mayores que para las cargas dobles, como se muestra en la fig.3.1.6 Con dichos análisis se demostró que una carga sencilla, que ocasiona la misma deflexión máxima que una carga de ruedas múltiples, puede producir esfuerzos iguales o aún mayores en la cimentación, en comparación con la carga de ruedas múltiples. Para propósitos de diseño la carga de rueda —

Fig.3-1.4



CARGA DE RUEDA EQUIVALENTE SENCILLA (escala logarítmica).



PROFUNDIDAD (escala logarítmica).
(b)

ANÁLISIS DE 'CARGA' DE 'RUEDA' EQUIVALENTE 'SENCILLA' PARA ESFUEROS VERTICALES IGUALES EN LA SUBRASANTE.

(E. J. Yoder y M.W. Witczak)

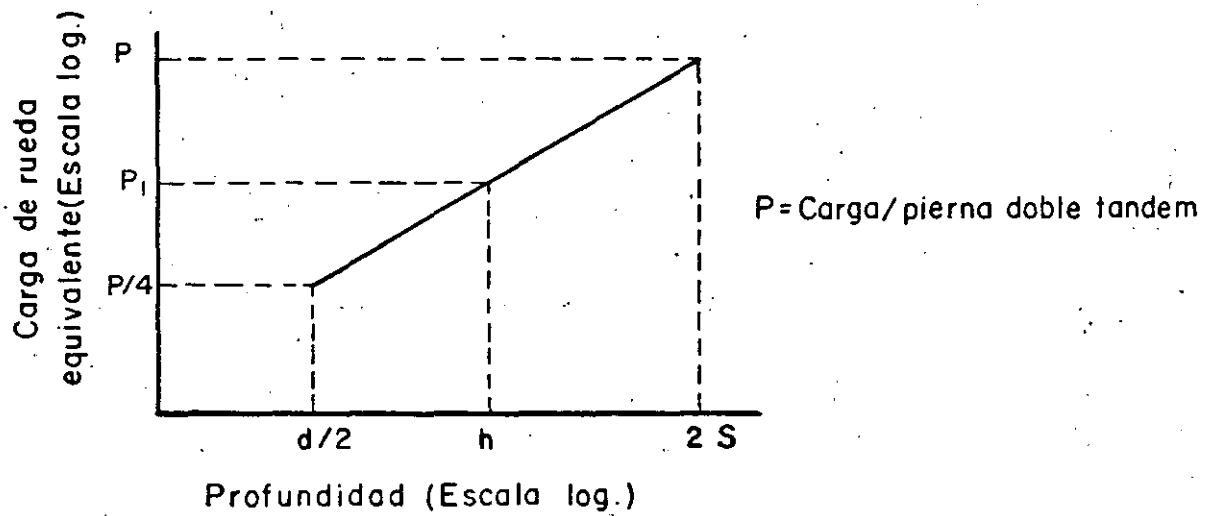
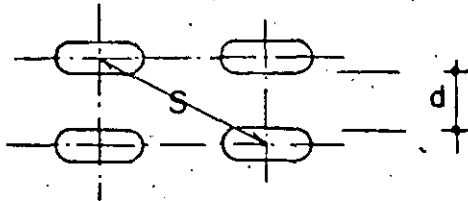
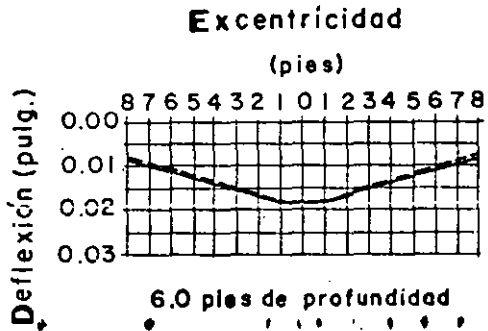
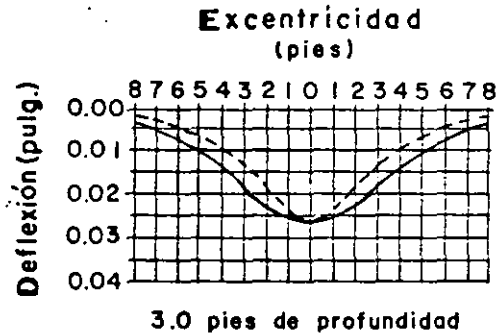
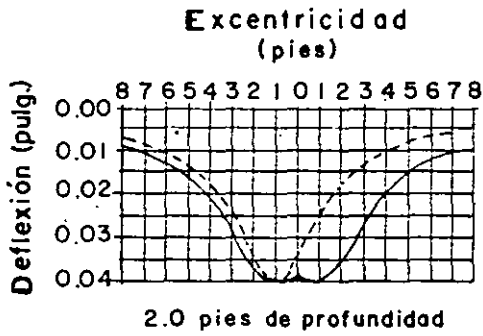
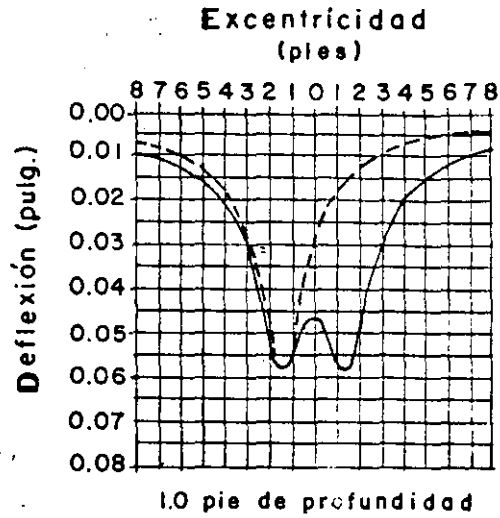
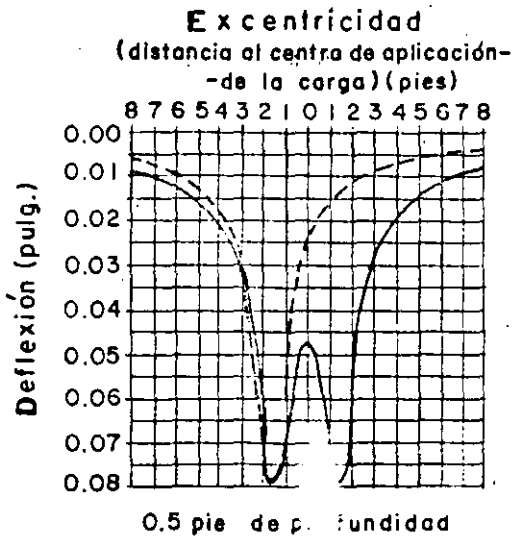


Fig. 3.1-5 Carga de rueda equivalente sencilla para piernas de trenes de aterrizaje con ruedas en doble tandem.



SIMBOLOGIA

- Deflexiones con carga doble.
- - - Deflexiones con carga sencilla.

NOTA: Placa de 250 pulg.², 30 pies—
de separación, las deflexiones—
por carga sencilla fueron —
incrementadas para hacer—
iguales las deflexiones máxi—
mas de cargas sencilla y doble.

Relación de Poisson = 0,3

Módulo de Elasticidad = 18,000 lb/pulg.²
Carga en la superficie = 100 lb/pulg.²

Fig. 3.1-6 Comparación teórica de los perfiles de deflexión para ruedas sencillas y dobles

(Cuerpo de Ingenieros. Estación experimental Waterways)

sencilla puede ser considerada equivalente a la carga de ruedas

múltiples. De esta manera se introdujo el nuevo concepto de — carga de rueda equivalente sencilla. El área de contacto de esta carga de rueda equivalente sencilla es igual a la de una de las ruedas múltiples.

Para ilustrar el procedimiento, se presenta el siguiente ejemplo. Supóngase una pierna con ruedas en doble tandem como se muestra en la fig.3.1.7. La carga por pierna es de 130,000 lb (58,967 kg) y la presión de contacto es de 140 lb/pulg² (9.85 kg/cm²). La carga por rueda es de :

$$\frac{130,000}{4} = 32,500 \text{ lb (14,742 kg)}.$$

El área de contacto por rueda es

$$\frac{32,500}{140} = 232 \text{ pulg}^2 \text{ (1,497 cm}^2\text{)}$$

Supóngase que se desea encontrar la máxima carga de rueda equivalente sencilla a una profundidad de tres veces el radio del área de contacto de cada rueda, (se supone que el área de contacto de la llanta es un círculo).

El radio del área de contacto es:

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{232}{\pi}} = 8.6 \text{ pulg (21.8 cm)}$$

$$y: 3 r = 25.8 \text{ pulg (65.5 cm)}$$

El problema se resuelve al encontrar la localización de la máxima-

deflexión a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). Como tanteo se analizarán cuatro localizaciones como se muestra en la fig. 3.1.7 con los puntos A, B, C y D (que representan ejes verticales).

En un medio elástico la deflexión "w" está dada por la ecuación

$$w = \frac{p \cdot r \cdot F}{E_m}$$

en donde

p = presión

E_m = módulo de elasticidad

F = factor de deflexión (obtenido de fig. 3.1.8)

r = radio del área de contacto.

Utilizando los subíndices "s" para rueda sencilla y "d" para rueda doble se tiene:

$$w_s = \frac{r_s}{E_m} p_s F_s ; y : w_d = \frac{r_d}{E_m} p_d F_d$$

como: $w_s = w_d$, y: $r_s = r_d$

se tiene:
$$\frac{p_s}{p_d} = \frac{F_d}{F_s}$$

El área de contacto de la rueda sencilla es igual al área de contacto de una de las ruedas dobles, entonces:

$$\frac{P_s}{P_d} = \frac{F_d}{F_s} \quad (3.1.1)$$

en donde: P_s = carga de rueda sencilla

P_d = carga de una rueda de las dobles

lo que significa que la relación entre la carga equivalente de rueda sencilla y la carga de una de las ruedas dobles es igual a la inversa de los máximos factores de deflexión.

Los factores de deflexión se obtienen de la fig.3.1.8 y se indican en la tabla 3.1.1. El factor de deflexión crítico para una sola rueda es 0.47 correspondiente al eje D con respecto a la rueda No. 3 (a la profundidad $3r$). Los factores de deflexión críticos se han resumido en la tabla 3.1.2 . La carga equivalente de rueda sencilla a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). (Con base en la ecuación 3.1.1) es:

$$32,500 \times 1.96 = 63,700 \text{ lb (28, 894 kg)}$$

Análisis de este tipo han permitido desarrollar curvas de diseño para aviones con piernas de trenes de aterrizaje constituídas por ruedas múltiples, partiendo de las curvas ya desarrolladas para ruedas sencillas (figs.3.1.9 y 3.1.10).

En 1958, análisis de los datos de secciones de prueba y de aeropuertos tipo, indicaron que el criterio de diseño CBR para ruedas sencillas podía ser expresado de la siguiente forma:

$$t = \sqrt{\frac{P}{8.1 \text{ (CBR)}} - \frac{A}{\pi}} \quad (3.1.2)$$

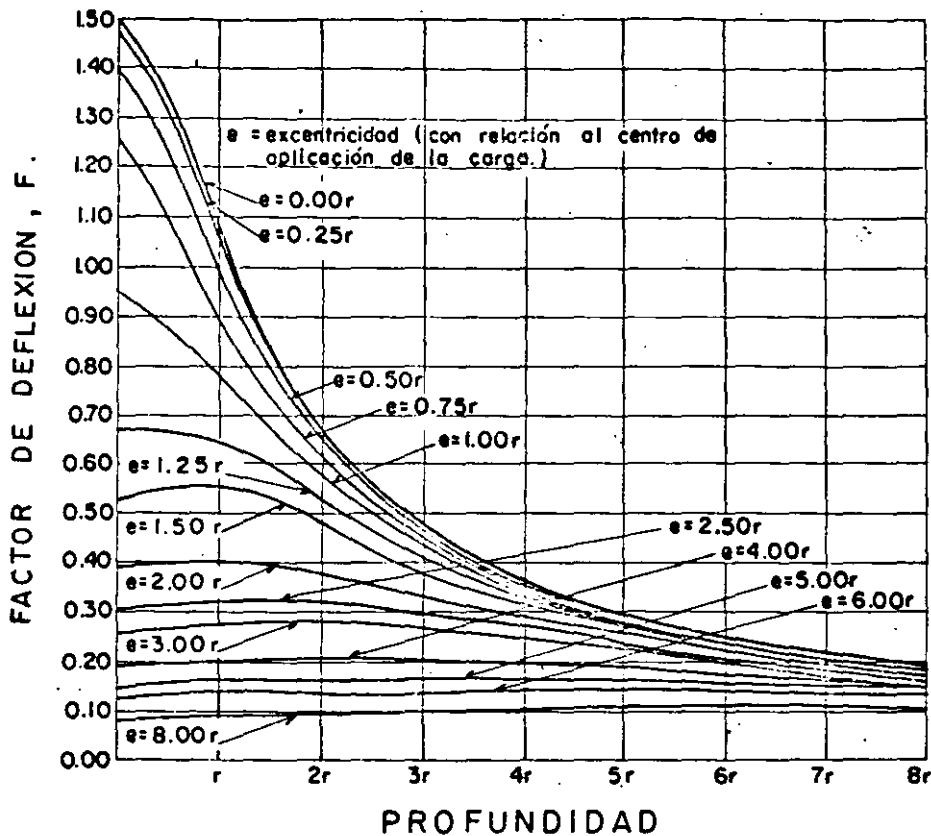
Para una vida del pavimento de 5,000 cubrimientos;

donde: t = espesor de pavimento (pulg)

P = carga de rueda sencilla (lb)

A = área de contacto (pulg ²)

Fig. 3-1-8



$$w = \frac{prF}{Em}$$

w = deflexión vertical (pulg.)

r = radio del area circular de carga (pulg.)

Em = modulo de elasticidad (lb./pulg.²)

F = factor de deflexión.

Z = profundidad (pulg.)

p = presión en la superficie de contacto (lb./pulg.²)

NOTA: Para puntos bajo el centro de la carga circular (excentricidad = 0.00r):

$$F = \frac{3r}{2\sqrt{Z^2 + r^2}}$$

FACTORES DE DEFLEXION PARA UNA CARGA UNIFORME DE RADIO "r"
 RELACION DE POISSON=0.5. (Cuerpo de Ingenieros, Estacion experimental
 Waterways.)

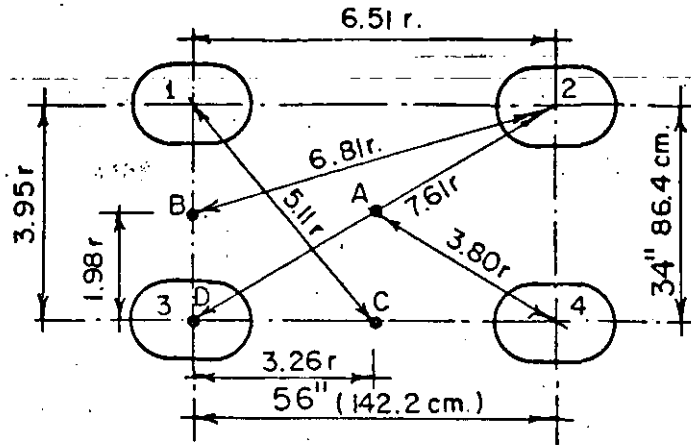


Fig. 3.17 Ejemplo de cálculo de rueda equivalente sencilla por medio de factores de deflexión.

Tabla 3.1.1

Factores de deflexión para pierna con doble tandem.

Profundidad.	Rueda Nº	Eje A		Eje B		Eje C		Eje D	
		Excen-tricidad	F	Excen-tricidad	F	Excen-tricidad	F	Excen-tricidad	F
3 r	1	3.80r	0.21	1.98r	0.34	5.11 r	0.16	3.95r	0.21
3 r	2	3.80r	0.21	6.81 r	0.11	5.11 r	0.16	7.61r	0.11
3 r	3	3.80r	0.21	1.98r	0.34	3.26r	0.25	0.00 r	0.47
3 r	4	3.80r	0.21	6.81 r	0.11	3.26r	0.25	6.51 r	0.13
M	—	—	0.84	—	0.90	—	0.82	—	0.92

Tabla 3-1-2

Profundidad	Factor de deflexión crítico		Relación de cargas.
	Rueda sencilla	Ruedas doble tandem.	Ruedas doble tandem ÷ rueda sencilla.
25.8 pulg. (65.5 cm)	0.47	0.92	1.96

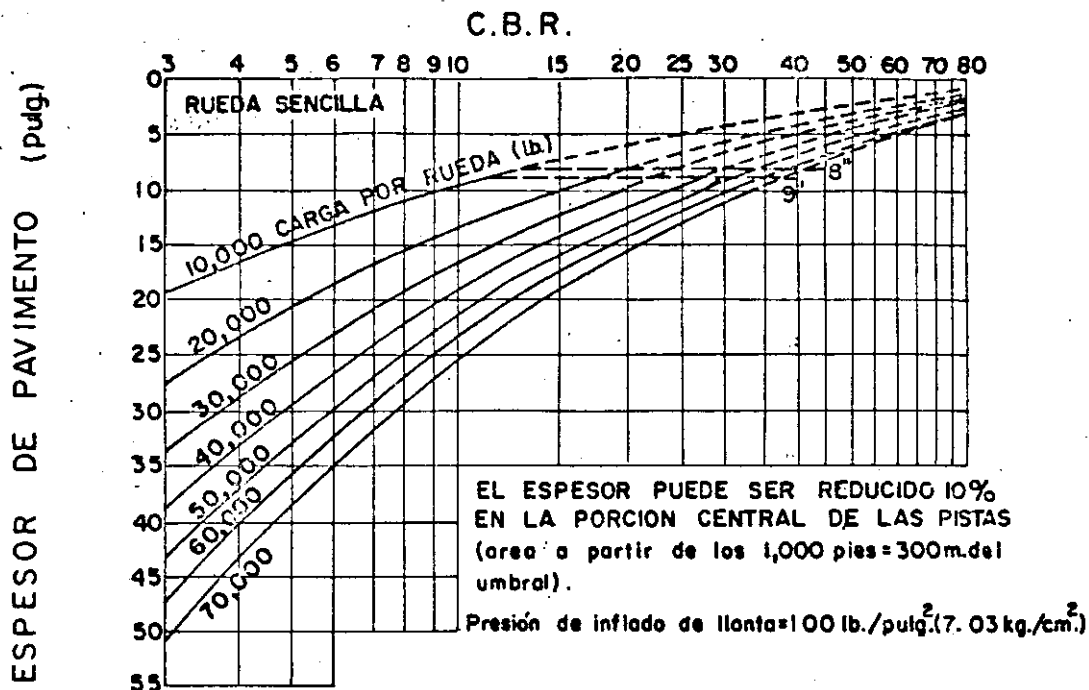


Fig.3-1-9 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CALLES DE RODAJE (Cuerpo de Ingenieros)

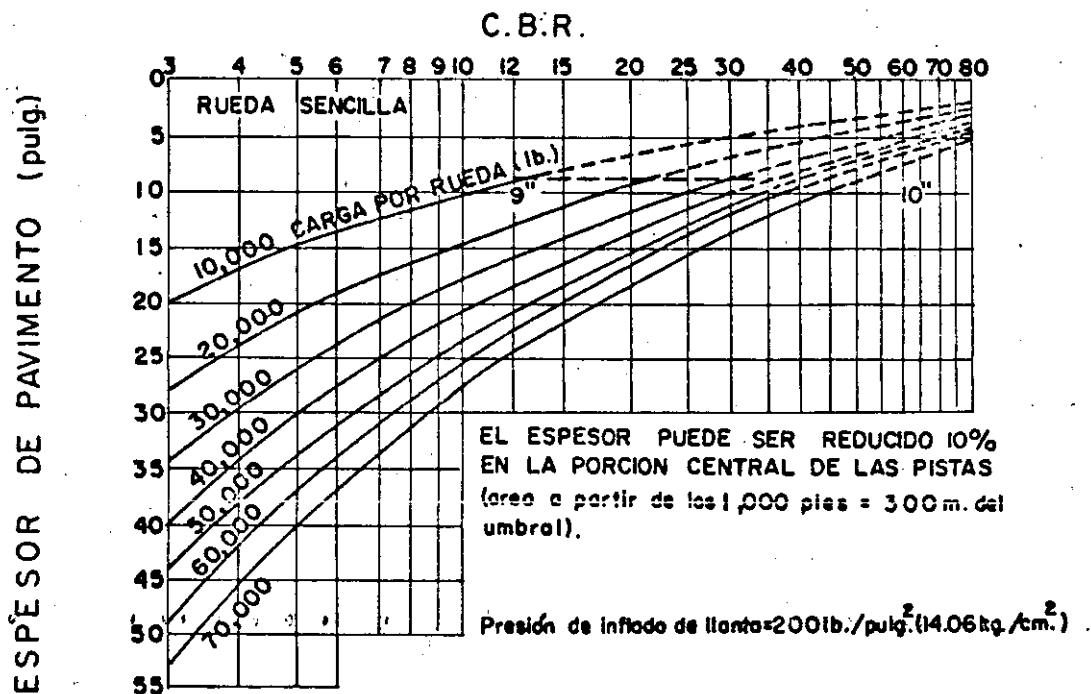


Fig.3-1-10 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CALLES DE RODAJE (Cuerpo de Ingenieros)

"Cubrimiento" es un término utilizado por el Cuerpo de Ingenieros para convertir el número de operaciones de aviones a número de repeticiones de esfuerzos máximos. Por ejemplo, un cubrimiento ocurre cuando cada punto de la superficie del pavimento ha sido sujeto a un esfuerzo máximo por el avión de operación. La expresión es:

$$C = D \left(\frac{0.75 N a}{12 T} \right) \quad (3.1.3)$$

Para aviones con tren de aterrizaje en triciclo y plernas con ruedas sencillas, dobles o en doble tandem; en donde:

C = cubrimientos

D = número de operaciones a carga máxima

N = número de ruedas por pierna de tren principal.

a = ancho del área de contacto de una llanta (pulg)

T = ancho de tráfico (pies). Se considera que el 75% de las operaciones queda incluido en este ancho. Se ha tomado :

T = 37.5 pies (11.4 m) para pistas y,

T = 7.5 pies (2.3 m) para calles de rodaje (para aviones con plernas de ruedas dobles y en doble tandem).

Posteriormente se encontró que la ecuación básica, 3.1.2, era válida sólo para valores de CBR menores que 12 debido a consideraciones de durabilidad y otros requerimientos.

Para tomar en cuenta las repeticiones de carga y los trenes de aterrizaje de ruedas múltiples, la ecuación básica 3.1.2 fué - modificada como sigue:

$$t = f \sqrt{\frac{ESWL}{8.1 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (3.1.4)$$

donde:

f = por ciento de espesor de diseño

$$f = 0.23 \text{ Log } C + 0.15$$

ESWL = carga equivalente de rueda sencilla

C = cubrimientos

Es con este procedimiento que han sido elaboradas la mayoría de las gráficas de diseño de pavimentos para aviones Jet comerciales.

Recientes estudios y pruebas de pavimentos efectuadas con cargas representativas de trenes de aterrizaje complejos (por ejemplo el B-747), han indicado que para un gran número de repeticiones la ecuación 3.1.4 es algo conservadora. Por tanto la ecuación se ha modificado como sigue:

$$t = \alpha_i \sqrt{\frac{ESWL}{8.1 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (3.1.5)$$

donde:

α_i = factor de repetición de carga, que depende del número de ruedas del tren principal que se ha utilizado para calcular la carga de rueda equivalente sencilla. Por ejemplo, para un B-747 se deben considerar 8 ruedas y obte

ner α_i de la fig. 3.1.11

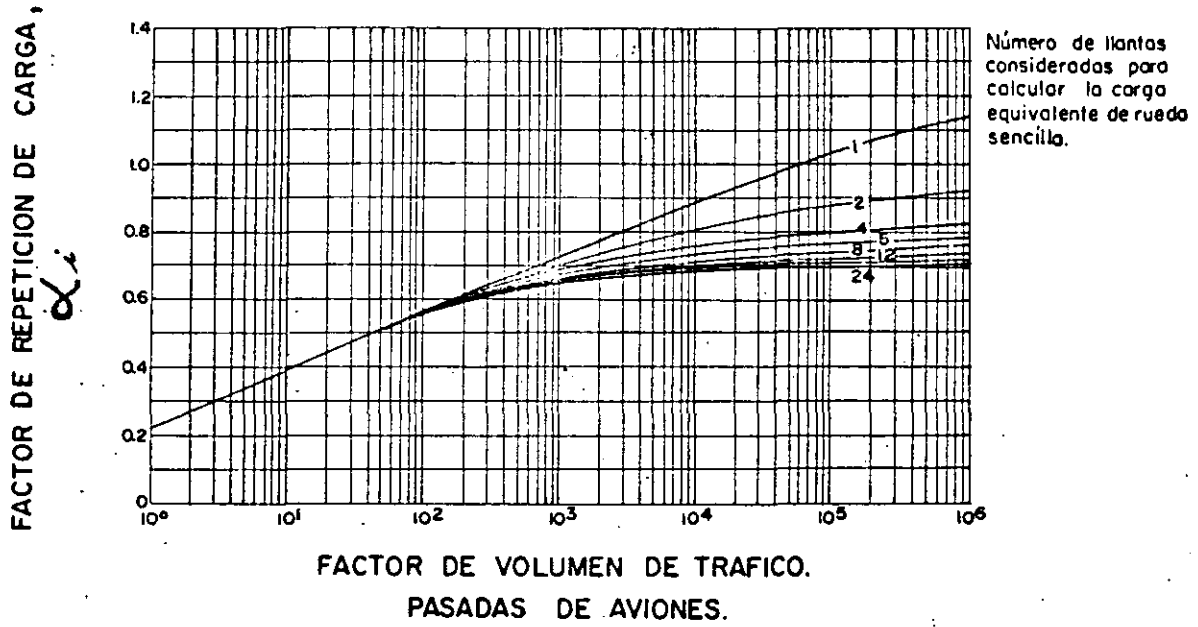
El factor de repetición de carga, α_i , está basado en pasadas de aviones (una pasada es una operación de avión), mientras que en las relaciones anteriores estaban basadas en cubrimientos.

La ecuación 3.1.5 proporciona espesores de pavimentos razonables hasta para valores de CBR = 15. Para valores de CBR mayores de 15, el espesor del pavimento es gobernado por otros factores, como la durabilidad.

En cuanto a las características de los materiales que componen las capas de la base, subbase y capa de mejoramiento (capa subrasante), el Cuerpo de Ingenieros ha establecido, con base en la experiencia las especificaciones que se indican en las tablas 3.1.3 y 3.1.4. Debido a que las pruebas de CBR en el laboratorio, pueden no ser representativas para estos materiales se requiere complementar su conocimiento por medio de otras características, como lo son, para el caso de subbase y capas de mejoramiento: la granulometría, el límite líquido y el índice plástico y para bases: la clasificación del tipo de material. Estas otras características son básicas para la selección del CBR de diseño de las capas mencionadas.

En las tablas 3.1.5 y 3.1.6 se presentan los criterios de diseño de espesores para carpeta y base.

Fig.3 -1-11



FACTOR DE REPETICION DE CARGA CONTRA NUMERO DE PASADAS
 (Cuerpo de Ingenieros. Estacion experimental Waterways)

Tabla 3.1-3

Selección del CBR de diseño para capas de mejoramiento y subases
(Cuerpo de Ingenieros)

Material.	Máximo CBR de diseño	Tamaño (Pulg.)	Valor máximo permisible			
			Requerimientos granulométricos. % que pasa.		Limite Líquido (LL)	Indice Plástico (IP)
			No.10(num.2)	No.200(num.075)		
Subase	50	3	50	15	25	5
Subase	40	3	80	15	25	5
Subase	30	3	100	15	25	5
Capa de mejoramiento	20	3 *	—	25 *	35 *	12 *

* Límites sugeridos.

Tabla 3.1-4

Selección del CBR de diseño para bases
(Cuerpo de Ingenieros)

T I P O	CBR De diseño
Agregado triturado graduado.	100
Macadam confinado en húmedo.	100
Macadam confinado en seco.	100
Capas asfálticas intermedias y superficiales, mezcla en planta en caliente.	100
R o c a C a l i z a	80
Agregado estabilizado	80

Tabla 3-1.5 Criterio de diseño de espesores de carpeta y base para cargas de rueda sencilla (Cuerpo de Ingenieros)

Rueda sencilla. Presión de inflado: 100 Lb./pulg.²

CARGA (1,000LB.)	ESPESOR MINIMO (PULG.)					
	CBR : 80 (1)			CBR : 100		
	CARPETA	BASE	TOTAL	CARPETA	BASE	TOTAL
10	2	6	8	2	6	8
20	2	6	8	2	6	8
30	3	6	9	2	6	8
40	3	6	9	2	6	8
50	3	6	9	2	6	8
60	4	6	10	3	6	9
70	4	6	10	3	6	9

Rueda sencilla. Area de contacto por rueda: 100 pulg.²

CARGA (1,000 LB.)	ESPESOR MINIMO (PULG.)					
	CBR : 80 (1)			CBR : 100		
	CARPETA	BASE	TOTAL	CARPETA	BASE	TOTAL
10	2	6	8	2	6	8
15	3	6	9	2	6	8
20	3	6	9	3	6	9
25	4	6	10	3	6	9
30	5	6	11	4	6	10

(1) SE PERMITE ROCA CALIZA O AGREGADO ESTABILIZADO.

TABLA 3-16 CRITERIO DE DISEÑO DE ESPESORES DE CARPETA Y

BASE PARA CARGAS DE RUEDAS MULTIPLES (Cuerpo de Ingenieros)

TREN DE ATERRIZAJE EN BICICLO.

PIERNA CON RUEDAS DOBLES GEMELAS: 37-62-37 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
160	3	6	9	3	6	9	3	8	11	4	8	12
200	3	7	10	4	6	10	4	8	12	5	8	13
230	4	8	12	5	7	12	5	8	13	6	8	14
265	4	9	13	5	8	13	5	10	15	6	9	15
300	5	9	14	6	8	14	6	10	16	7	9	16
330	6	10	16	7	9	16	7	11	18	8	10	18

TREN DE ATERRIZAJE EN BICICLO.

PIERNA CON RUEDAS DOBLES: 37 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
50	3	6	9	3	6	9	3	8	11	3	8	11
75	3	6	9	3	6	9	3	8	11	4	8	12
100	3	6	9	4	6	10	4	8	12	5	8	13
125	4	8	12	5	7	12	5	9	14	6	8	14
150	5	9	14	6	8	14	6	10	16	7	9	16

TREN DE ATERRIZAJE EN TRICICLO.

PIERNA CON RUEDAS EN DOBLE TANDEM: 31x63 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
100	2	6	8	3	6	9	2	6	8	3	6	9
120	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
135	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
150	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10
170	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10

TREN DE ATERRIZAJE EN TRICICLO.

PIERNA CON RUEDAS DOBLES: 37 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
40	2	6	8	2	6	8	2	6	8	3	6	9
60	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
80	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10
100	3	6	9	4	6	10	4	6	10	5	6	11
120	3	7	10	4	6	10	5	7	12	6	6	12

(1) Estos espesores mínimos se aplican cuando la capa directamente bajo la base tiene un CBR de diseño de 50; cuando dicha capa tiene un CBR de diseño de 80, el espesor mínimo de base puede ser de 6 pulg.

3.1-25

En la fig. 3.1.12 se muestra la zonificación típica de pavimentos para cargas pesadas, dividida en función de 4 tipos de áreas de tráfico en función de la intensidad del mismo (número de repeticiones), del efecto de la sustentación de las alas a altas velocidades y del efecto de la operación a máxima o mínima carga.

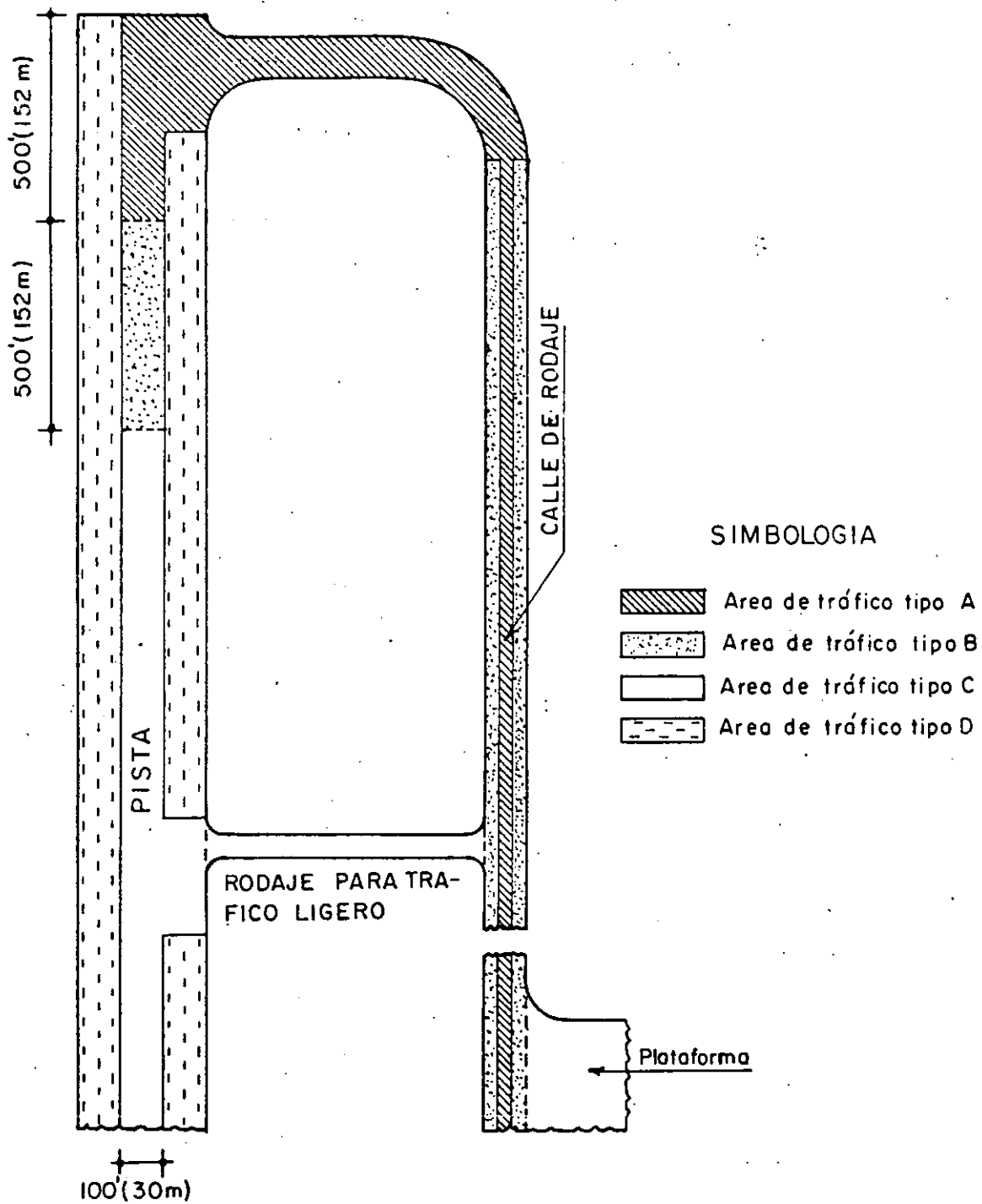


FIG. 3.1.12

Pavimentos Flexibles de Aeropuertos

ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS PARA CARGAS PESADAS.

(Cuerpo de Ingenieros EM-1110 -45-302/1958)

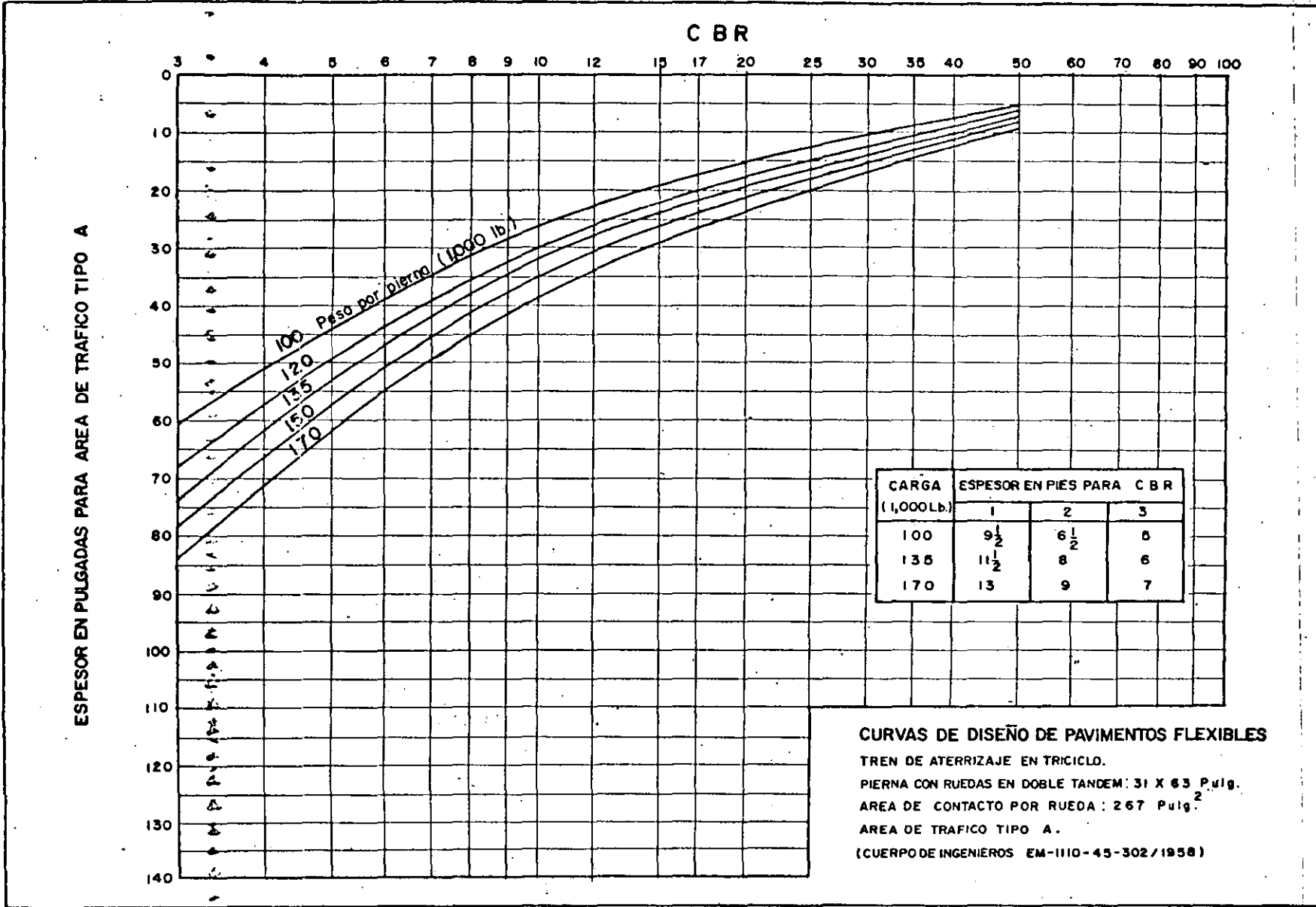


Fig. 3-1-13

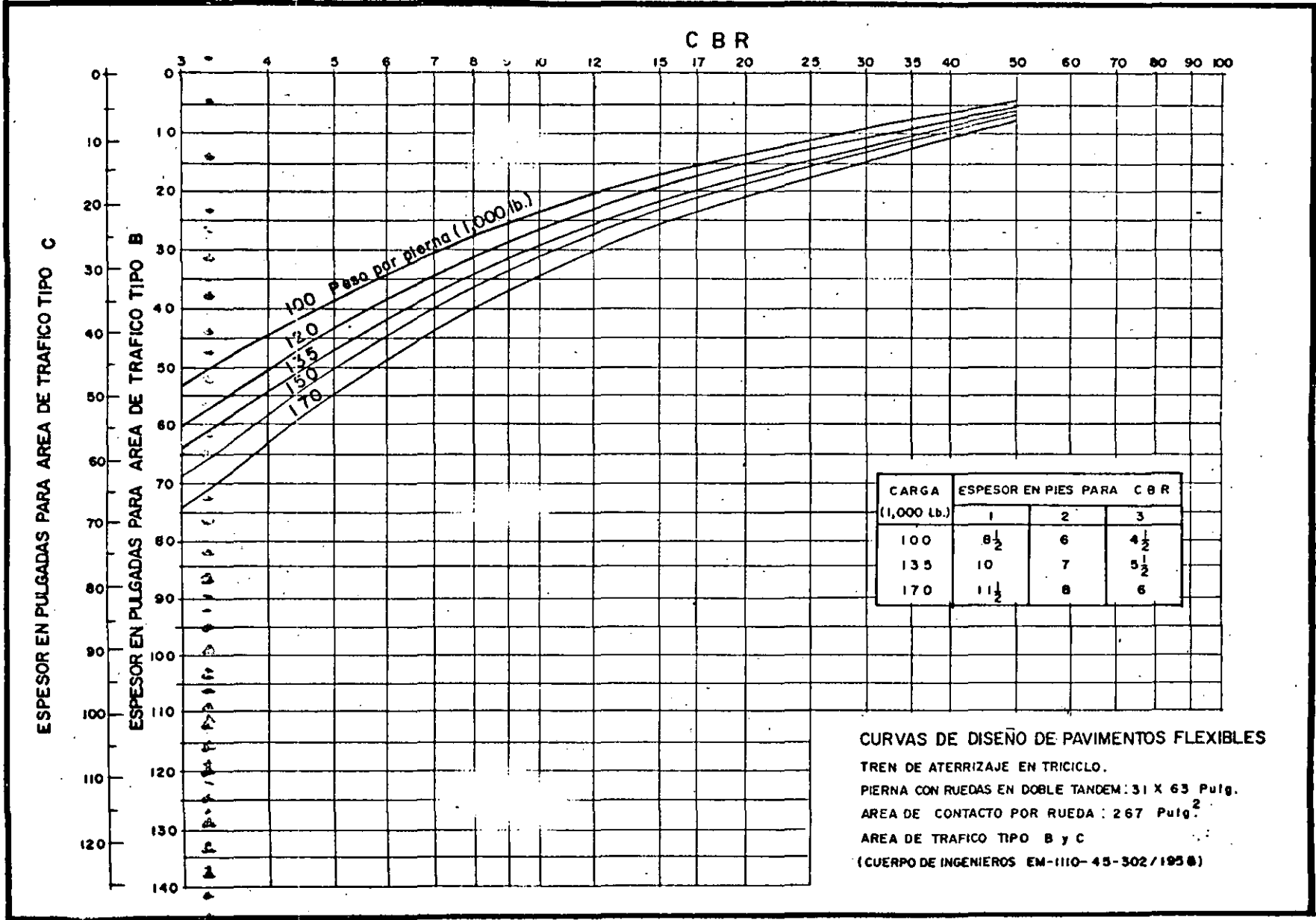


Fig. 3-1-14

5,000 CUBRIMIENTOS LLANTAS: 44 x 16" PRESION DE INFLADO: 186 lb./pulg.²

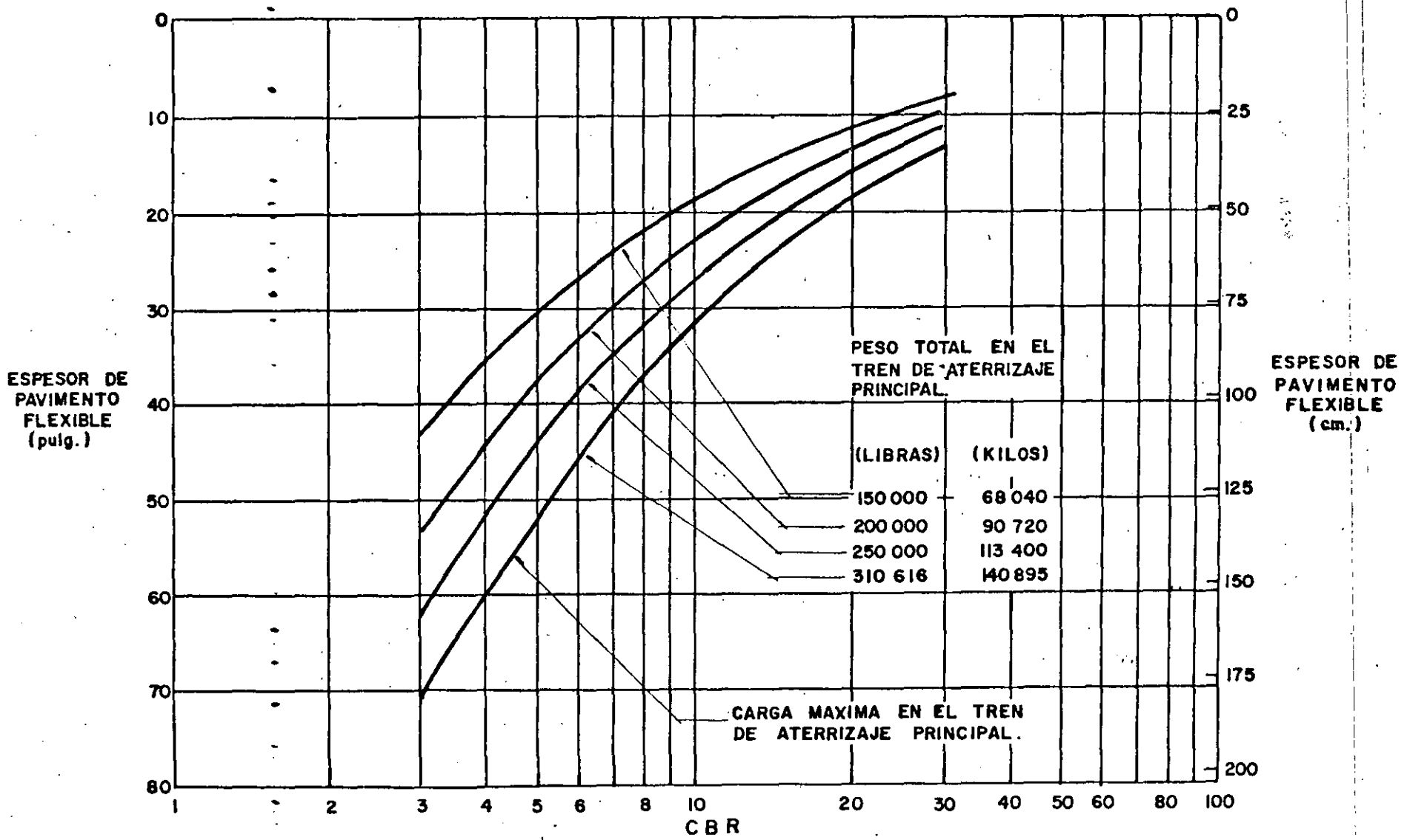


Fig.3-1-15 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS. (SEFL 165A)
AVION DC-8-55 F

(Douglas Aircraft Company. 1969)

Llantas: 44x16" Presión de Inflado : 186 lb/pulg.²

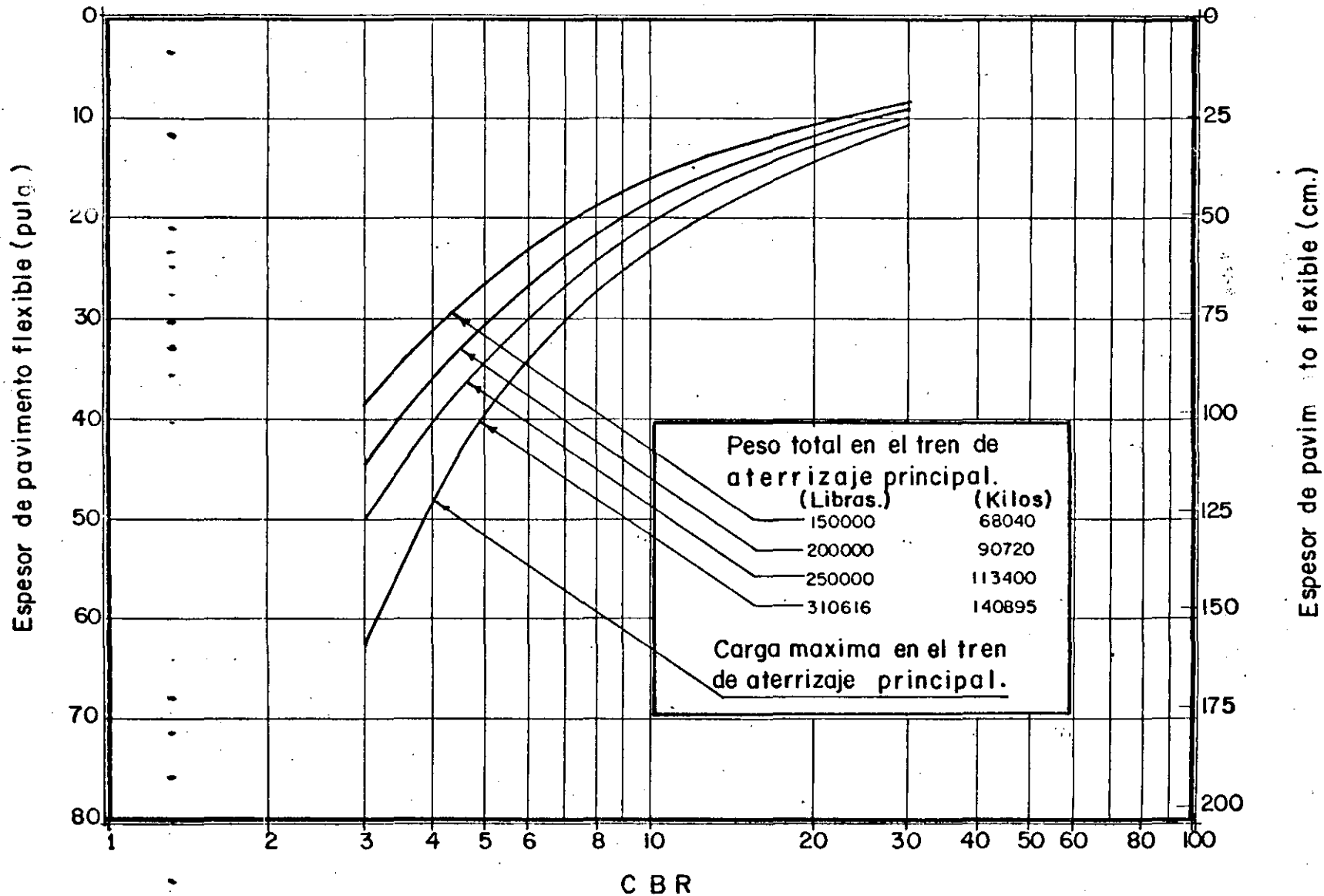


FIG. 3.116 Requerimientos de pavimento flexible por el método de diseño del cuerpo de Ingenieros.
 (ASCE-2046/1949) Avión DC-8-55 F

(Douglas Aircraft Company. 1969)

Llantas: 49x17" (124.5x43.2cm) presión de inflado: 158 lbs/pulg² (11.1 Kg./cm²).

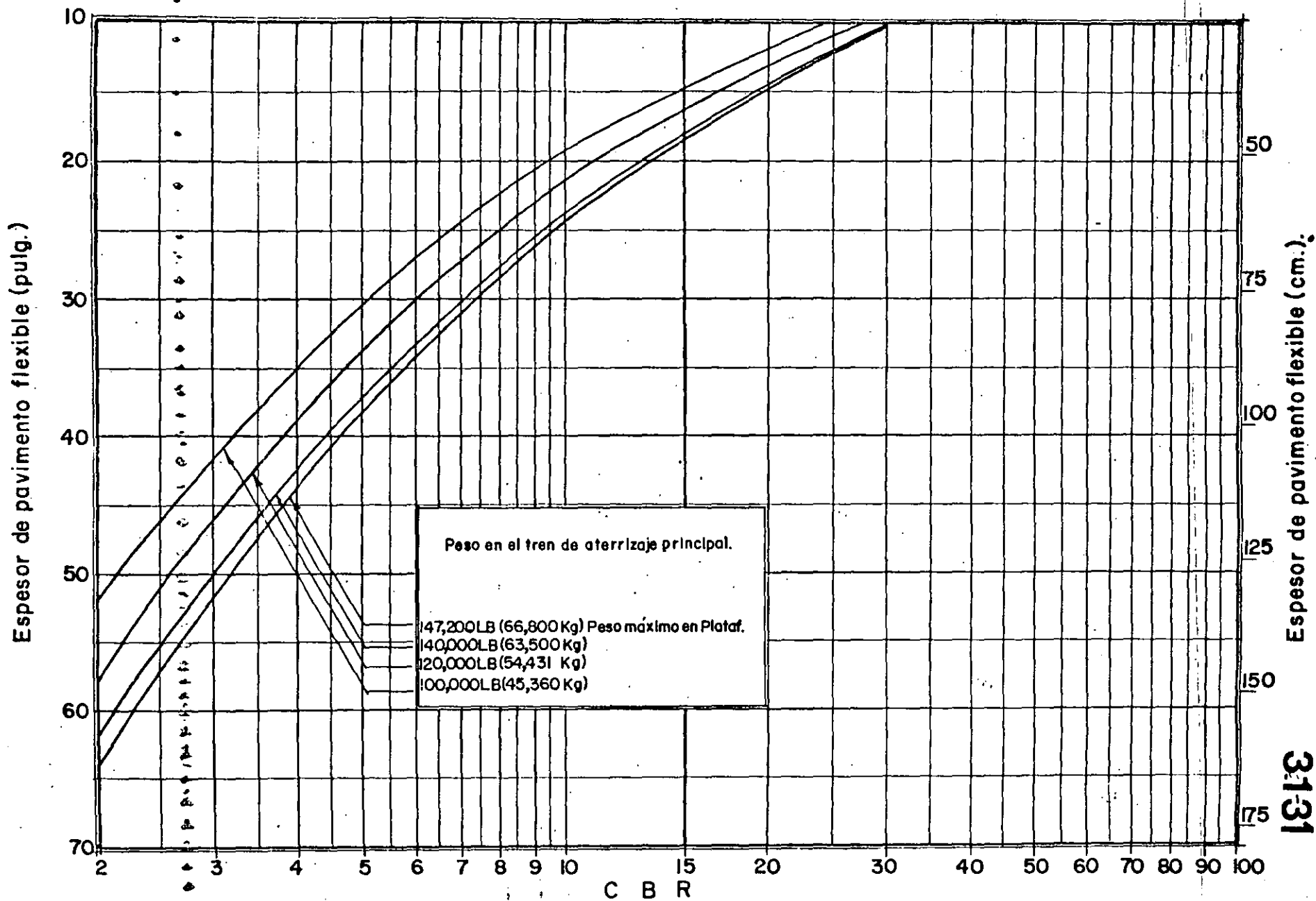


FIG.3.1-17 Requerimientos de pavimento flexible. Método de diseño del cuerpo de Ingenieros modificado por SEFL 165 A
 Avion B-727 -100 y 100 C
 (Boeing Company. 1972).

M. EN ING. TRANSPORTACION PRINCIPAL RODRIGUEZ LAZO.

3131

5,000 Cubrimientos.

Llantas 46x16-30 PR tipo VII. Presión de inflado: 210 lb./pulg.² (14.8 kg./cm.²)

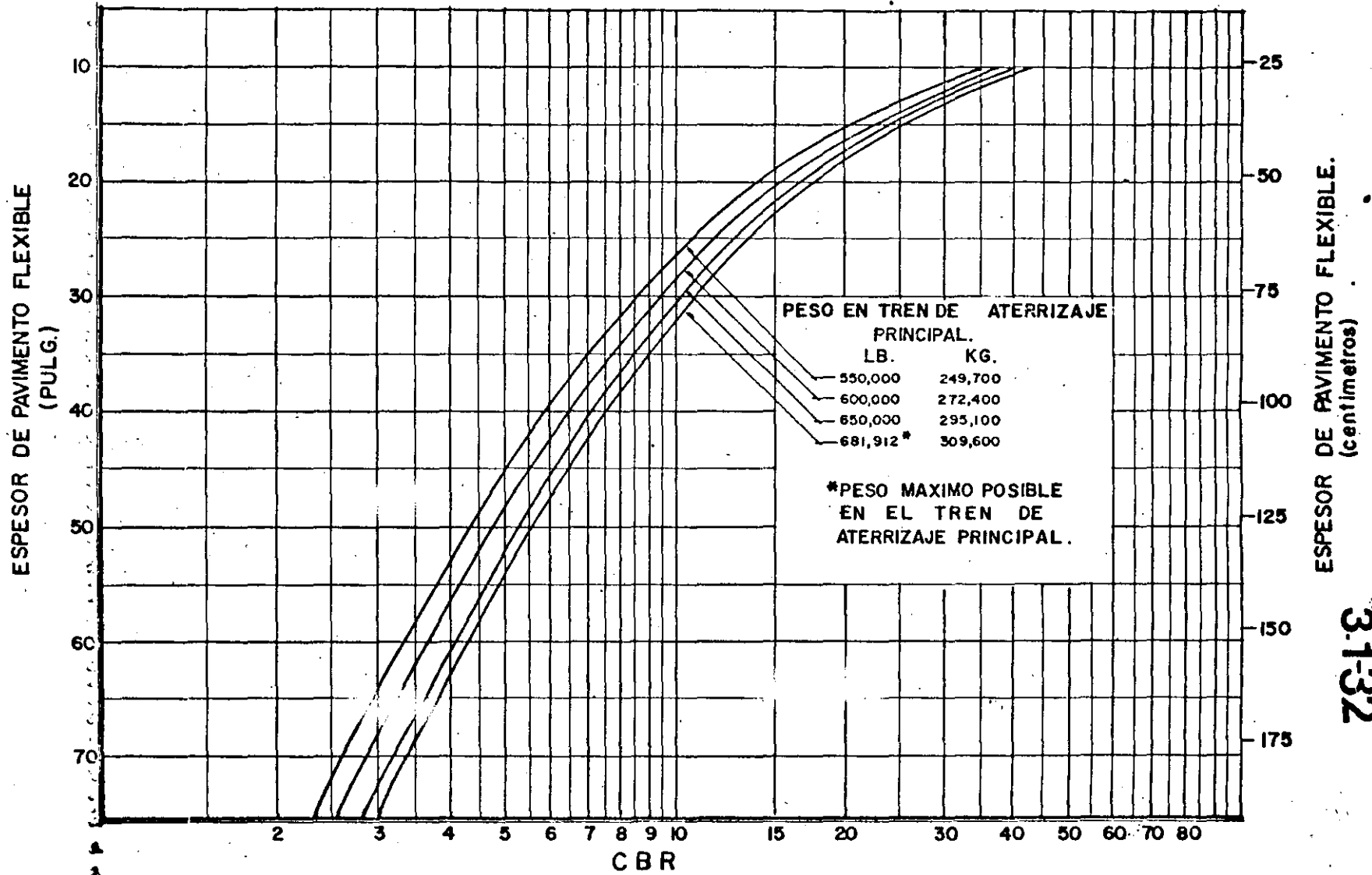


Fig. 3-1-18 Requerimientos de pavimento flexible. Método de diseño del cuerpo de Ingenieros (SEFL 165A) AVION B-747-100 (Boeing Company 1975)

2).- Método de la Administración Federal de Aviación, FAA

(Para Pavimentos Flexibles).-

Originalmente la FAA desarrolló un método de diseño de pavimentos que consistía sustancialmente en una comparación de las condiciones locales con análisis estadísticos de suelo, drenaje, heladas y condiciones de carga de una gran cantidad de muestreos efectuados en los aeropuertos en servicio. El método se basaba en una clasificación de suelos especialmente desarrollada por la FAA la cual se efectuaba en función de la granulometría, del Límite Líquido y del Índice Plástico.

En la tabla 3-2.1 se presenta la clasificación de suelos y subrasantes. Debido a que algunos suelos finos pueden quedar clasificados en más de un grupo cuando se utiliza el criterio indicado en la tabla 3-2.1, por ejemplo los suelos que contienen micas diatomeas o gran cantidad de materia coloidal y los suelos que muestran un índice plástico mayor que el correspondiente al máximo límite líquido de un grupo en particular, éstos se pueden clasificar utilizando la fig. 3-2.1.

Las gráficas de este método de diseño, que estuvo vigente hasta el año de 1978, se presentan en las figs. 3-2.2 a 3-2.8.

Las curvas de diseño para aviones con trenes de aterrizaje de ruedas sencillas, dobles y en doble tandem (figs. 3-2.2 a 3-2.4) fueron elaboradas para un volumen de tráfico de 1,200 salidas anuales; para un volumen de tráfico mayor se corrigen

los espesores de pavimento como sigue:

- Para más de 1,200 salidas equivalentes anuales, incrementar en una pulgada (2.5 cm) el espesor de la carpeta asfáltica, tanto en áreas críticas como en áreas no críticas.
- Los espesores de base y subbase se corrigen de la siguiente manera:
- Para 1,200 a 3,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 10%.
- Para 3,000 a 6,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 20%.
- Para más de 6,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 30%.

Las curvas de diseño para aviones con trenes de aterrizaje complejos (figs. 3-2.5 a 3-2.8) fueron elaboradas para 5,000 salidas anuales y no se requiere efectuar ajustes en los espesores de pavimentos obtenidos.

A partir de diciembre de 1978 la FAA decidió adoptar nuevos métodos de diseño de pavimentos basados en métodos de análisis que han resultado de la experiencia y de recientes investigaciones. La decisión fue tomada con objeto de aprovechar los avances en la tecnología de pavimentos y de esa manera obtener mejores comportamientos de los pavimentos y una mayor facilidad de utilización de las gráficas de diseño.

En términos generales el nuevo método de diseño adoptado proporciona mayores espesores de pavimento que el método anterior.

La FAA acepta que las gráficas de diseño anteriores sean utilizadas para la evaluación de los pavimentos existentes que fueron diseñados con dicho procedimiento, con objeto de no limitar excesivamente los pesos de operación de los aviones, lo que se traduciría en pérdidas económicas.

El nuevo método de diseño de pavimentos flexibles adoptado por la FAA, está basado en el método de diseño CBR (California Bearing Ratio), el cual es básicamente empírico, sin embargo se ha realizado mucha investigación con el método y se han desarrollado correlaciones confiables. Las configuraciones de piernas de trenes de aterrizaje se han relacionado utilizando conceptos teóricos y datos empíricos.

Un pavimento de aeropuerto y los aviones que operan en él, constituyen un sistema interactivo que debe ser reconocido en el proceso de diseño del pavimento. La determinación de los espesores requeridos de pavimento es un problema de ingeniería complejo, debido a que los pavimentos están sujetos a una gran variedad de cargas y efectos climáticos, por lo que el proceso de diseño debe incluir un gran número de variables interdependientes que frecuentemente son difíciles de cuantificar.

Aunque se ha efectuado bastante investigación y aún se continúa, ha sido imposible llegar a una solución matemática directa para los requerimientos de espesores. Por esta razón, la determinación de los espesores de pavimento debe basarse en los análisis teóricos de distribución de cargas en el pavimento y en los suelos, en los análisis de los datos obtenidos de pavimentos experimentales y en el estudio del comportamiento de los pavimentos actualmente en servicio. Las gráficas de diseño de pavimentos flexibles mostradas en las figs. 3-2.9 a 3-2.18 fueron desarrolladas por la FAA con base en la correlación de los datos obtenidos de las fuentes mencionadas.

El diseño estructural de los pavimentos de aeropuertos consiste en determinar tanto el espesor total de pavimento como el espesor de sus componentes. Existe un número de factores que influyen el espesor de pavimento requerido para proveer un servicio satisfactorio. Entre estos factores se encuentran la magnitud y características de las cargas de los aviones a soportar, el volumen del tráfico, la concentración de tráfico en ciertas áreas y la calidad de los suelos de la subrasante y de los materiales que constituyen la estructura del pavimento. Para proceder al diseño del pavimento es necesario contar con el pronóstico de salidas o despegues de los diferentes tipos de aviones que operarán durante la vida útil del pavimento, la

cual se considera de 20 años en este método. El siguiente — paso consiste en determinar el avión de diseño, el cual se — escoge de entre los que están considerados en el pronóstico y será aquel que requiera mayor espesor de pavimento considerando el número de salidas que se hayan previsto en el pronóstico para ese tipo de avión. Por consiguiente el avión de diseño no será necesariamente el avión más pesado considerado en el pronóstico.

Debido a que los pronósticos de tráfico incluyen una gran variedad de tipos de aviones que tienen además diferentes configuraciones de trenes de aterrizaje y diferentes pesos, los efectos de todo el tráfico deben ser considerados en la determinación del número de salidas equivalentes del avión de diseño. Primeramente todos los aviones deben ser convertidos al mismo tipo de pierna de tren de aterrizaje del avión de diseño para lo cual se utilizan los siguientes factores de conversión:

PARA CONVERTIR DE	A	MULTPLICAR LAS SALIDAS POR
Rueda sencilla	Ruedas dobles	0.8
Rueda sencilla	Doble tandem	0.5
Ruedas dobles	Doble tandem	0.6
Dos doble tandem	Doble tandem	1.0
Doble tandem	Rueda sencilla	2.0
Doble tandem	Ruedas dobles	1.7
Ruedas dobles	Rueda sencilla	1.3
Dos doble tandem	Ruedas dobles	1.7

En seguida se efectúa la conversión a salidas equivalentes — anuales del avión de diseño determinada por la fórmula:

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \times \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{1/2}$$

donde: R_1 = número de salidas equivalentes anuales del avión de diseño.

R_2 = número de salidas anuales de cualquier avión ex presadas en piernas del tren de aterrizaje del — avión de diseño.

W_1 = Carga por rueda del avión de diseño.

W_2 = Carga por rueda del avión en cuestión

Para los cálculos se considera que el 95% del peso total del — avión lo carga el tren de aterrizaje principal.

Para hacer uso de las gráficas de diseño de pavimentos flexibles se requiere el valor CBR de la subrasante, el valor CBR de la subbase, el peso total del avión de diseño y el número de salidas — anuales del avión de diseño. Las gráficas presentadas en las — figs. 3-2.9 a 3-2.17 proporcionan el espesor total requerido de pavimento y el espesor de carpeta. La fig. 3-2.18 proporciona el espesor mínimo de base para un pavimento dado y un valor — CBR dado. Si un pavimento va a soportar más de 25,000 salidas — anuales, el espesor total obtenido de la gráfica correspondiente debe ser incrementado de acuerdo a la tabla 3-2.4 .

Las gráficas de las figs. 3-2.9 a 3-2.17 se utilizan para deteg — minar el espesor total de pavimento " T " para áreas críticas.

~~Los espesores en áreas no críticas y en orillas se determinan~~
de acuerdo a lo indicado en la fig. 3-2.19 .

La FAA estipula que es necesario proveer bases y subbases estabilizadas para pavimentos nuevos que vayan a soportar aviones jet con peso igual o superior a 100,000 lb (45,350 kg).

Estas capas estabilizadas pueden substituir a las bases o subbases hidráulicas utilizando los factores de equivalencia indicados en las tablas 3-2.2 y 3-2.3 .

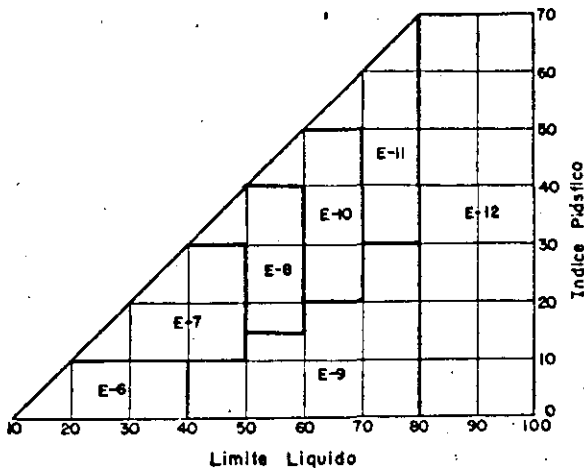
En la Fig. 3-2.20 se estipulan los requerimientos de compactación de las subrasantes que soporten pavimentos flexibles.

Tabla.3-2:1 Clasificación de suelos y subrasantes. Método de la FAA.

Grupo de suelo	Análisis Granulométrico				Límite Líquido	Índice Plástico	Clasificación de subrasante			
	Material retenido en la malla no.10 (num.2.0) en % (φ)	Material más fino que pasa la malla no. 10 (num.2), en %.					Buen drenaje	Drenaje pobre.		
		Arena gruesa que pasa la malla no.10 (num.2.0) y se retiene en la no. 40 (num.0.425)	Arena fina que pasa la malla no.40 (num.0.425) y se retiene en la no.200 (num.0.075)	Limo y arcilla combinados que pasan la malla no.200 (num.0.075)				Con o Sin heladas.	Sin heladas.	Con heladas.
Granular	E-1	0-45	40+	60-	15-	25-	6-	Fa o Ra	Fa o Ra	F1 o Ra
	E-2	0-45	15+	85-	25-	25-	6-	Fa o Ra	F1 o Ra	F2 o Rb
	E-3	0-45	-----	-----	25-	25-	6-	F1 o Ra	F2 o Rb	F3 o Rb
	E-4	0-45	-----	-----	35-	35-	10-	F1 o Ra	F2 o Rb	F4 o Rb
Partículas finas	E-5	0-55	-----	-----	45-	40-	15-		F3 o Rb	F5 o Rb
	E-6	0-55	-----	-----	45+	40-	10-		F4 o Rc	F6 o Rc
	E-7	0-55	-----	-----	45+	50-	10-30		F5 o Rc	F7 o Rc
	E-8	0-55	-----	-----	45+	60-	15-40		F6 o Rc	F8 o Rd
	E-9	0-55	-----	-----	45+	40+	30-		F7 o Rd	F9 o Rd
	E-10	0-55	-----	-----	45+	70-	20-50		F8 o Rd	F10 o Rd
	E-11	0-55	-----	-----	45+	80-	30+		F9 o Re	F10 o Re
	E-12	0-55	-----	-----	45+	80+	-----		F10 o Re	F10 o Re
	E-13	Turba y otros suelos altamente orgánicos-examen de campo.						No deseable para subrasante		

(*) Si el porcentaje del material retenido en la malla No.10 (num.2.0) excede lo indicado, la clasificación puede ser elevada; proveer dicho material es sano y regularmente bien graduado.

3.2-9



Carta de clasificación para suelos finos.

(FAA, 1974)

Fig. 3-2-1

Espesor total de pavimentos para áreas críticas (pulg.)

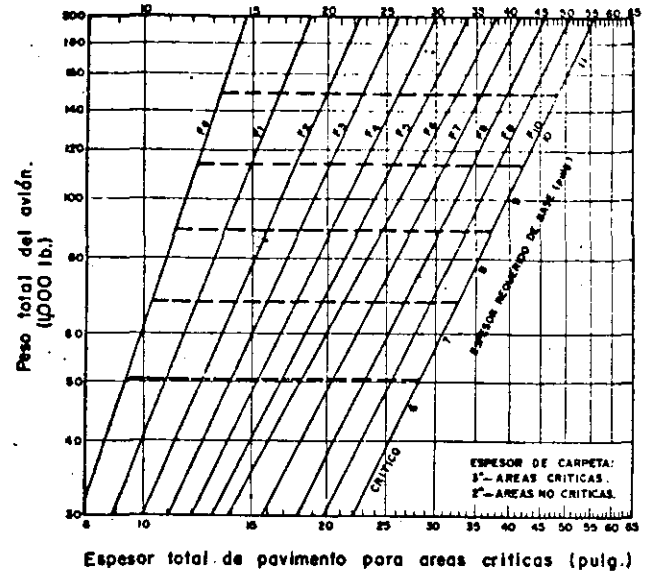
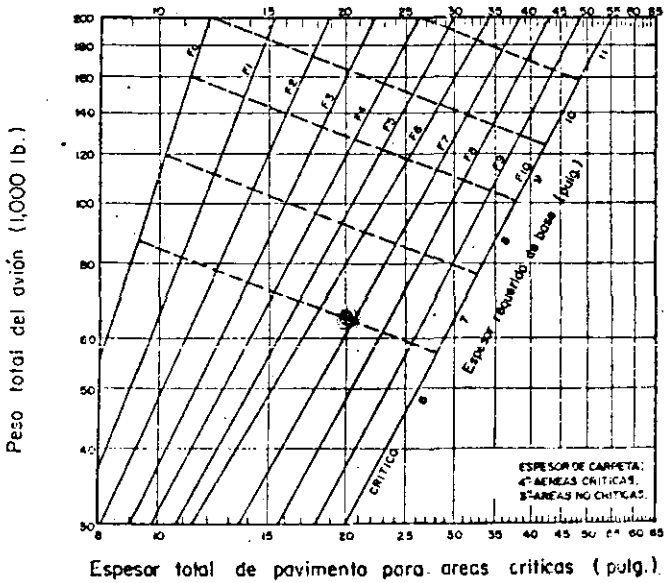


Fig. 3-2-2 Curvas de diseño para pavimento flexible, rueda sencilla.

(FAA, 1974)

Espesor total de pavimento para áreas críticas (pulg.)



Curvas de diseño para pavimento flexible, Ruedas Dobles.

(FAA, 1974)

Espesor total de pavimento para áreas críticas (pulg.)

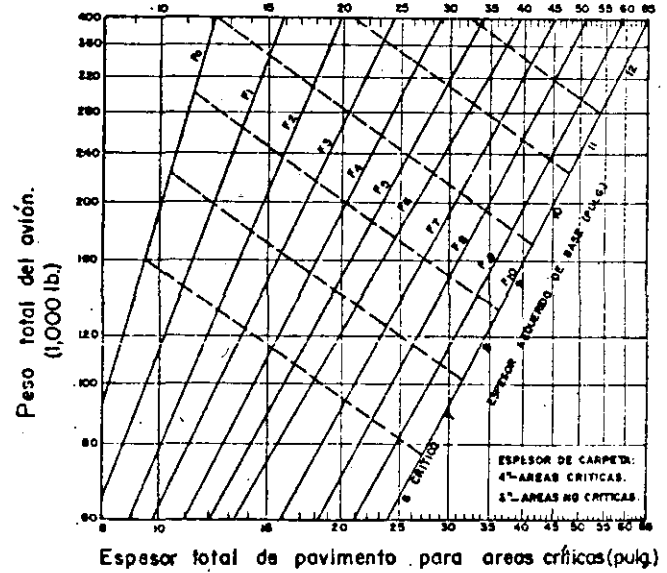


Fig. 3-2-4 Curvas de diseño para pavimento flexible, ruedas en doble tandem.

(FAA, 1974)

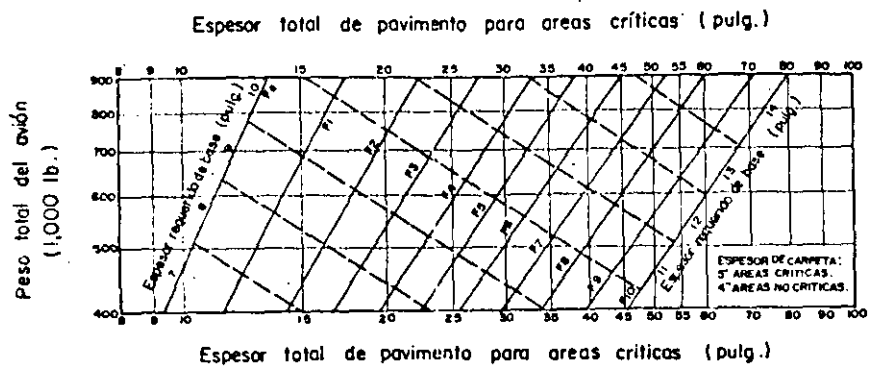


Fig. 3-2-5 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión Boeing 747
(FAA-1974)

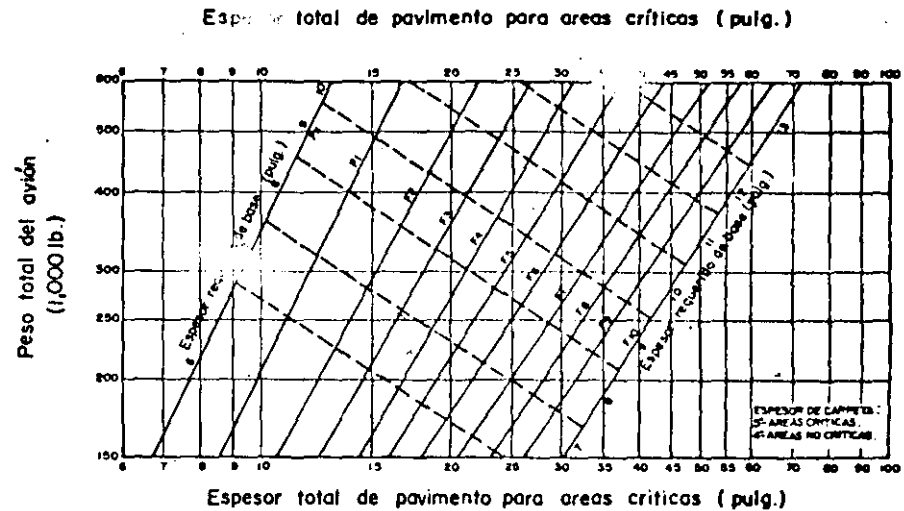


Fig. 3-2-6 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión L-1011
(FAA-1974)

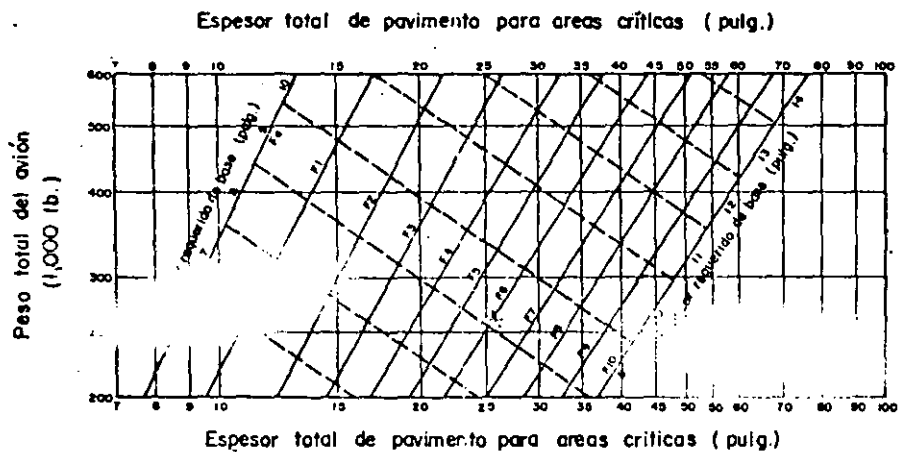


Fig. 3-2-7 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión DC-10-10
(FAA-1974)

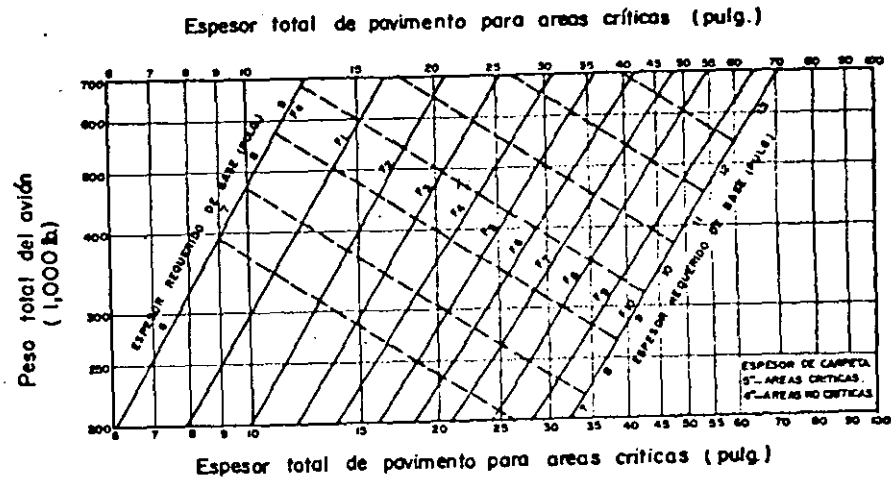


Fig. 3-2-8 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión DC-10-30
(FAA-1974)

3.2-10

72

(FAA-1978)

CBR

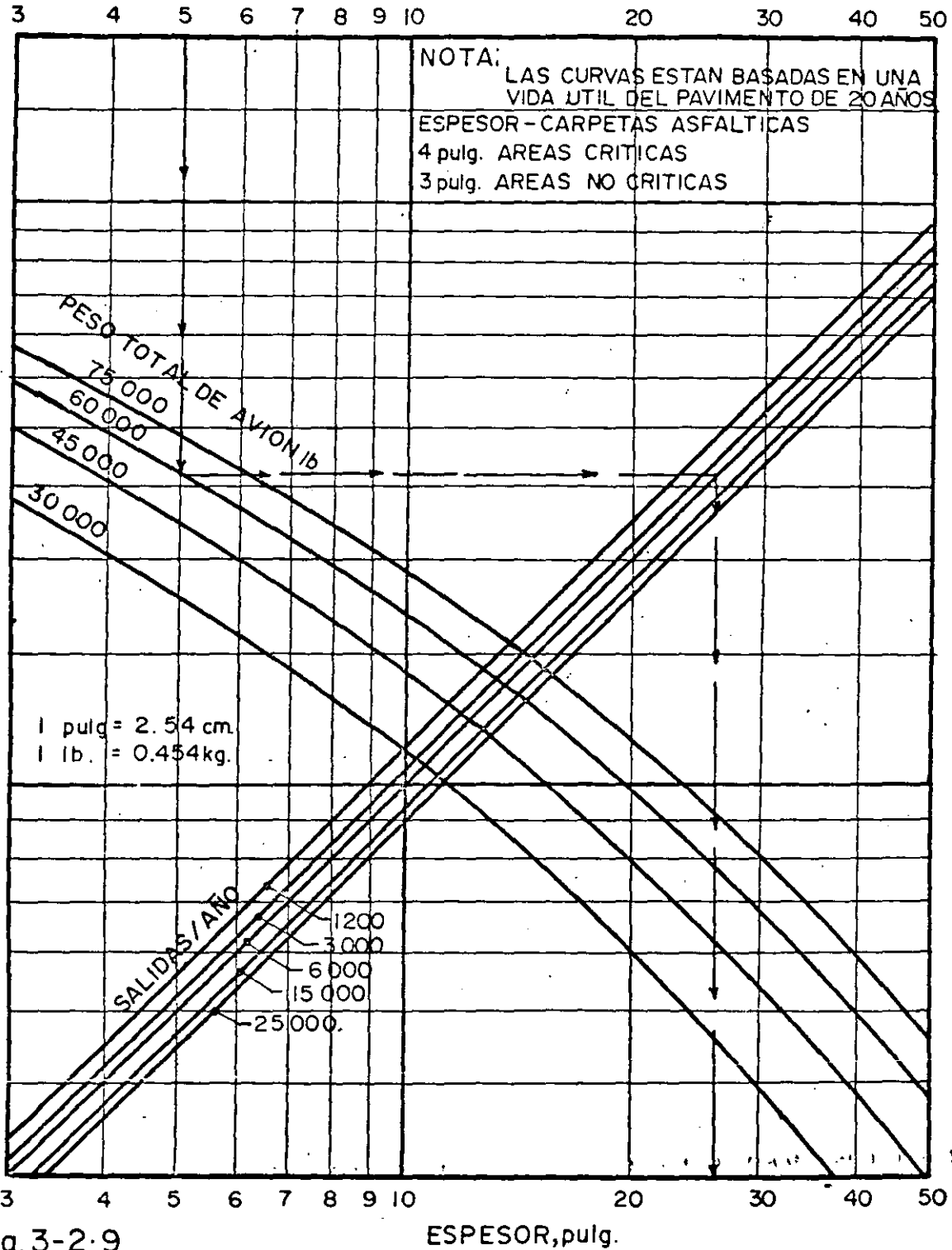


Fig. 3-2-9

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDA SIMPLE

(FAA-1978)

CBR

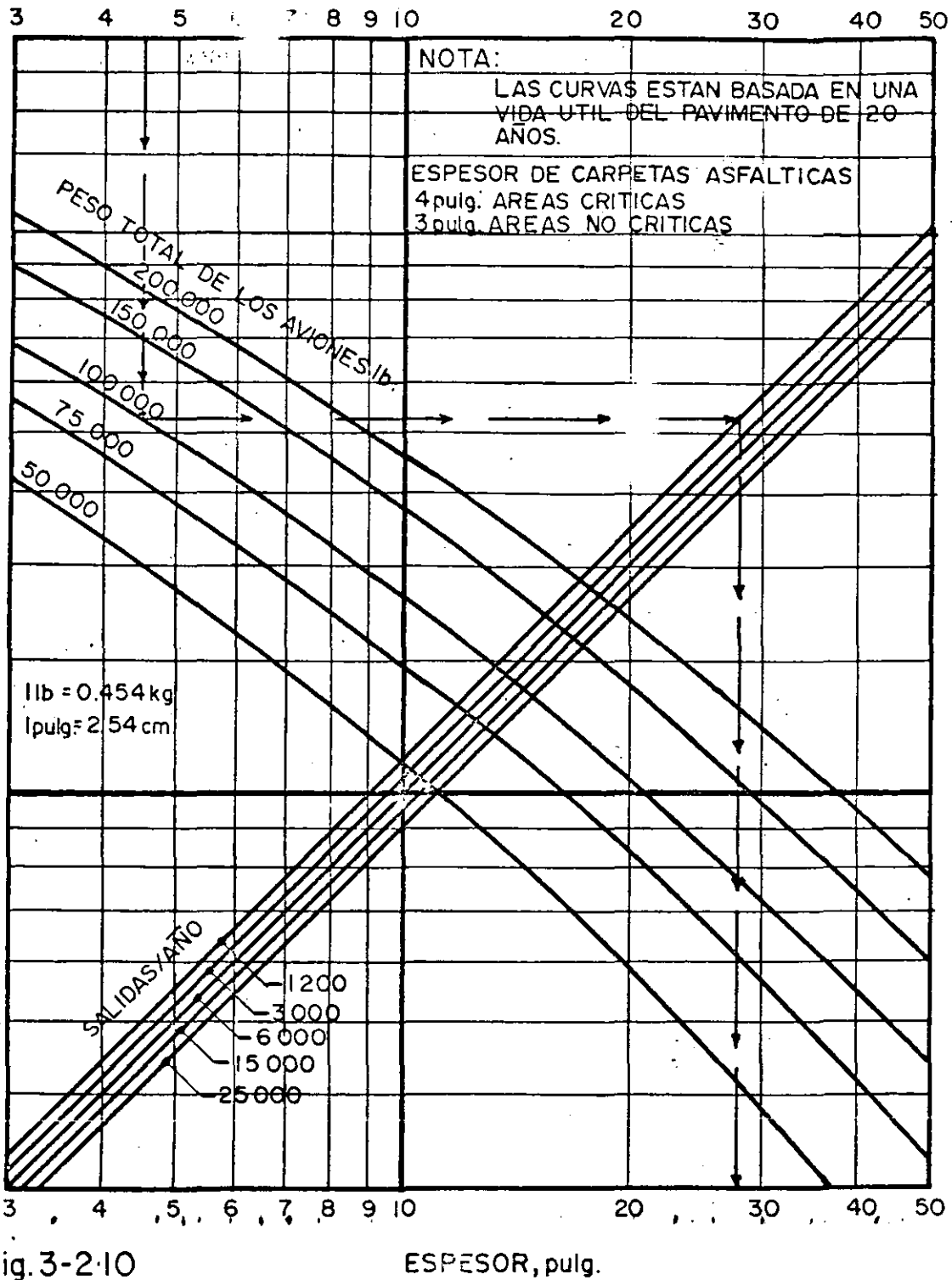


Fig. 3-210

ESPEJOR, pulg.

CURVA DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS DOBLES.

3.2-13

(FAA-1978)

CBR

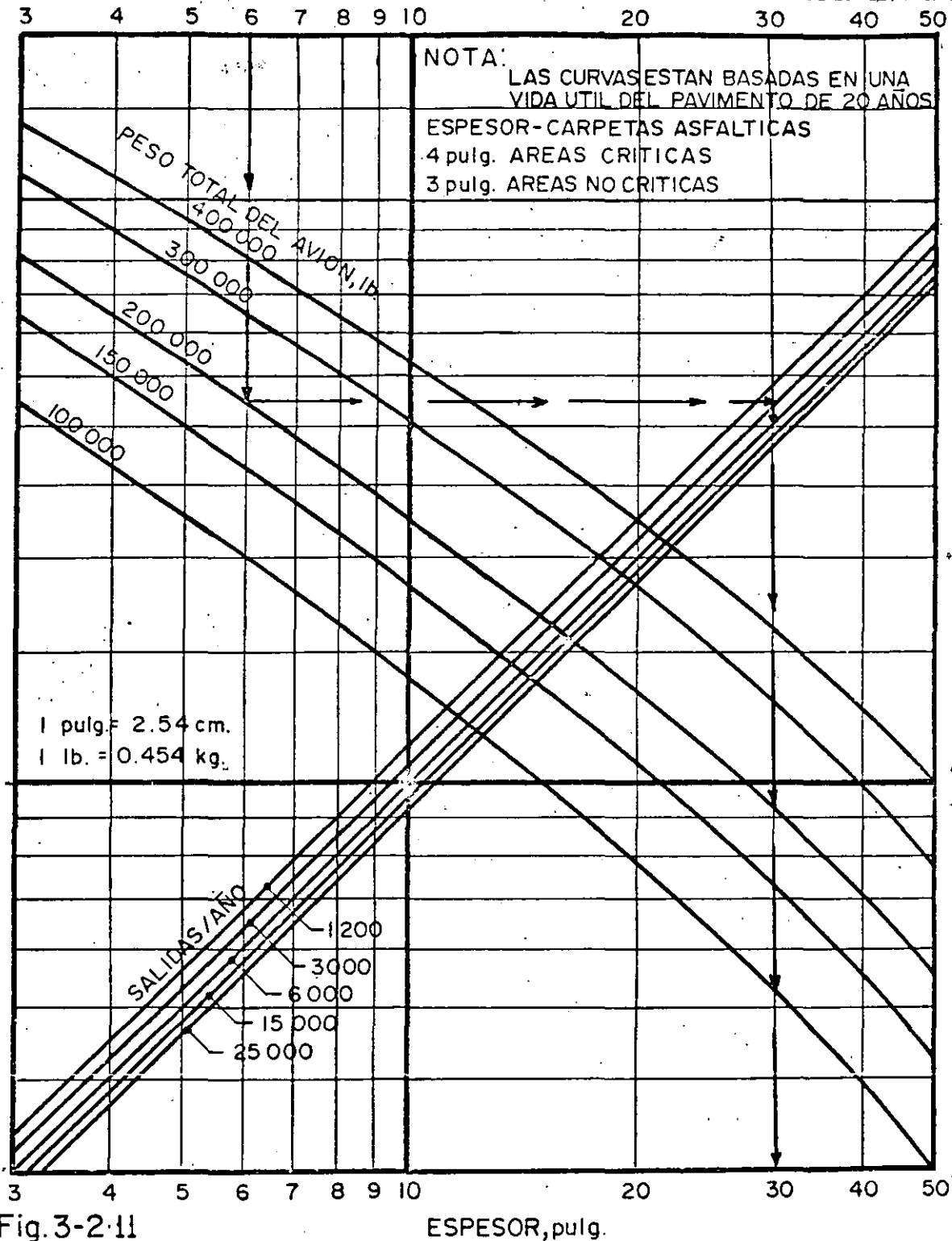


Fig. 3-2-11

ESPEJOR, pulg.

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

TREN DE ATERRIZAJE EN DOBLE TANDEM

(FAA-1978)

C B R

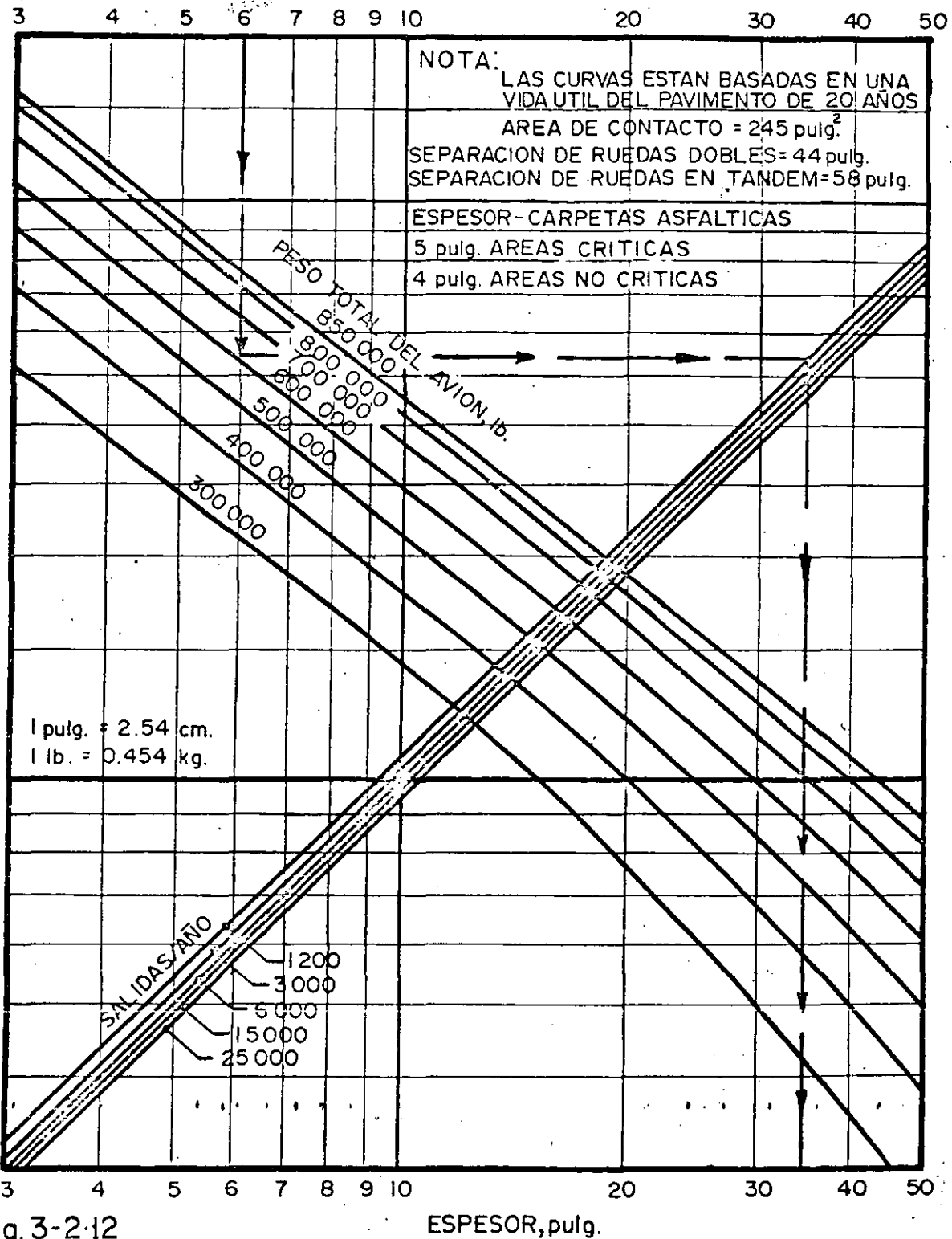


Fig. 3-2-12

ESPESES, pulg.

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES B-747-100, SR, 200 B, C, F

3.2-15

(FAA-1978)

77

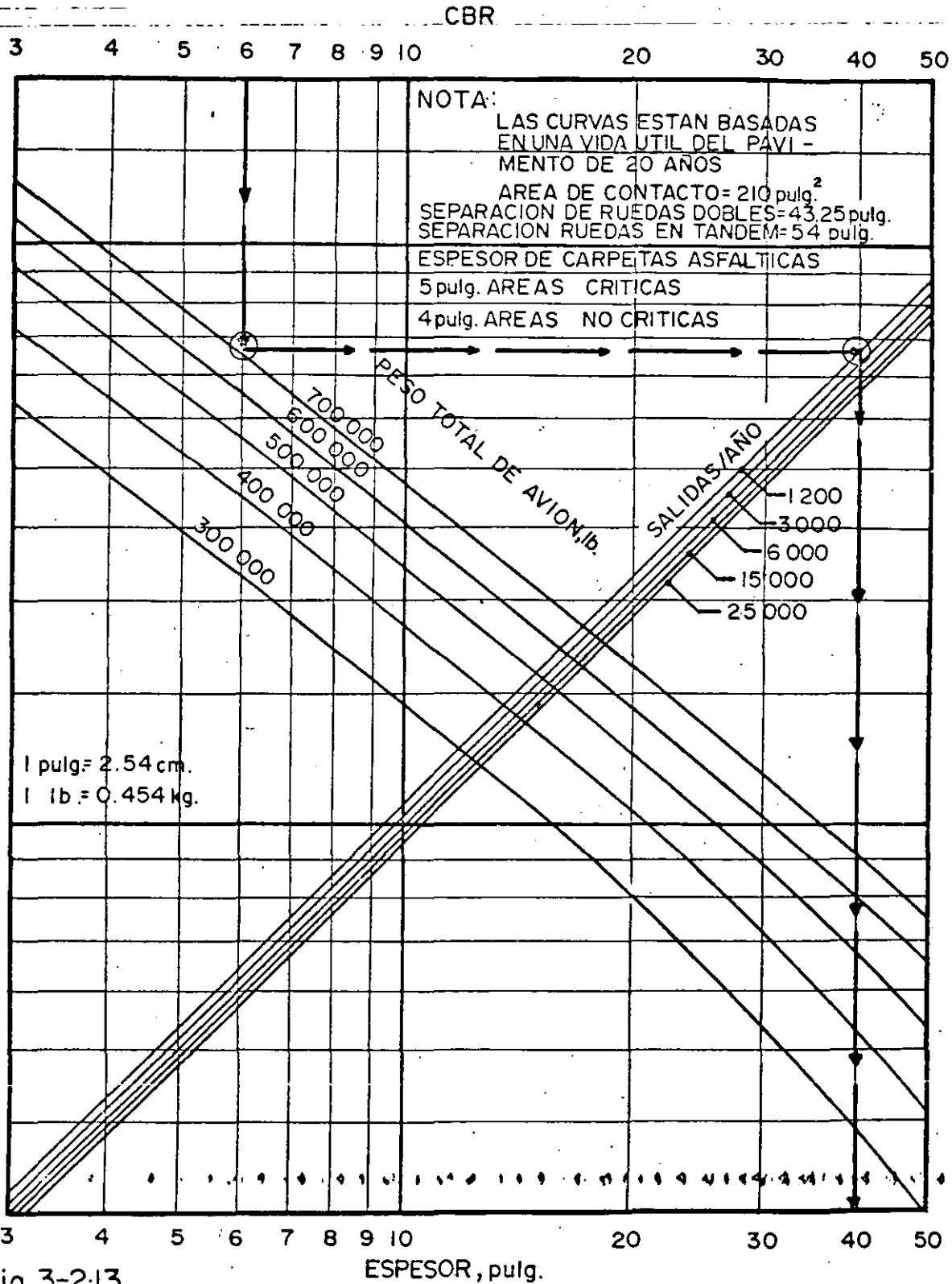


Fig. 3-2-13

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS
AVION B-747-SP

C B R

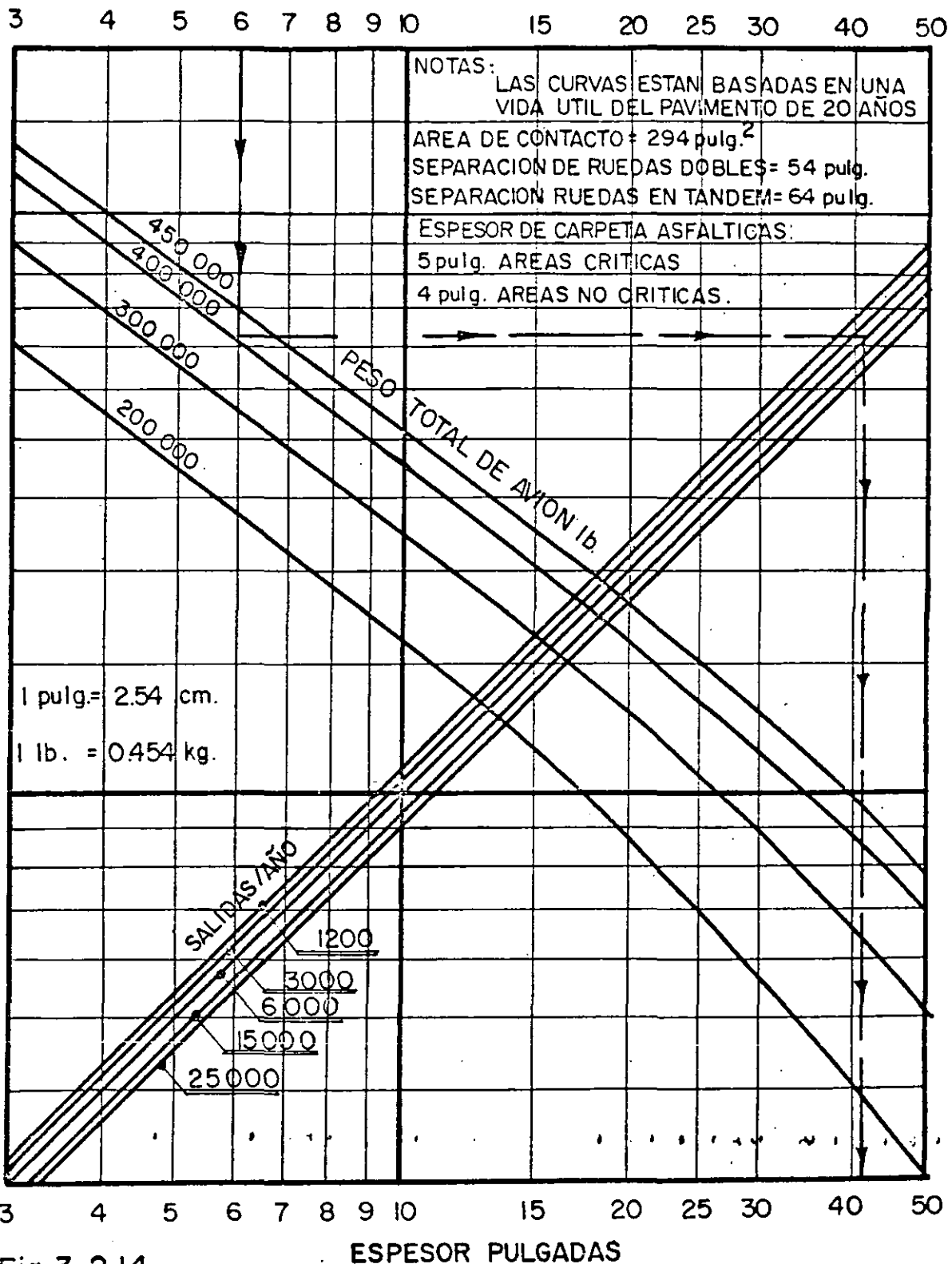


Fig. 3-2-14

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION DC 10-10, 10 CF.

3.2-17

(FAA-1978)

79

CBR

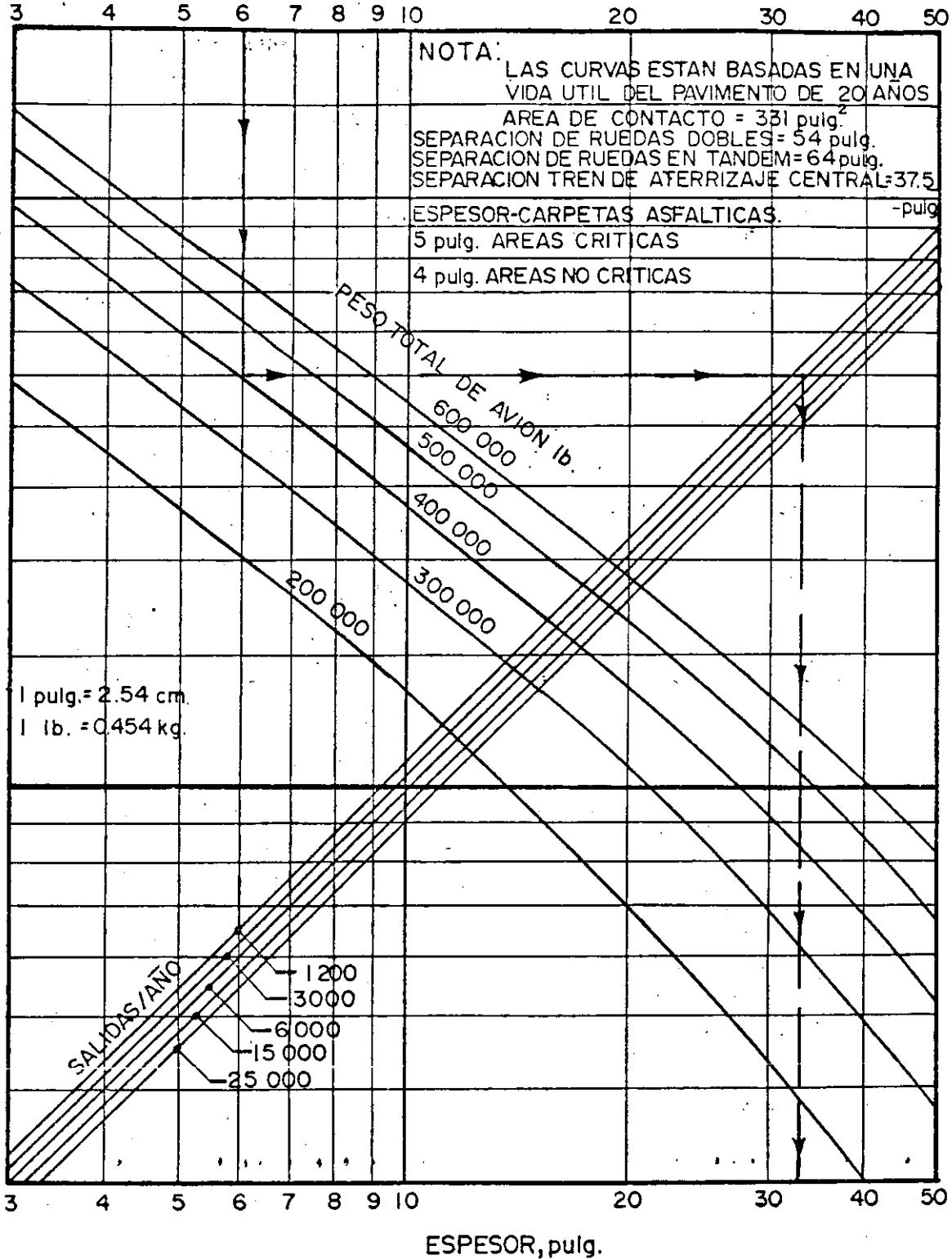


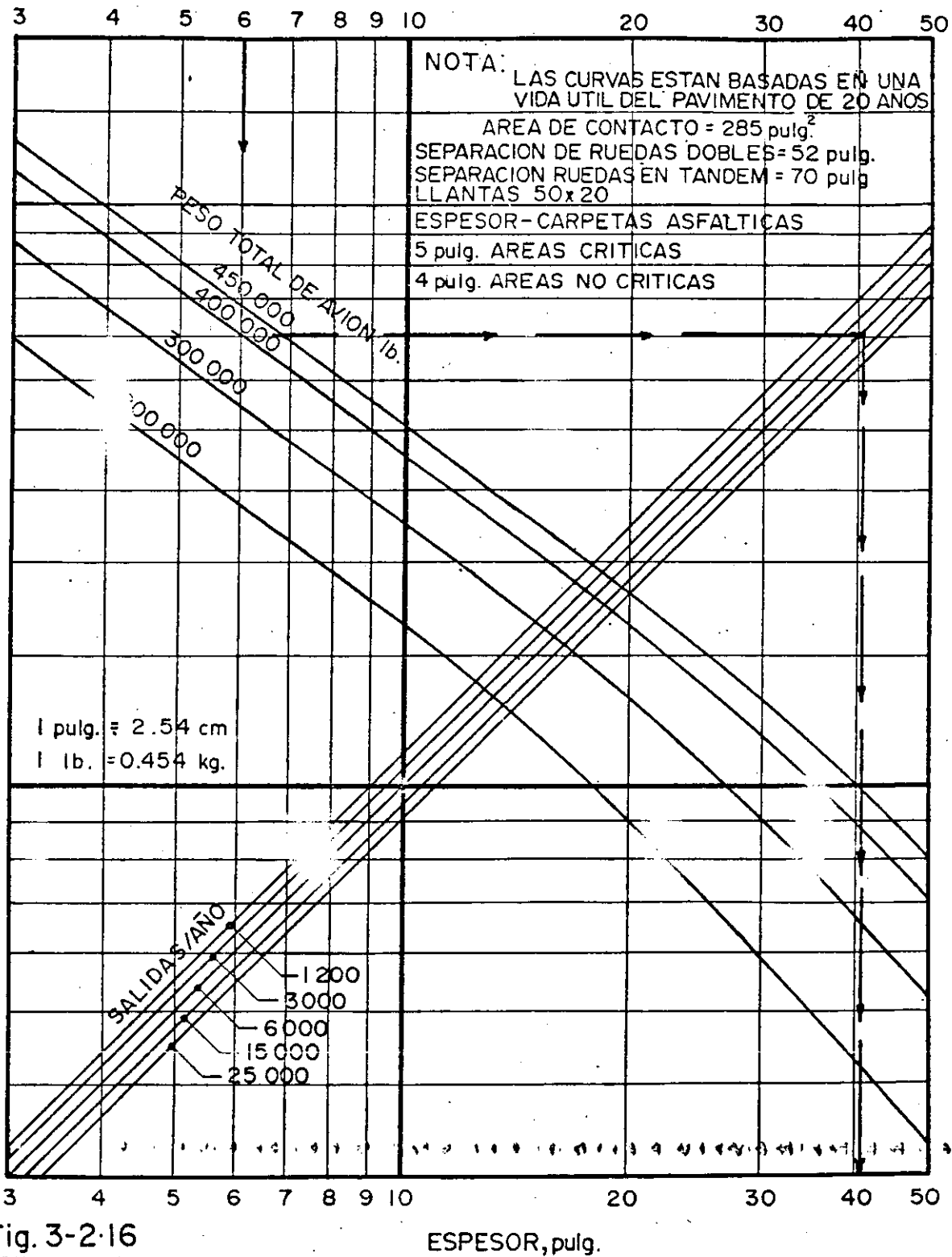
Fig.3-2.15

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES DC-10-30, 30 CF, 40, 40CF

(FAA-1978)

CBR



CURVAS DE SEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION L-1011-1,100

CBR

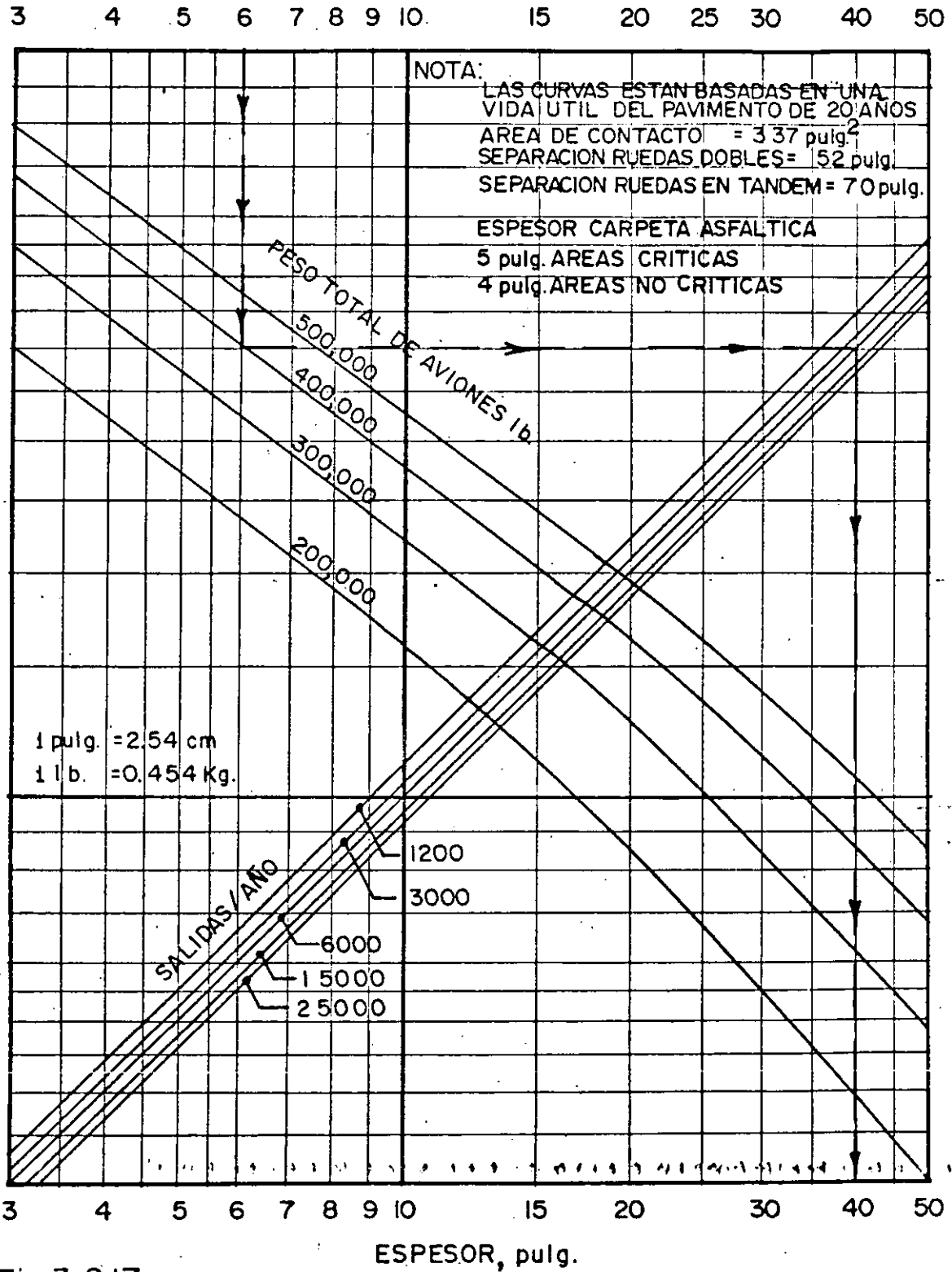


Fig.3-2-17

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES L-1011 - 100, 200

17 20 25 30 35 40 45 50 60

(FAA-1978)

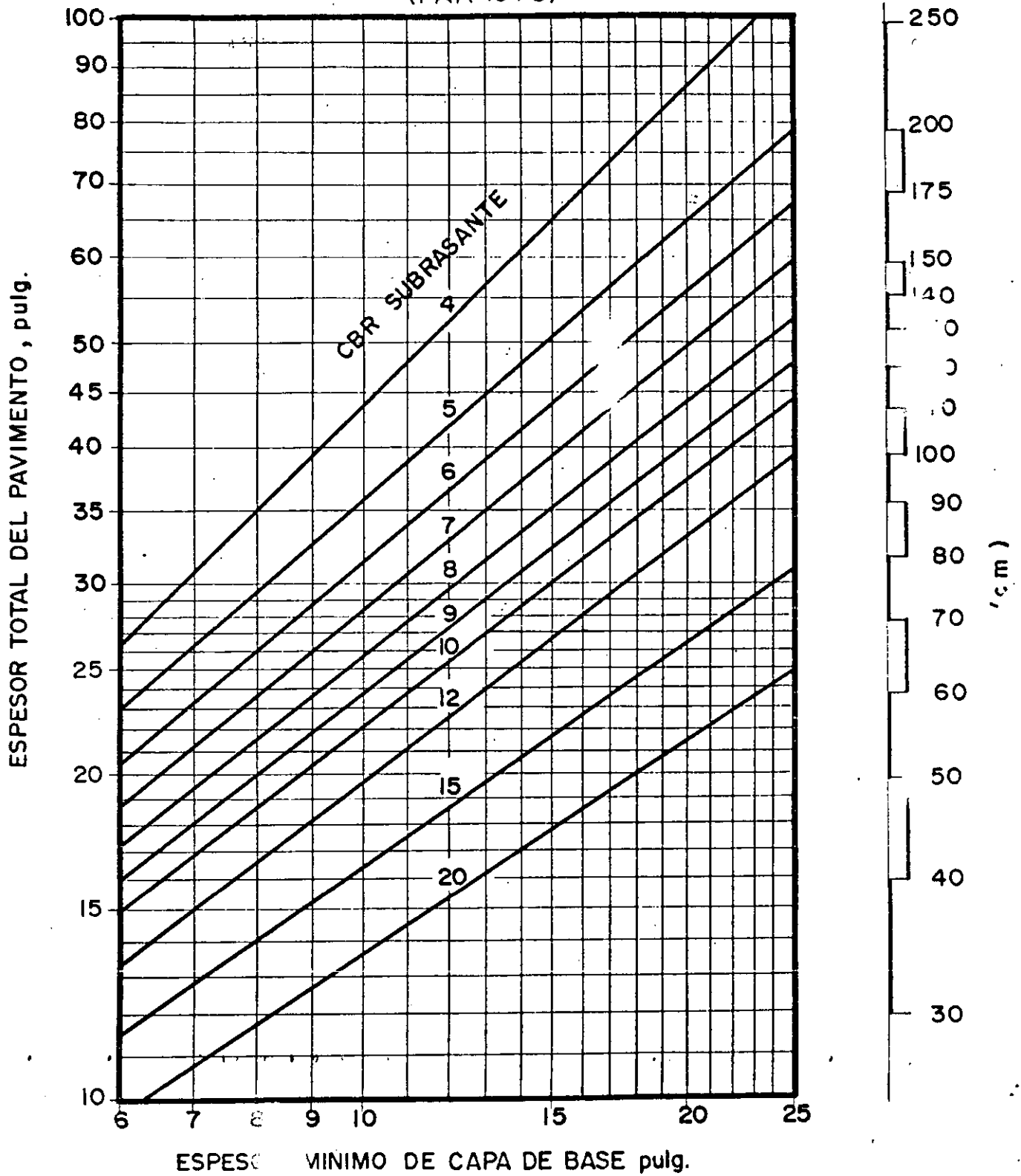
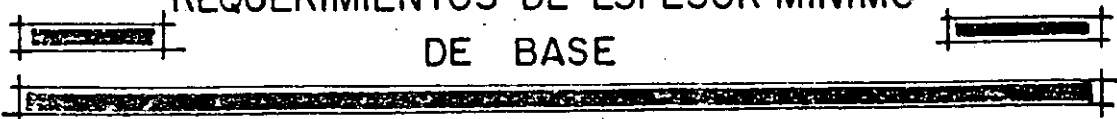
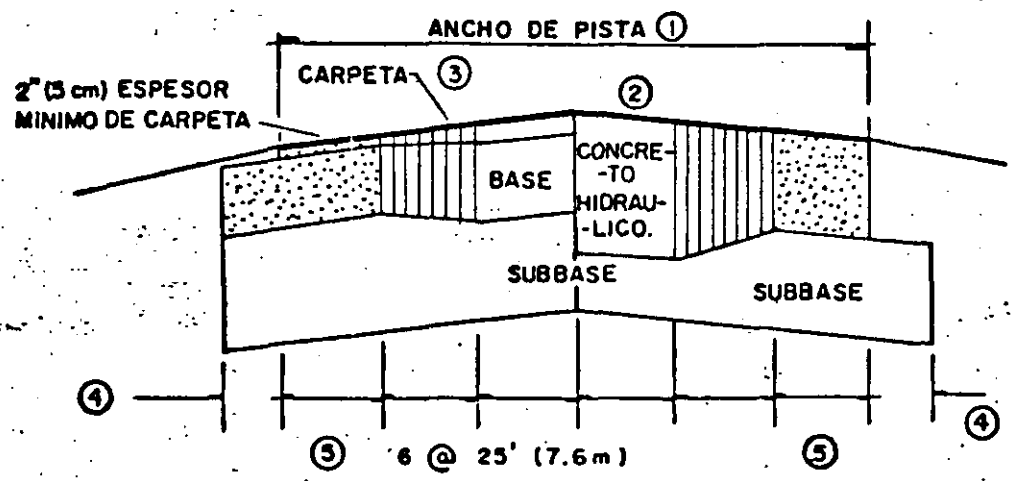
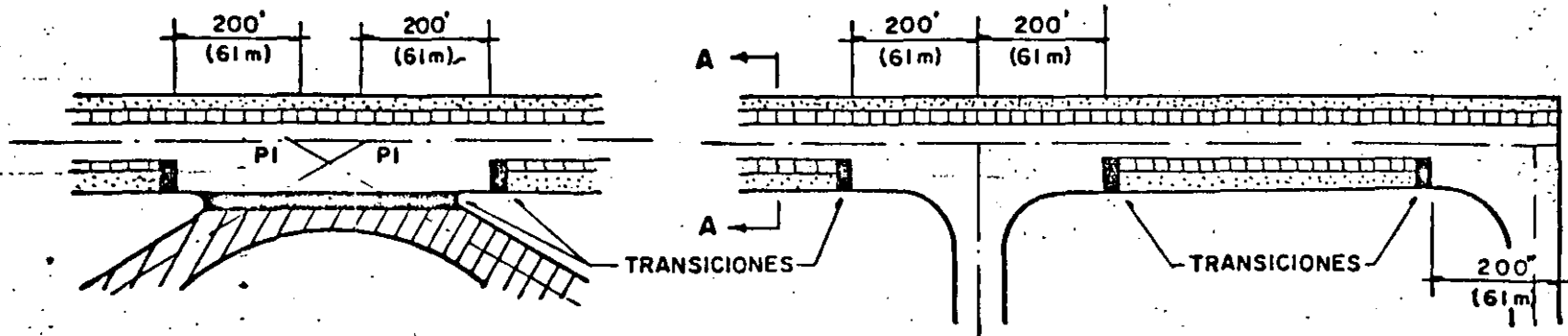


Fig. 2-18

REQUERIMIENTOS DE ESPESOR MINIMO
DE BASE



(FA A-1978)



NOTAS

- ① ANCHO DE PISTA DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ② PENDIENTES TRANSVERSALES DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ③ ESPESOR DE CARPETA, BASE DE CONCRETO HIDRAULICO, ETC. COMO ESTA INDICADO EN LA CARTA DE DISEÑO
- ④ MINIMO 12" (30cm) HASTA 30" (90cm) ADMISIBLE
- ⑤ PARA PISTAS DE ANCHO MAYOR QUE 150' (45.7m) ESTA DIMENSION AUMENTARA.

SIMBOLOGIA

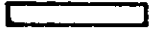



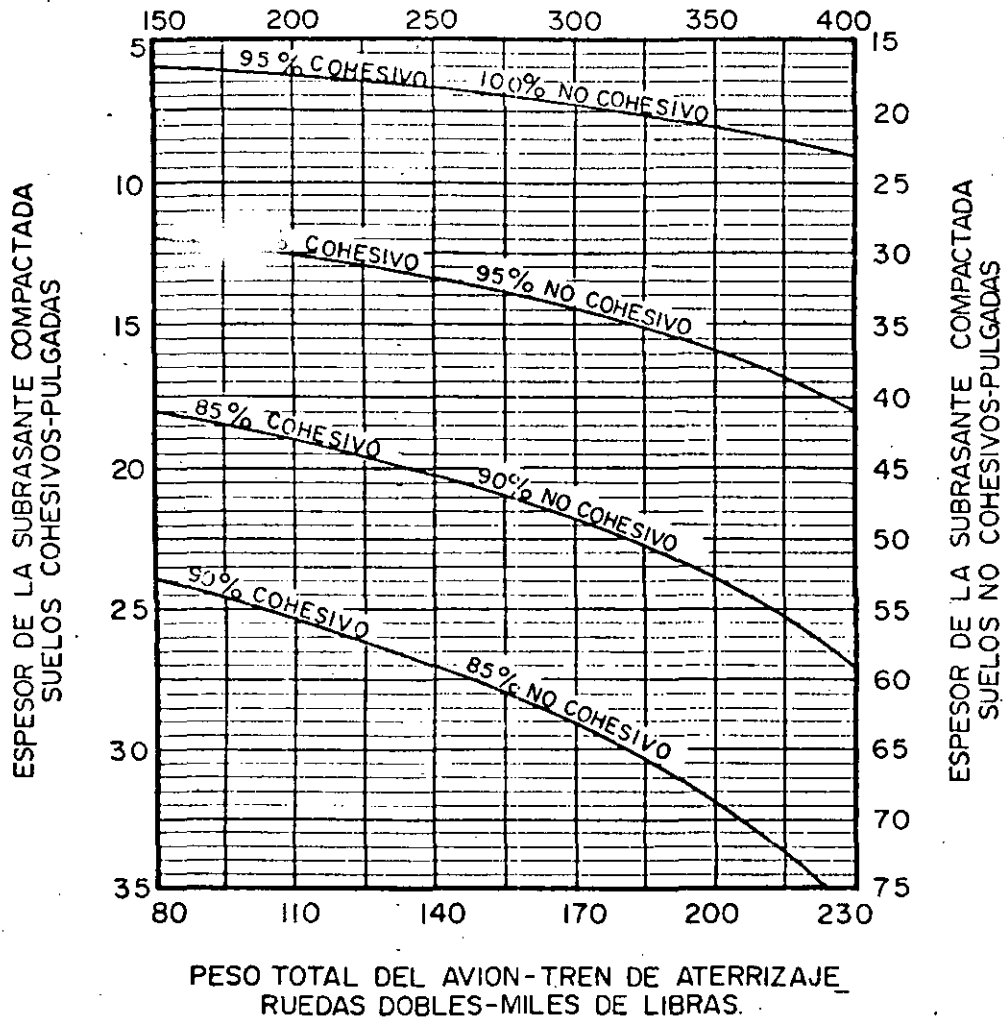
-  ESPESOR = T
-  ESPESOR VARIABLE = T → 0.7 T
-  ESPESOR = 0.9 T
-  ESPESOR = 0.7 T

Fig. 3-2-19. PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS

3.2-21

PESO TOTAL DEL AVION-TREN DE ATERRIZAJE
DOBLE TANDEM-MILES DE LIBRAS.



(FAA-1978)

Fig.3-2-20

REQUERIMIENTOS DE COMPACTACION PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.

NOTAS:

- 1.- Las curvas muestran espesores bajo la subrasante terminada cuyas densidades pueden ser iguales o mayores al porcentaje indicado de la máxima densidad a humedad óptima como se determinó por la prueba de compactación T-611 de la FAA.
- 2.- Para las áreas de terraplén se debe cumplir con el criterio gráfico excepto que la densidad mínima de los suelos colocados en el terraplén debe ser de 90 % para cohesivos y 95 % para no cohesivos y para las 9 pulgadas superiores del terraplén debe ser no menor que 95 % para suelos cohesivos y 100 % para los no cohesivos, de la densidad T-611.
- 3.- La subrasante en áreas de corte presentará las densidades naturales del suelo pudiendo efectuarse lo siguiente: (a) podría ser compactada desde la superficie hasta obtener las densidades requeridas, (b) podría ser removida y remplazada en cuyo caso se deben obtener las densidades mínimas de terraplenes, o (c) cuando la economía y la rasante lo permitan, cubrir con suficiente material seleccionado o de subbase de tal manera que la subrasante sin compactar esté a una profundidad donde sus densidades sean satisfactorias.
- 4.- Para los suelos expansivos, pueden ser aplicadas densidades reducidas.

NOTA:

1 pulg.=2.54 cm.
1 lb. =0.454 kg.

3.2-22

84

TABLA 3-2.2 FACTORES DE EQUIVALENCIA RECOMENDADOS PARA SUBBASES ESTABILIZADAS

	<u>Material</u>	<u>Factor de Equivalencia</u>
P-401,	Carpeta Asfáltica	1.7-2.3
P-201,	Base Asfáltica	1.7-2.3
P-215,	Base Asfáltica colocada en frío	1.5-1.7
P-216,	Base utilizando mezclas elaboradas en el lugar	1.5-1.7
P-304,	Base tratada con cemento	1.6-2.3
P-301,	Base utilizando suelo cemento	1.5-2.0
P-209,	Base con agregados triturados	1.4-2.0
P-154,	Capa de subbase	1.0

Para establecer los factores mostrados arriba, el valor del CBR de la subbase estandar P-154, se consideró de 20.

(FAA - 1978)

TABLA 3-2.3 FACTORES DE EQUIVALENCIA RECOMENDADOS PARA BASES ESTABILIZADAS

<u>Material</u>	<u>Factor de Equivalencia</u>
P-401, Carpeta Asfáltica	1.2-1.6
P-201, Base Asfáltica	1.2-1.6
P-215, Base Asfáltica colocada en frío	1.0-1.2
P-216, Base utilizando mezclas elaboradas en el lugar	1.0-1.2
P-304, Base tratada con cemento	1.2-1.6
P-301, Base utilizando suelo cemento	N/A
P-209, Base con agregados triturados	1.0
P-154, Capa de subbase	N/A

Los factores de equivalencia mostrados arriba consideran un valor de CBR de 80 para P-209

(FAA - 1978)

TABLA 3-2.4 ESPESOR DE PAVIMENTO PARA NUMERO ELEVADO DE SALIDAS EXPRESADO COMO POR CIENTO DEL ESPESOR CORRESPONDIENTE A 25,000 SALIDAS/AÑO.

<u>Salidas/Año</u>	<u>Por ciento del espesor con relación a 25,000 salidas</u>
50,000	104
100,000	108
150,000	110
200,000	112

Los valores dados en la tabla 3.2.4 están basados en extrapolaciones de datos obtenidos por investigación y observaciones de pavimentos en servicio. La tabla 3-2.4, fué elaborada considerando una relación logarítmica entre el por ciento de espesores y salidas.

(FAA - 1978)

3).- Método del Departamento de Transporte de Canadá.-

El método de diseño de pavimentos flexibles del Departamento de Transporte de Canadá, es básicamente un método empírico desarrollado a partir de una exhaustiva investigación de la capacidad de las pistas canadienses por medio de pruebas de placa. Se efectuaron pruebas de placa tanto en la superficie del pavimento como en la base y en la subrasante. Adicionalmente se efectuaron otras pruebas como la de CBR, compresión triaxial, penetrómetro y Viga Benkelman y se correlacionaron entre sí. A partir de esta investigación, dirigida por N. McLeod, se desarrolló la ecuación de diseño:

$$t = K \text{ Log } \frac{P}{S} \quad (3.3.1)$$

donde:

t = Espesor de la estructura de pavimento en términos de un espesor equivalente de una base granular (pulg).

K = Constante de la base, que depende de las dimensiones de la placa y de las propiedades de la base para distribuir la carga por espesor unitario.

P = Capacidad de carga (lb) de la superficie del pavimento aplicada mediante una placa comúnmente de 30" de diámetro) a una deformación dada (comúnmente de 0.5") y a un número dado de repeticiones de carga (comúnmente 10 repeticiones .)

S = Valor soporte de la subrasante (lb), para las mismas condiciones de aplicación de carga para determinar P.

El valor de la constante de la base, K , varía según se muestra en la fig. 3.3.1. Teóricamente el valor de la constante de la base debe aumentar con la profundidad, sin embargo los valores dados son satisfactorios para el rango de espesores normalmente empleados.

La relación empírica entre el soporte de la subrasante a 0.2 pulg. de deflexión y el soporte a cualquier otra deflexión está dada en la fig. 3.3.2. En esta gráfica McLeod proporciona la relación empírica entre el valor soporte de la subrasante en cualquier caso y el valor soporte cuando se prueba la subrasante con placa de 30 pulgadas (76.2 cm) de diámetro y con una deformación de 0.2 pulg. (0.508 cm). Con la relación P/A (perímetro/área) de la llanta y considerando la deformación que ésta produzca en el pavimento (0.5 pulg. es un valor usual), es decir, usando la curva correspondiente a esta deformación, se puede encontrar la relación mencionada.

Los requerimientos de espesores para varias cargas de rueda sencilla y para varios valores de soporte de la subrasante se basan en cálculos utilizando la ecuación de diseño 3.3.1. Las figs. 3.3.3 a 3.3.6 muestran gráficas de diseño en función del valor soporte de la subrasante obtenido con placa de 30" de diámetro, 0.5 pulg. de deflexión y 10 repeticiones de carga. Los espesores obtenidos están en función de espesores equivalentes, es decir, el espesor equivalente considera al pavimento formado por una so

3.3-3

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO

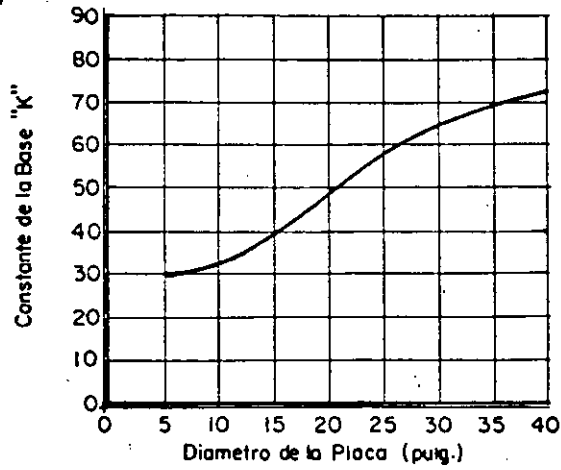


Fig. 3-3-1 Influencia del diametro de la placa en el valor de K para
diseño de pavimentos flexibles con la ecuación $T = K \text{ Log } \frac{P}{S}$
 (de Mc Leod. 1956)

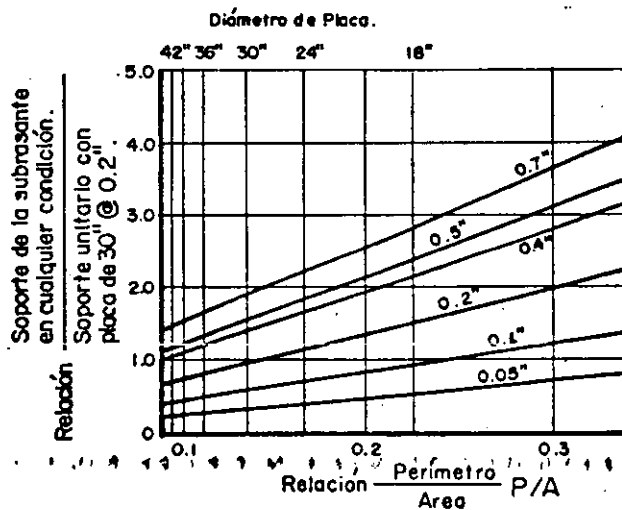


Fig. 3-3-2 Relaciones de soporte de la subrasante.
 (de Mc Leod. 1956)

M. EW ING, FRANCISCO FERNANDO RODRIGUEZ LAZO

Valor soporte de la subrasante (Libras) Placa de 30" de diámetro 0.5" de deflexión - 10 repeticiones de carga.

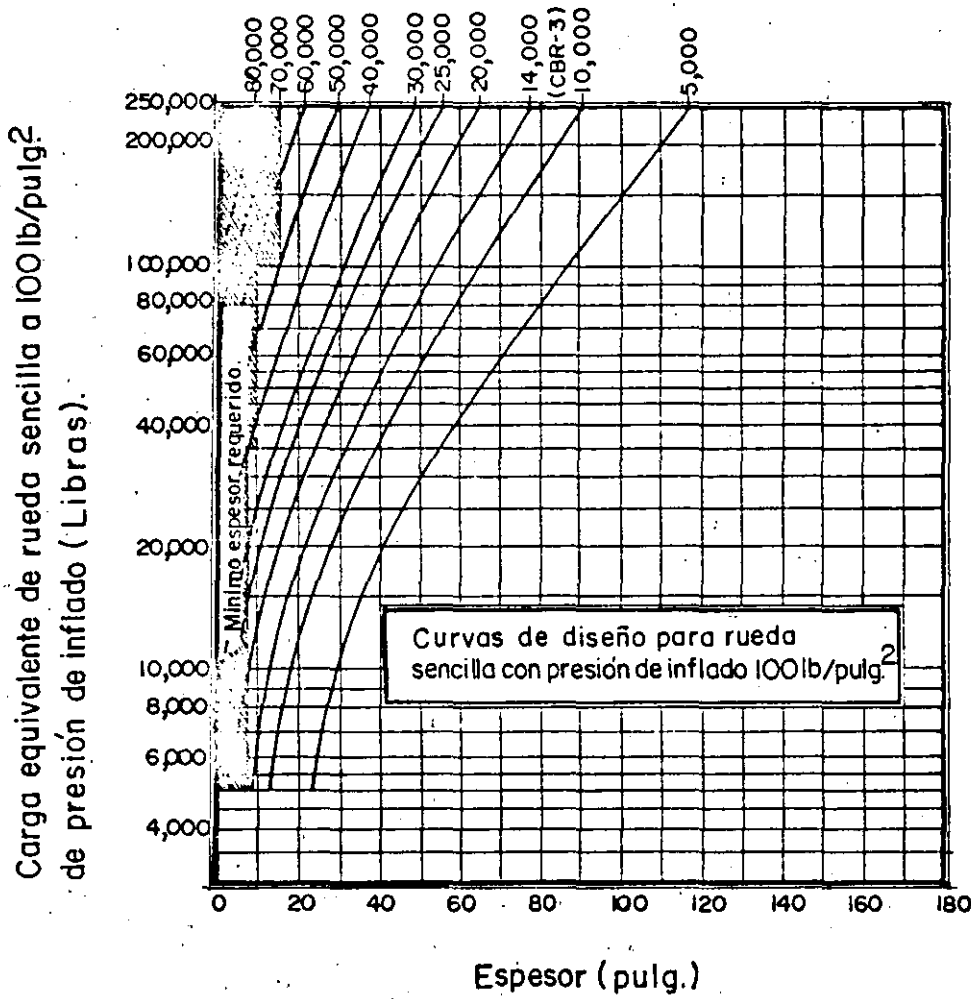
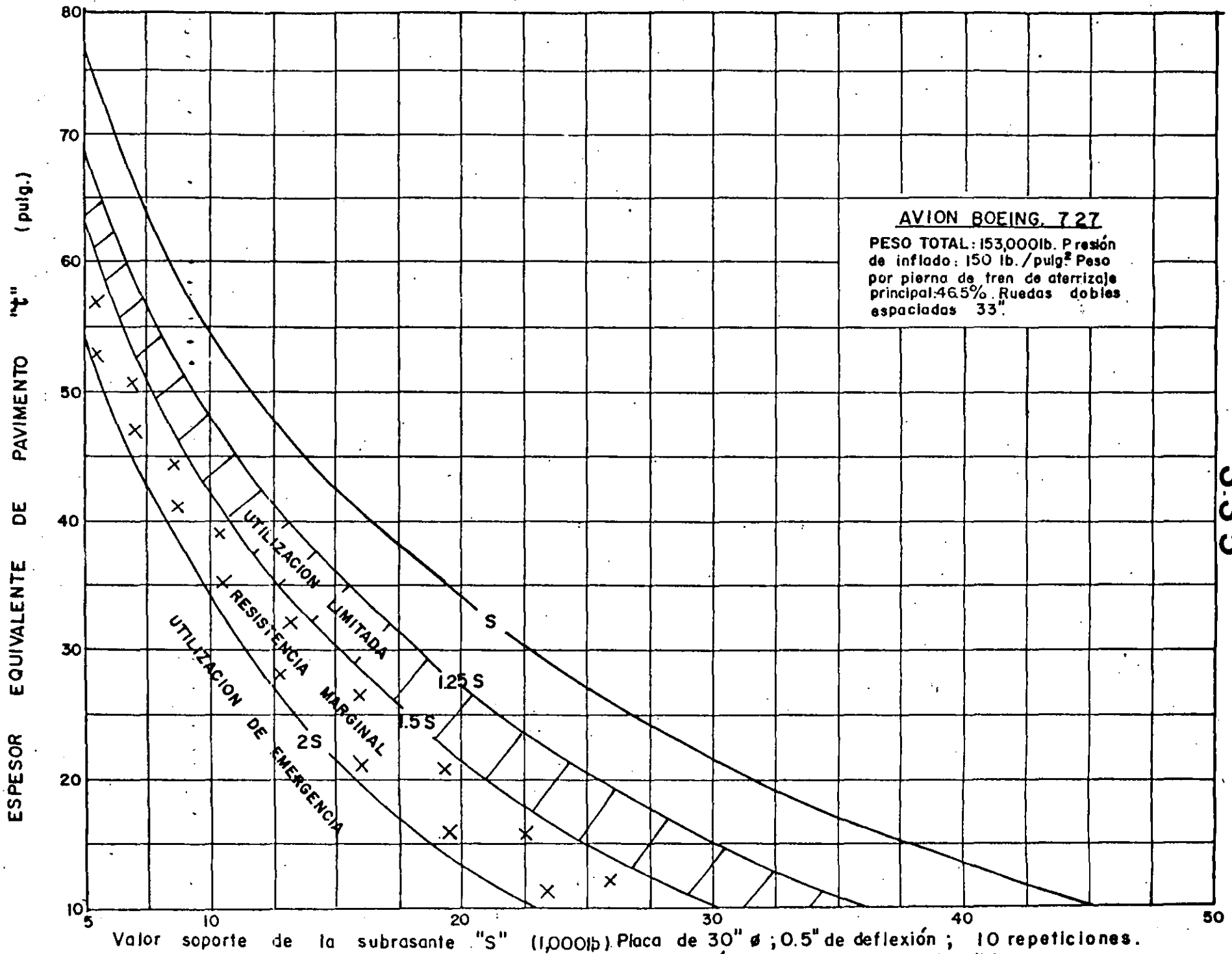


Fig. 3.3-3 Carta de diseño de pavimentos flexibles (Mc Leod 1956)



AVION BOEING 727
 PESO TOTAL: 153,000lb. Presión de inflado: 150 lb./pulg.² Peso por pierna de tren de aterrizaje principal: 46.5%. Ruedas dobles espaciadas 33".

Valor soporte de la subrasante "s" (1,000lb) Placa de 30" ø ; 0.5" de deflexión ; 10 repeticiones.

Fig. 3-3.4 Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.

(Departamento de transporte de Canadá. 1969)

3.3-5

92

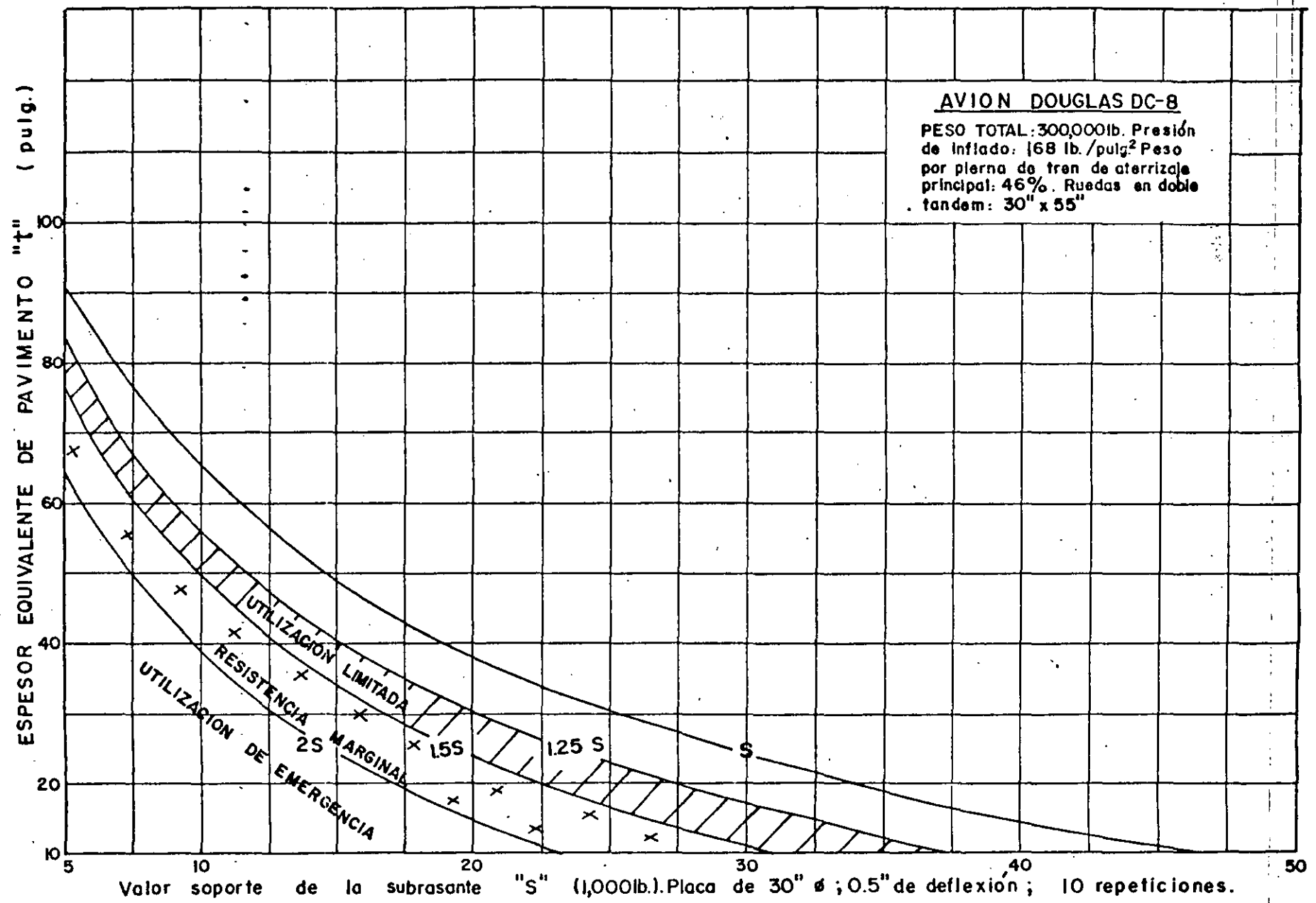


Fig. 3-35 Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.

(Departamento de transporte de Canadá. 1969)

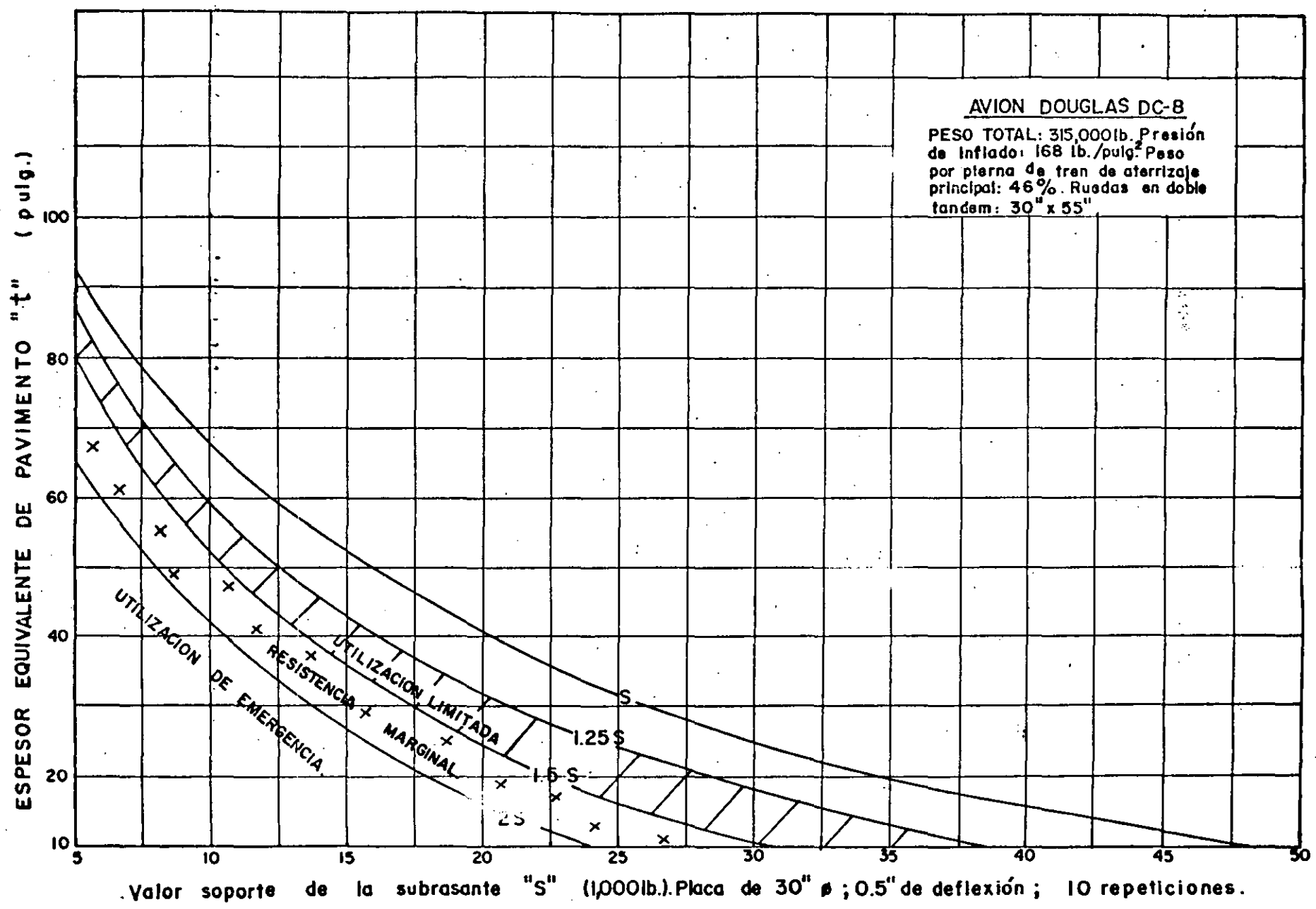


Fig.3-3.6 Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.
 (Departamento de transporte de Canadá. 1969)

Tabla 3.3.1

(Departamento de Transporte de Canadá. 1969)

<u>Material</u>	<u>Espesor equivalente de base granular.</u>
Concreto asfáltico de alta calidad.	2
Concreto asfáltico de pobre calidad.	1½
Base de macadam (hidráulica)	1½
Base de grava triturada o roca triturada.	1
Base granular.	1

Tabla 3.3.2Espesores mínimos recomendados.

(Departamento de Transporte de Canadá. 1969)

Material	Presión de neumáticos del avión de diseño (lb./pulg. ²)			
	Menos de 60	Menos de 100	100 a 149	150 a 199
Concreto asfáltico.	2 pulg.	2.5 pulg.	3.5 pulg.	4 pulg.
Base de grava triturada o roca triturada.	6 pulg.	9 pulg.	9 pulg.	12 pulg.

la capa de base granular. En la tabla 3.3.1 se indican las equivalencias de espesor de los diferentes materiales que pueden constituir un pavimento flexible. En la tabla 3.3.2 se especifican los espesores mínimos de carpeta y base.

La fig. 3.3.7 presenta la relación entre los valores de capacidad de la subrasante de varios métodos de prueba. Dichas relaciones son para suelos cohesivos.

La fig. 3.3.8 muestra la relación, obtenida por el Departamento de Transporte de Canadá en 1960, entre los valores de deflexión medida con Viga Benkelman y la capacidad de carga de placa (de 30" de diámetro, a 0.5 de deflexión y a 10 repeticiones); la fig. 3.3.8.A, muestra una relación obtenida posteriormente, también por el Departamento de Transporte de Canadá, con base en 1251 observaciones, para los dos métodos de evaluación mencionados.

Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg. ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg. ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.2" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 10 20 30 40 50 60 70
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg. ²) con placa de 12" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg.) con placa de 12" de diámetro, a 0.2" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 20 40 60 80 100 120 140 160
* Módulo de reacción de la subrasante "K" (lb./pulg. ³) con placa de 30" de diámetro, a 0.05" de deflexión, a 1 repetición de carga.	0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 600 650
* CBR In situ (no saturado)	0 2 3 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28
* Penetrómetro Housel. No. de golpes para 6" de penetración.	0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65

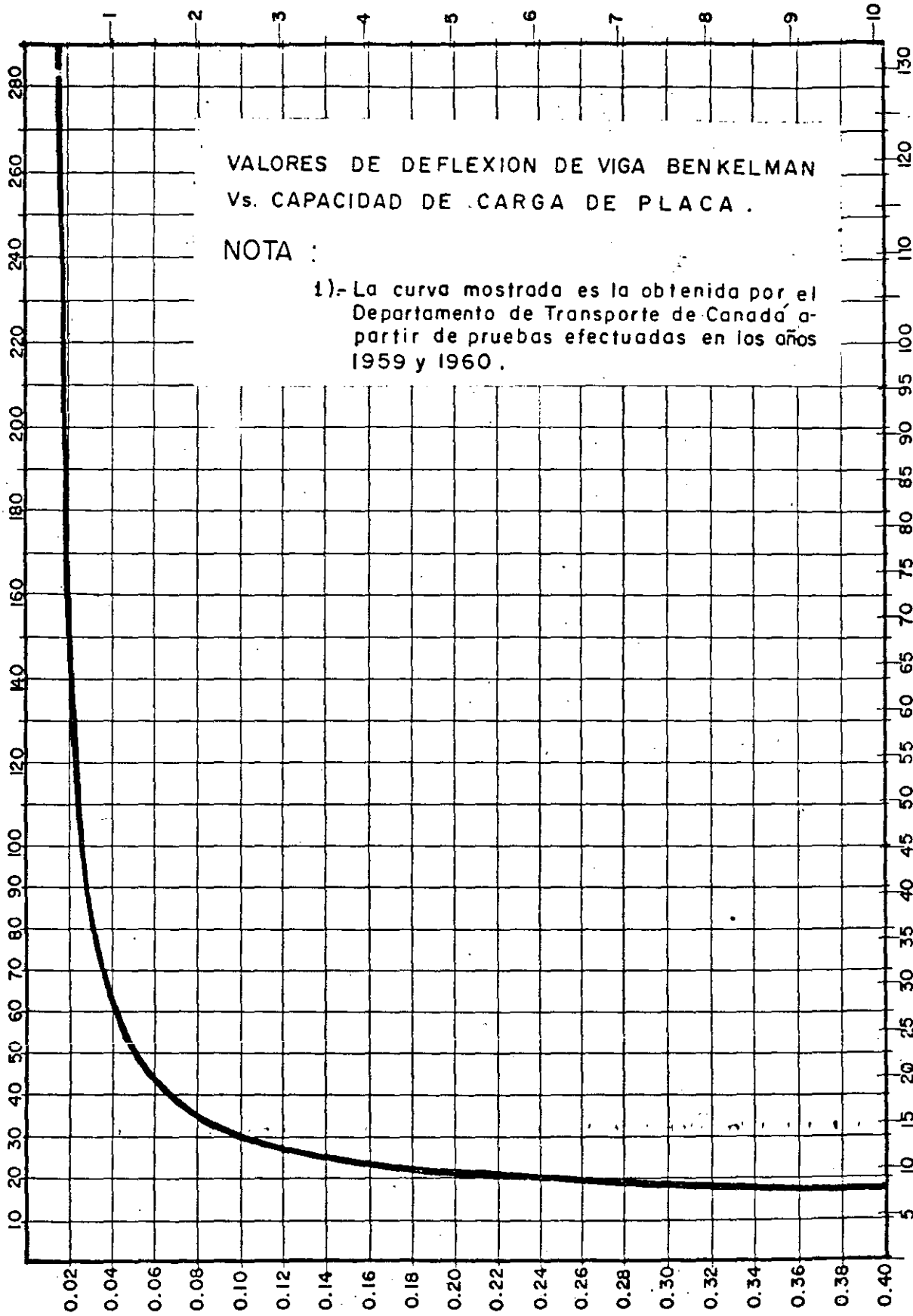
* Valor promedio a una profundidad de 2pies de la subrasante.

Fig. 3-3-7 Relaciones entre las medidas de capacidad de la subrasante indicadas por
varios métodos de prueba (para suelos cohesivos) .

(Departamento de transporte de Canadá - 1969)

DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN (m.m.) (Δ)

CARGA EN PLACA DE 30" \varnothing (1000 lbs.)
A 0.5" DEFLEXION - 10 REPETICIONES



VALORES DE DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN
Vs. CAPACIDAD DE CARGA DE PLACA .

NOTA :

1).- La curva mostrada es la obtenida por el
Departamento de Transporte de Canada a-
partir de pruebas efectuadas en los años
1959 y 1960 .

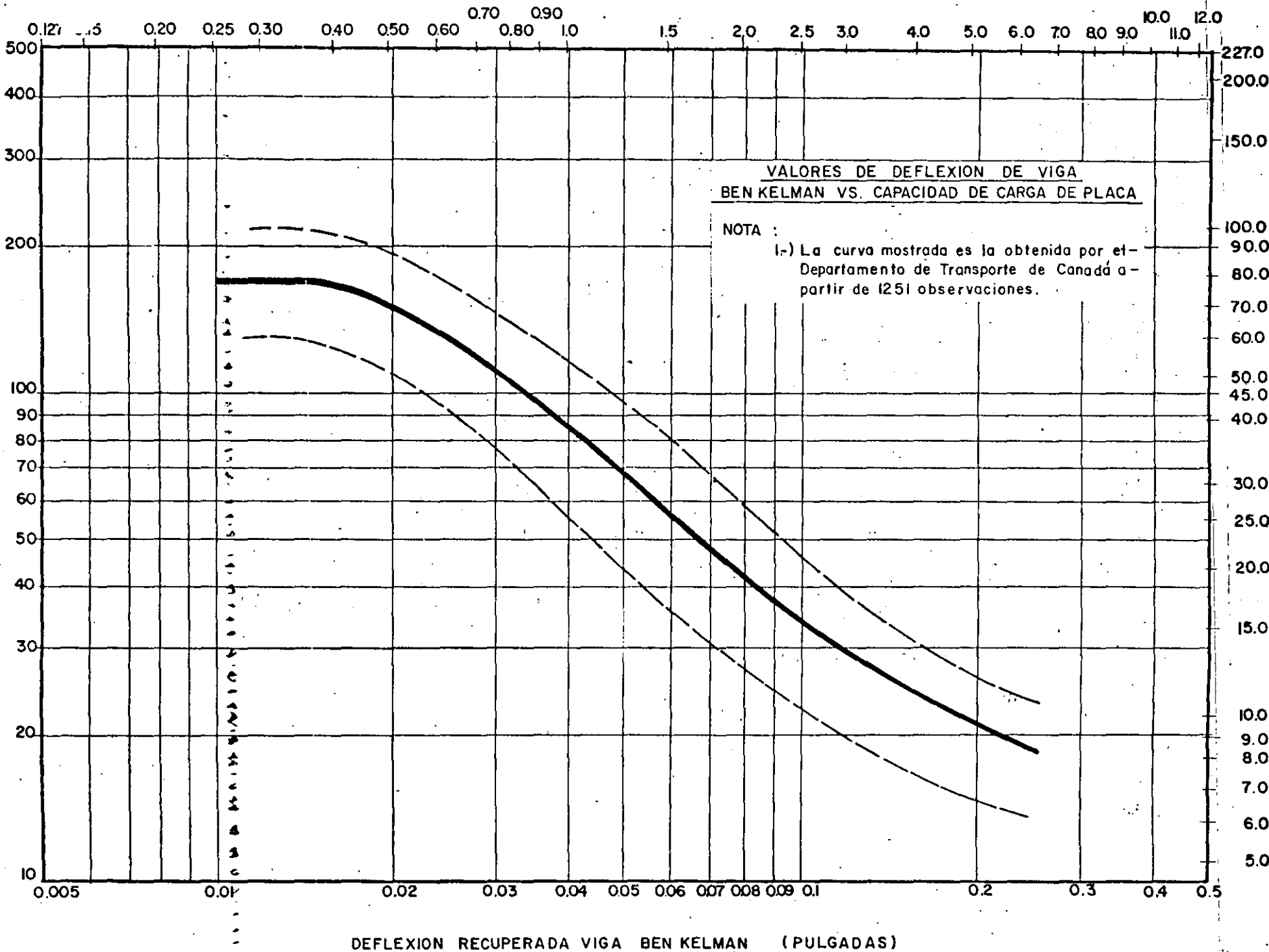
CARGA EN PLACA DE 76.2 cm \varnothing (1000Kg)
A 1.27 cm DEFLEXION - 10 REPETICIONES.

DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN (Pulgadas.) (Δ).

Fig. 3 - 3-8

CARGA EN PLACA DE 30" Ø - 0.5" DEFLEXION - 10 REPETICIONES (KIPS)

DEFLEXION RECUPERADA VIGA BEN KELMAN (m.m.)



CARGA EN PLACA DE 76.2 cm (30") Ø - 1.27 cm (0.5") DEFLEXION - 10 REPETICIONES (1000 Kg.)

3.3-12

Fig. 3 - 3.9

4).- Método del Instituto del Asfalto.-

En el año de 1973 el Instituto del Asfalto publicó su nuevo método de diseño de pavimentos flexibles denominado " Full - Depth " o pavimento integral. En contraste con la mayoría de los métodos de diseño de pavimentos flexibles para aeropuertos, este método utiliza el concepto de análisis de tráfico mezclado, en lugar de utilizar el concepto de avión crítico o avión de diseño.

El avión estandar utilizado en este método es el DC-8-63F con peso máximo de 162,000 kg (358,000 lb).

El método se basa en la teoría de que el pavimento es un sistema elástico multicapas y que cuando se le aplica una carga se producen dos tipos de esfuerzos críticos:

- Un esfuerzo horizontal por tensión, E_t , en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico (ver fig.3.4.1).
- Un esfuerzo vertical por compresión, E_c , en la parte superior de la subrasante.

3.4-2

ML. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZAR

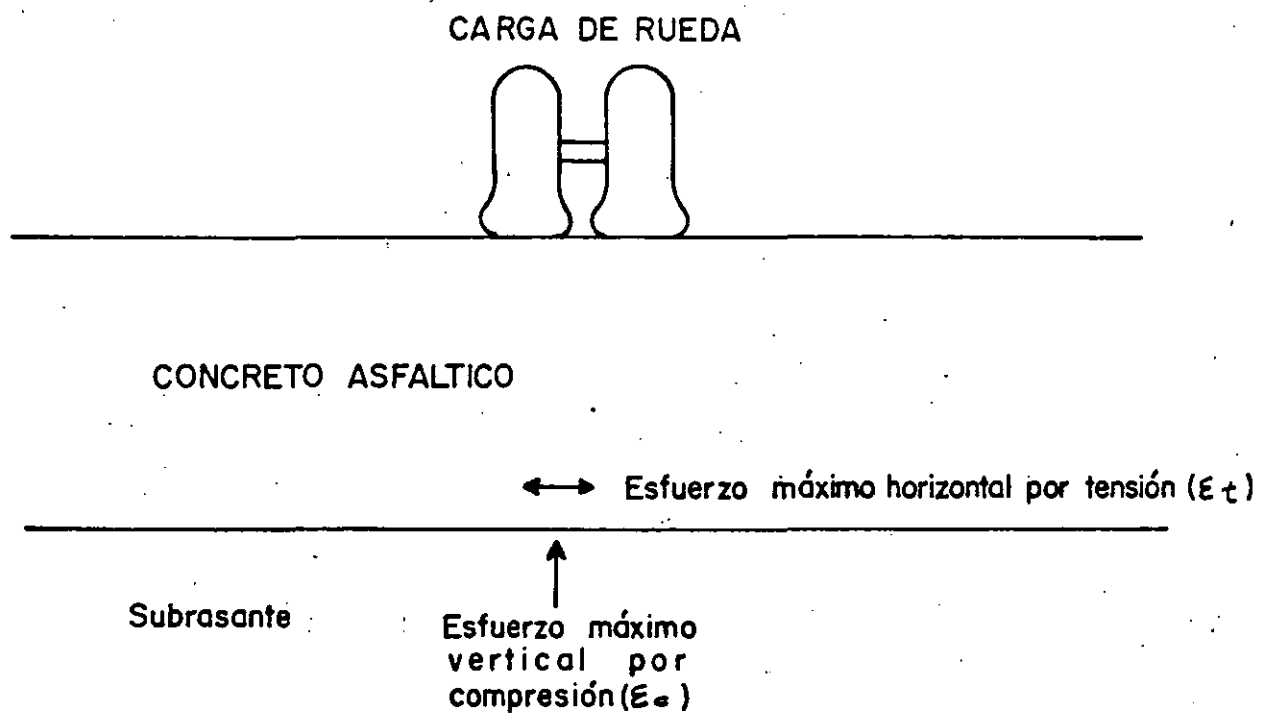


Fig.3-4.1 Localización y dirección de los esfuerzos de tensión y compresión en un pavimento integral de asfalto. (Instituto del Asfalto).

Mayor temperatura \Rightarrow Menor $|E_c| \Rightarrow$ Mayor ϵ_c
 Menor temperatura \Rightarrow Mayor $|E_c| \Rightarrow$ Mayor ϵ_t

$|E_c|$: Módulo de elasticidad del concreto asfáltico.

Cada uno de los esfuerzos debe ser examinado por separado en el procedimiento de diseño. Las gráficas de diseño de espesores de pavimento (fig.3.4.2 y 3.4.3) han sido elaboradas considerando los módulos de elasticidad críticos del concreto asfáltico, $|E_a|$, ya que dependen de la temperatura . A mayor temperatura del pavimento, menor módulo de elasticidad del concreto asfáltico, y por tanto mayor esfuerzo vertical por compresión en la subrasante (E_c). A menor temperatura del pavimento, mayor módulo de elasticidad del concreto asfáltico, y por tanto mayor esfuerzo horizontal de tensión en la capa de concreto asfáltico (E_t). Cuando la temperatura media anual se incrementa, el espesor de pavimento T_a , también se incrementa para satisfacer los requerimientos de deformación. Por otro lado se requieren mayores espesores de pavimento en climas fríos para satisfacer el criterio de agrietamiento por fatiga.

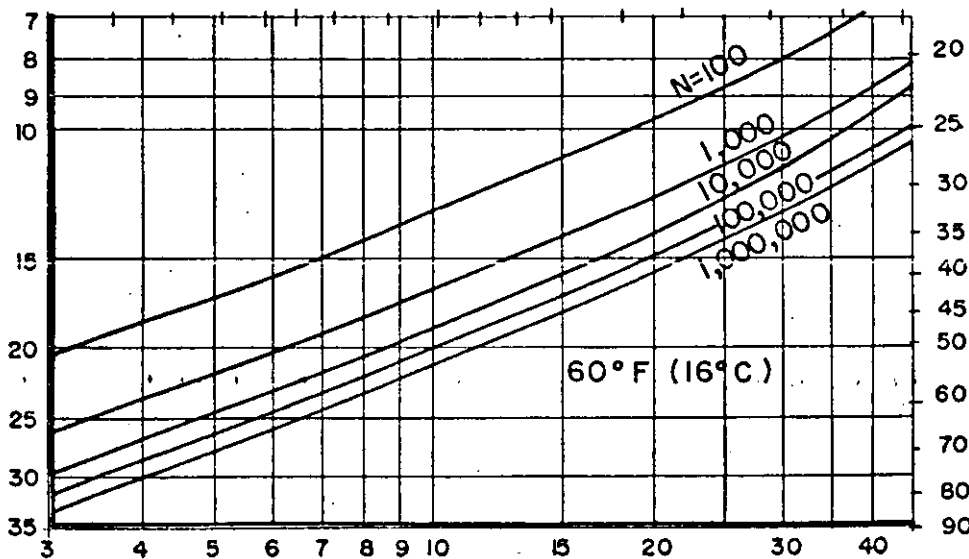
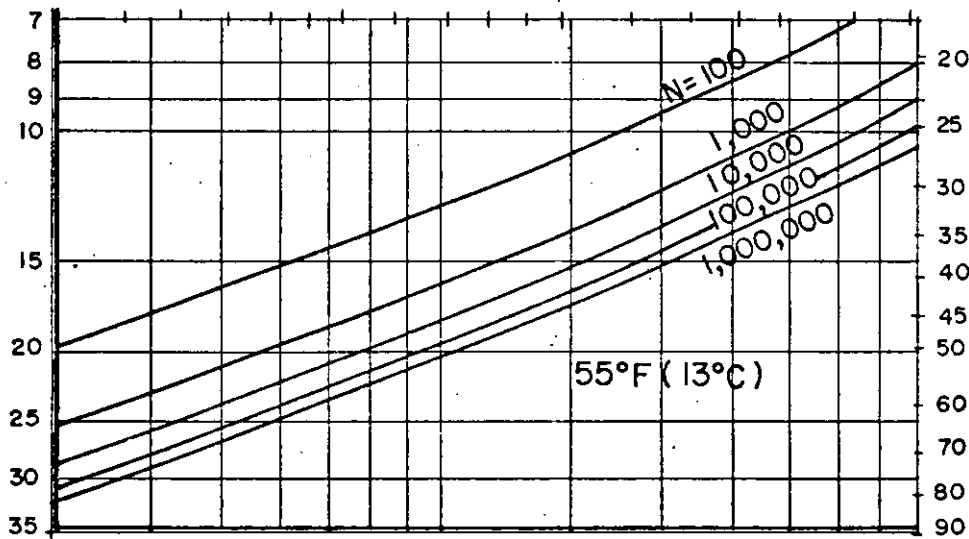
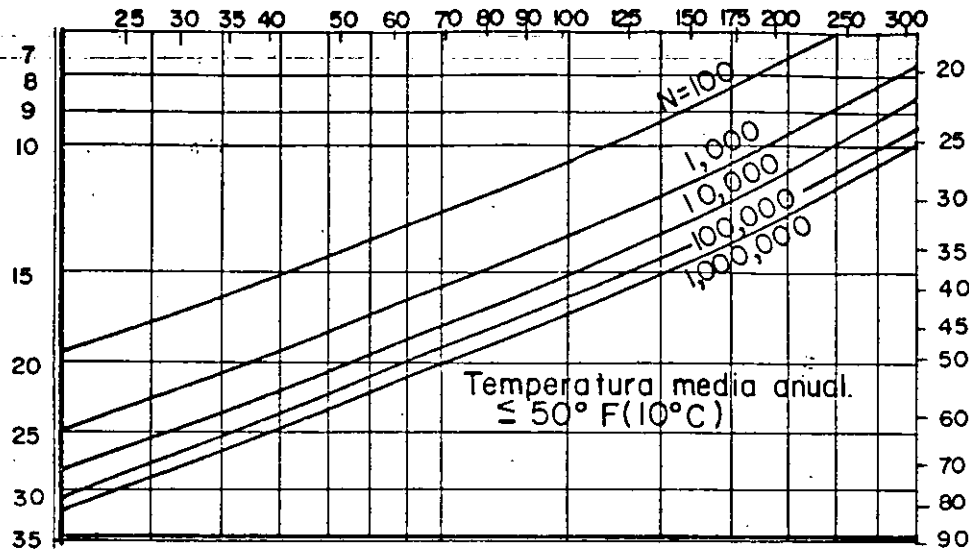
Para determinar el espesor de pavimento se requiere conocer el módulo de elasticidad de la subrasante, E_s , la temperatura media anual y la mezcla de tráfico prevista.

El módulo de elasticidad de la subrasante, E_s , se puede determinar de tres pruebas:

- Por medición directa de la prueba del módulo de resiliencia (o módulo elástico), M_r , que puede ser sustituido directamente en el diseño como E_s . El módulo de resiliencia se de-

E_s (Módulo de Elasticidad de la subrasante)(1000KN/m²)

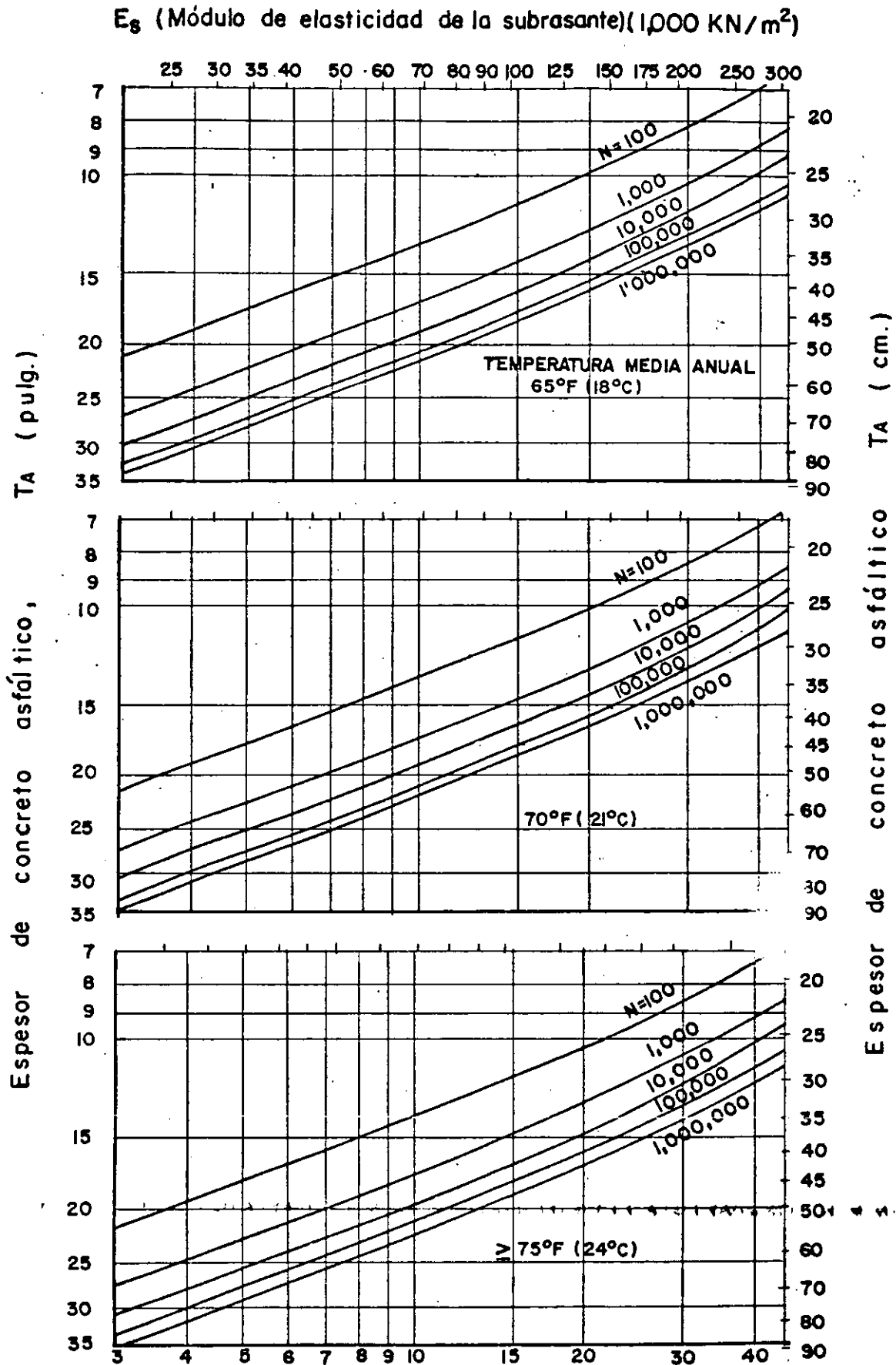
Espesor de concreto asfáltico, T_a (pulg.)



Espesor de concreto asfáltico, T_a (cm.)

E_s (Módulo de Elasticidad de la subrasante) (1,000 lb/pulg²)

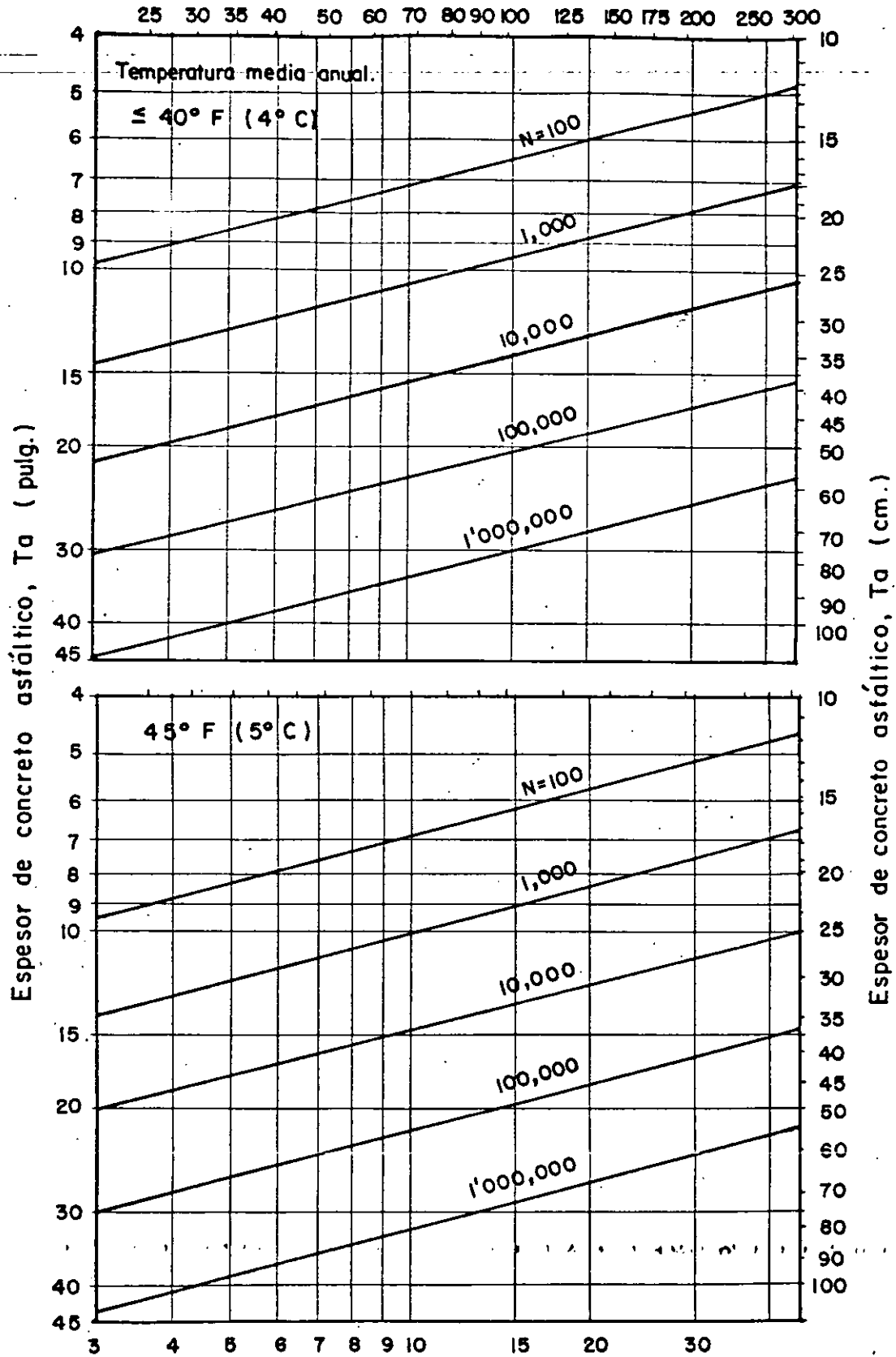
FIG. 3.4-2 Espesor de pavimento para limitar el esfuerzo vertical por compresión en la subrasante, E_c , bajo repeticiones de carga de DC-8-63 F para diferentes ambientes (Instituto del asfalto. 1973).



E_s (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 lb./pulg²)

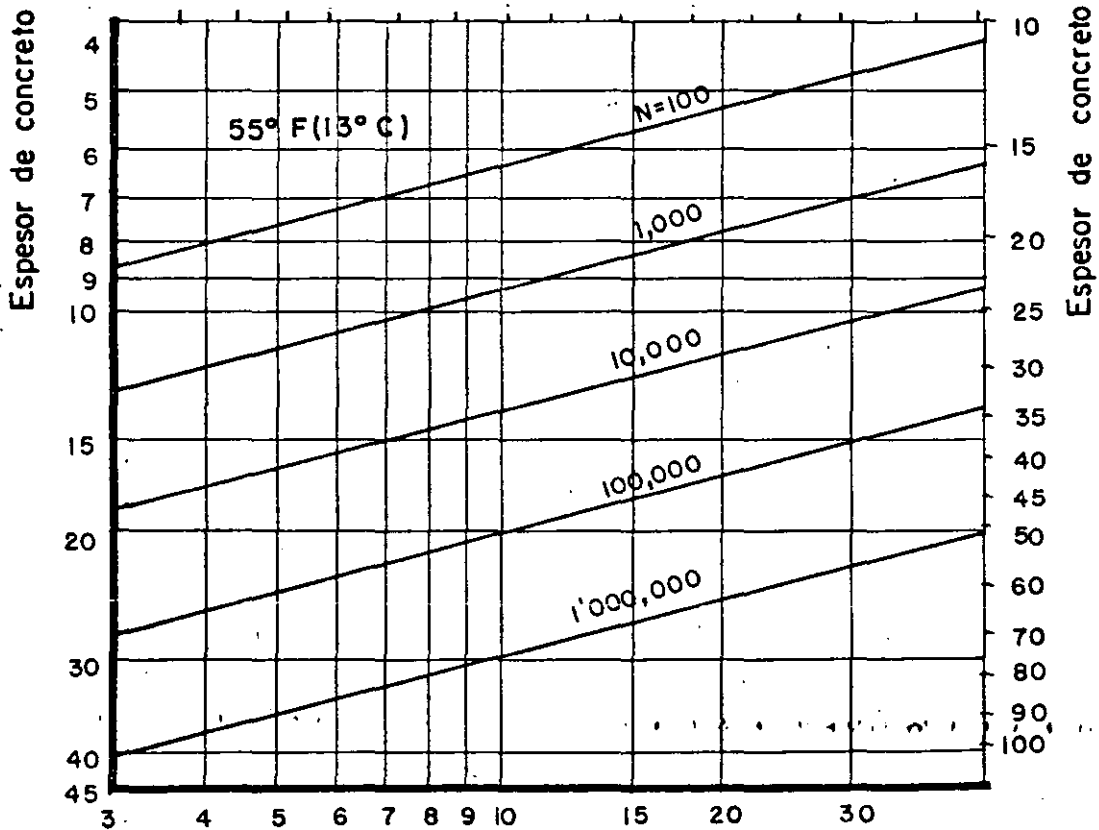
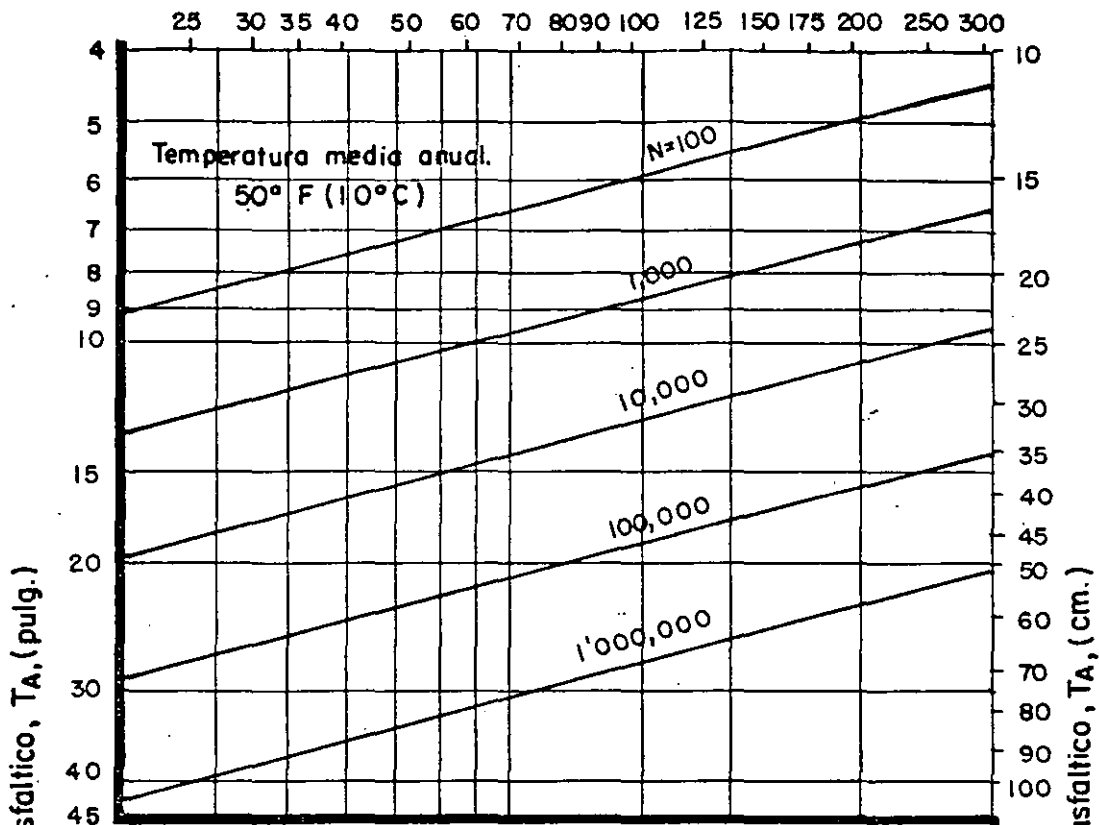
Fig.3 -4.2 (Continuación) Criterio: E_c

Es (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 KN/m²)



Es (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 lb./pulg²)

Fig.3-4-3 Esesor de pavimento para limitar el esfuerzo horizontal por tensión en el concreto asfáltico, E_t , bajo repeticiones de carga de DC-8-63 F para diferentes ambientes.



Es (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 lb./pulg²)

Fig 3-4-3

(Continuación). Criterio: ϵ_t .

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO

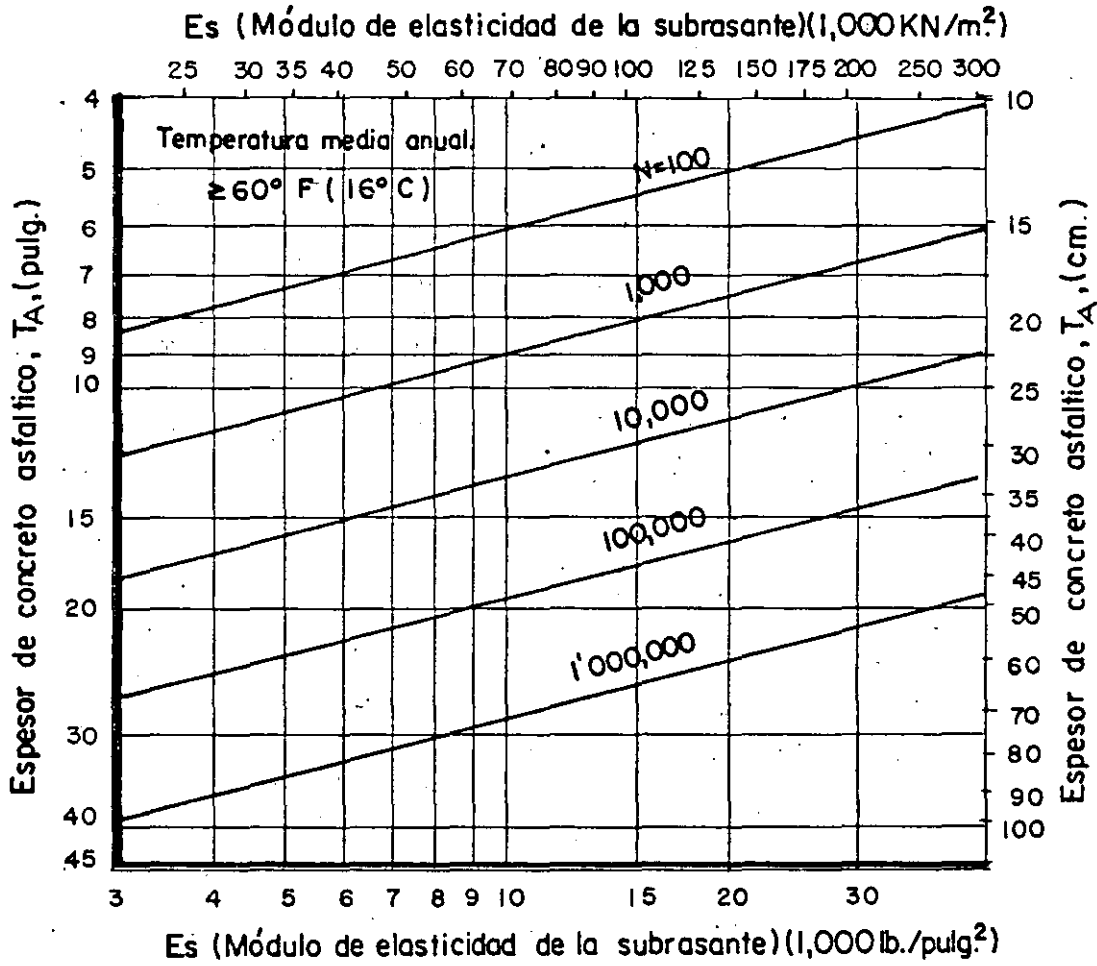


Fig. 3-4-3 (Continuación) Criterio Et.

termo por medio de la aplicación de cargas repetidas en la prueba de compresión triaxial.

— Por aproximación a partir de la prueba CBR:

$$E_s \text{ (lb/pulg.}^2 \text{)} = 1,500 \text{ CBR}$$

$$E_s \text{ (KN/m}^2 \text{)} = 10,342 \text{ CBR}$$

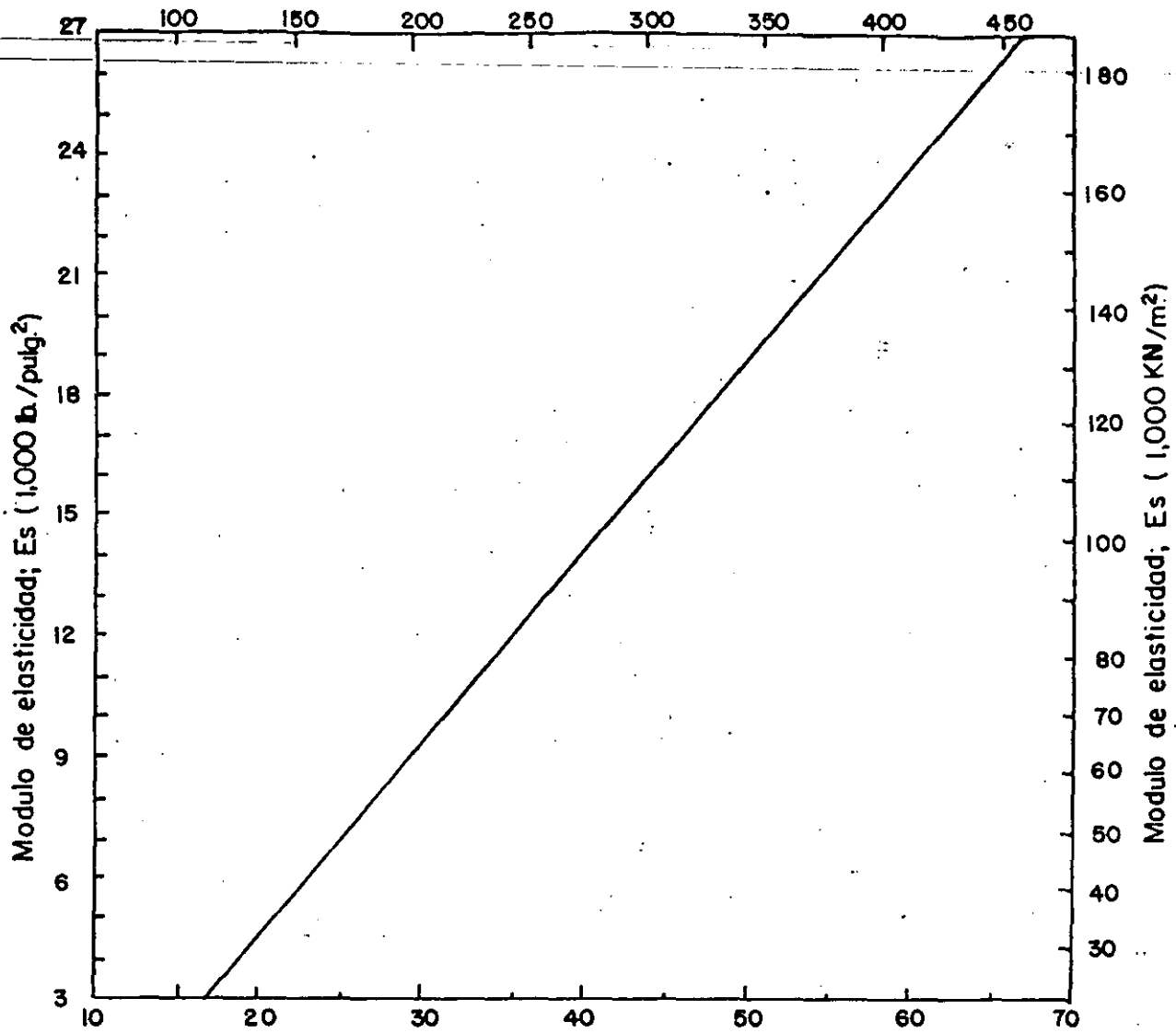
— Por aproximación a partir de prueba de placa de 30" de diámetro, 0.5 pulg. de deflexión y 10 repeticiones de carga. La relación se indica en la fig.3.4.4

Se puede también obtener el valor de E_s , en forma aproximada, a partir de la clasificación de suelos de la FAA, como se indica en la tabla 3.4.1

El procedimiento de diseño está indicado en el diagrama de flujo mostrado en la fig.3.4.5 y los pasos para determinar el espesor de diseño del pavimento se muestran esquemáticamente en la fig. 3.4.6

Esencialmente el procedimiento de diseño consiste en determinar:

- El volumen de tráfico admisible, N_a , que es el número de repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63-F que una capa de concreto asfáltico, de espesor especificado, puede soportar apoyado en una subrasante con un determinado módulo de elasticidad y en determinadas condiciones ambientales del lugar.
- El tráfico previsto, N_p , que es el número de repeticiones de e_



Valor soporte (lb./pulg.²) (placa de 30" Φ ; 0.5" de deflexión; 10 repeticiones)

Fig. 3-4-4 Relación aproximada entre el valor soporte de placa y el módulo de elasticidad, E_s . (Instituto del asfalto).

Tabla 3-4-1

CLASIFICACION FAA	E_s (psl.)	E_s (KN/m ²)	CLASIFICACION FAA	E_s (psl.)	E_s (KN/m ²)
F 10	5,500	37,900	F 4	14,600	100,700
F 9	6,500	44,800	F 3	16,600	114,500
F 8	7,700	53,100	F 2	19,900	137,200
F 7	8,900	61,400	F 1	22,700	156,500
F 6	10,800	74,500	F a	31,000	213,700
F 5	12,600	86,900			

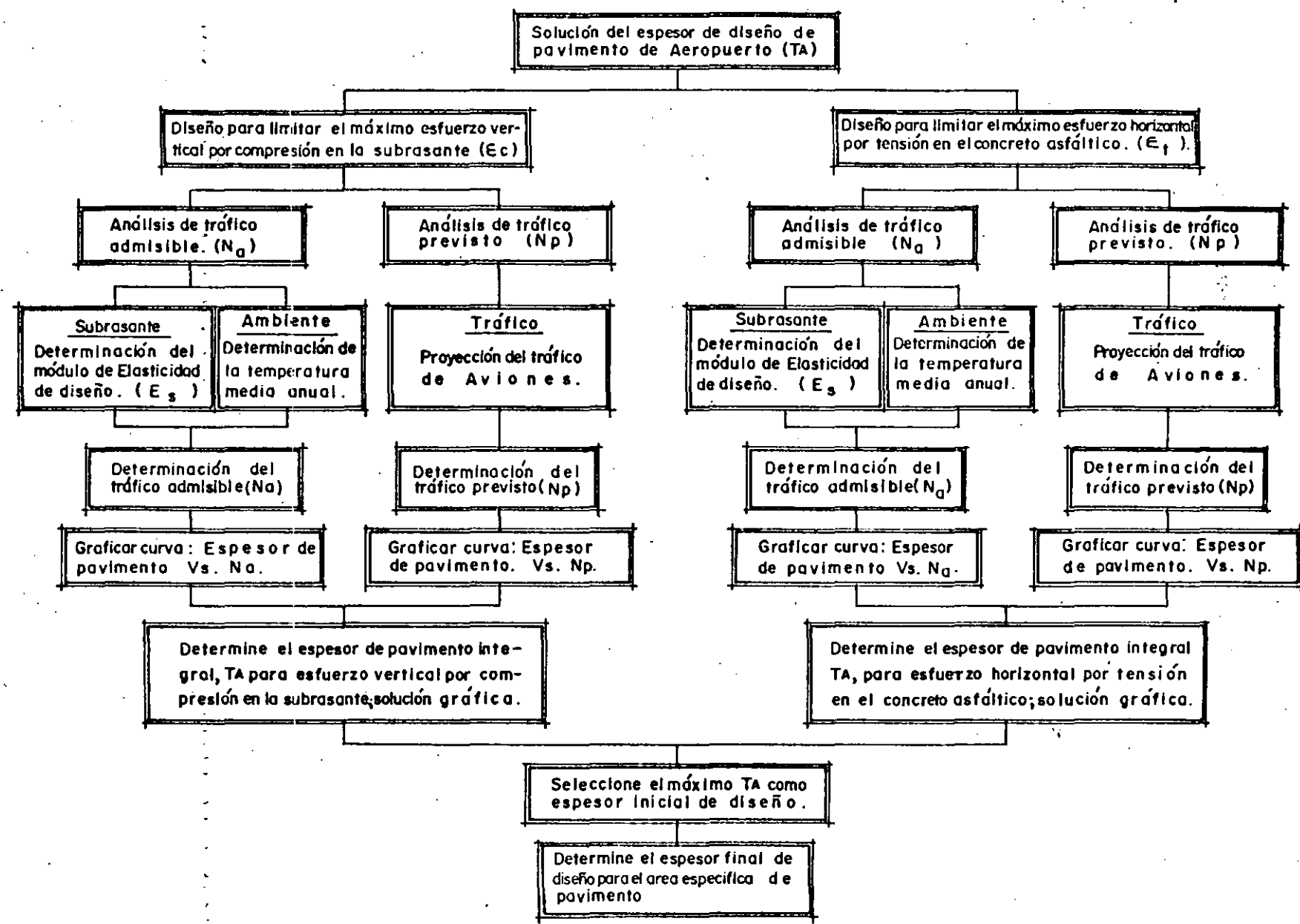
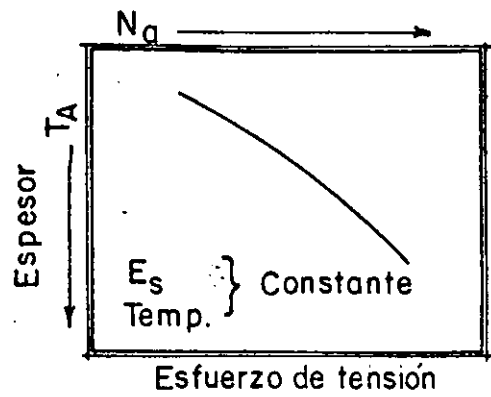
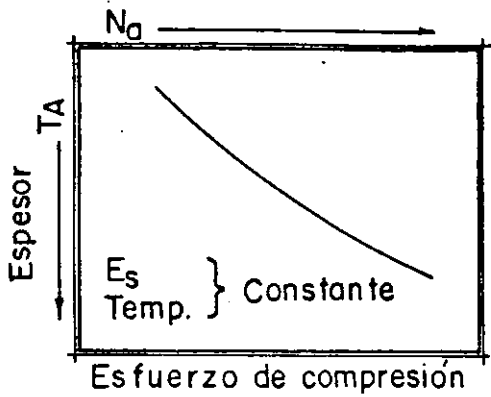
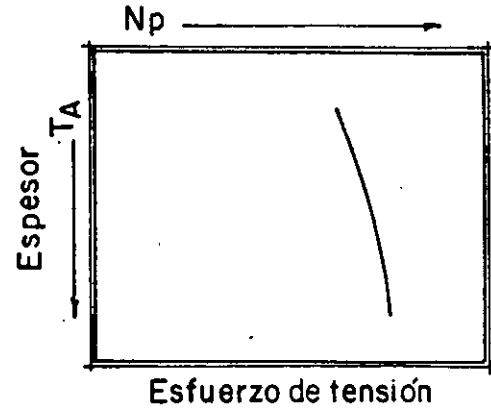
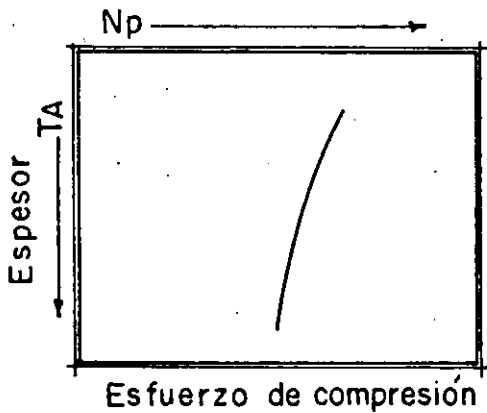


FIG. 3.4-5 Diagrama de flujo para diseño de pavimentos de Aeropuertos (Instituto del asfalto. 1973).

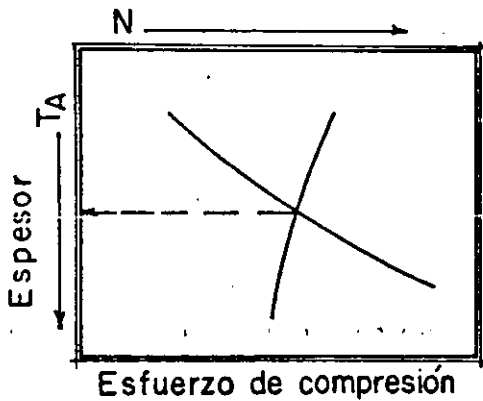
Análisis de tráfico admisible
 Repeticiones admisibles de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



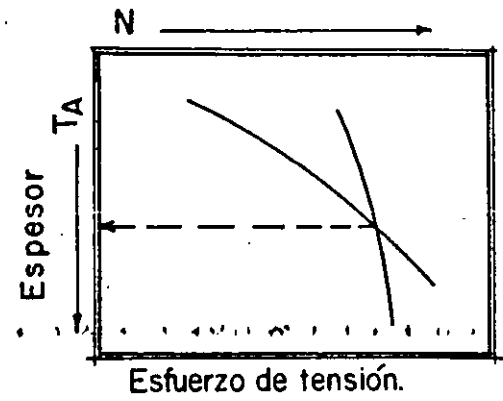
Análisis de tráfico previsto
 Repeticiones previstas de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



Solución gráfica para obtener el espesor de diseño (T_A)
 Repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



Parte superior de la subrasante



Parte inferior del concreto asfáltico

FIG. 3.4-6 Pasos para determinar el espesor de diseño. (Instituto del Asfalto. 1973)

fuerzas equivalentes de DC-8-63-F, basado en las proyecciones de tráfico de aviones, que se espera ocurra durante la vida de — diseño del pavimento.

— El espesor de concreto asfáltico, T_a , requerido para satisfacer el criterio de esfuerzos para los parámetros de proyecto establecidos. El espesor se determina por medio de una solución gráfica simultánea de N_a y N_p como se indica en la fig. 3.4.6. La zonificación de espesores de pavimento de un aeropuerto en función del espesor T_a se indica en las figs. 3.4.7 y 3.4.8.

Las figs. 3.4.9 a 3.4.12, muestran algunas de las gráficas de equivalencia que presenta el Instituto del Asfalto para transformar el número de movimientos de cada avión a número de movimientos equivalentes de DC-8-63-F.

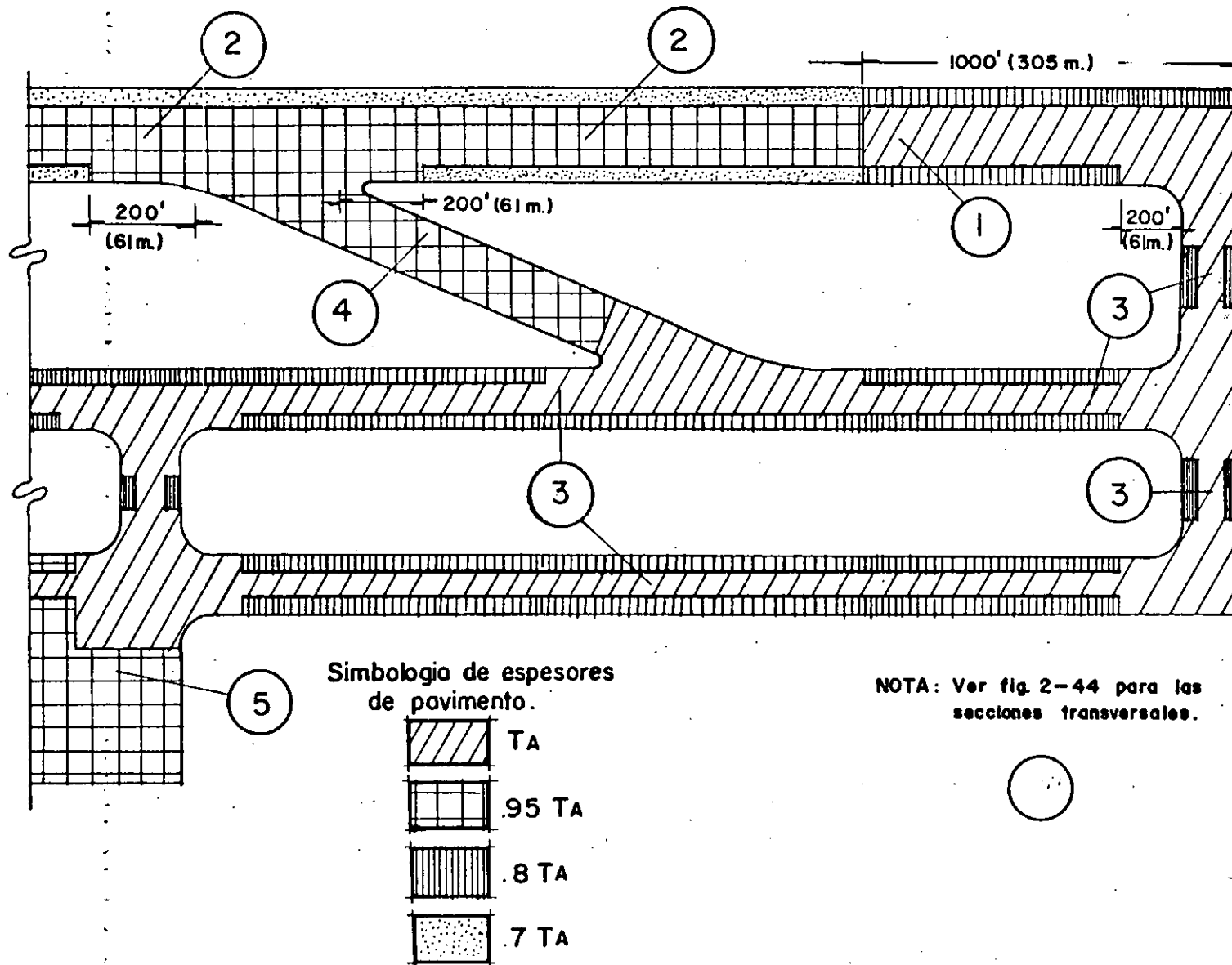


Fig.3-4-7 Zonificación de espesores de pavimento. (Instituto del asfalto. 1973)

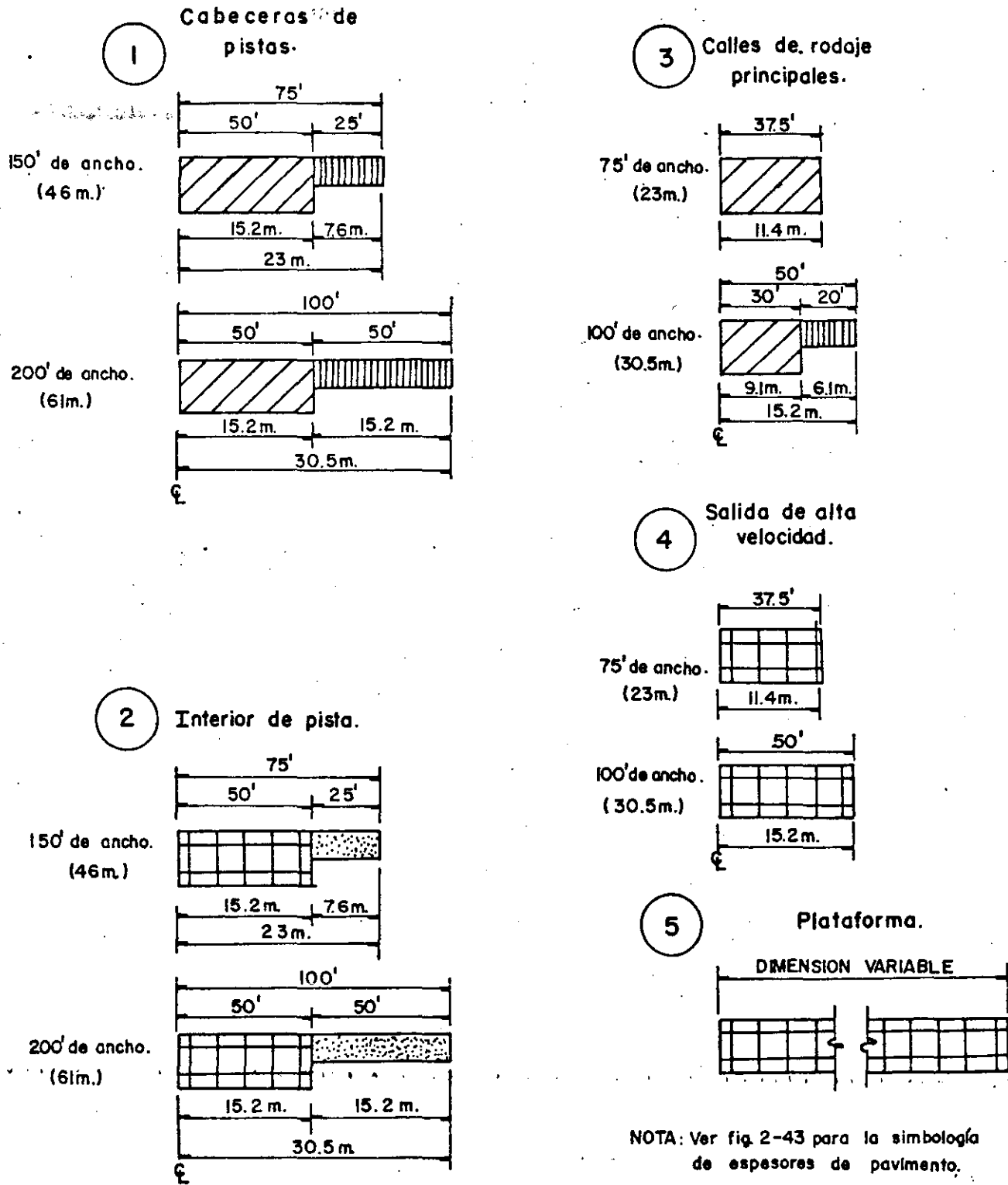


Fig.3-48 Secciones transversales de pavimento. (Instituto del asfalto 1973)

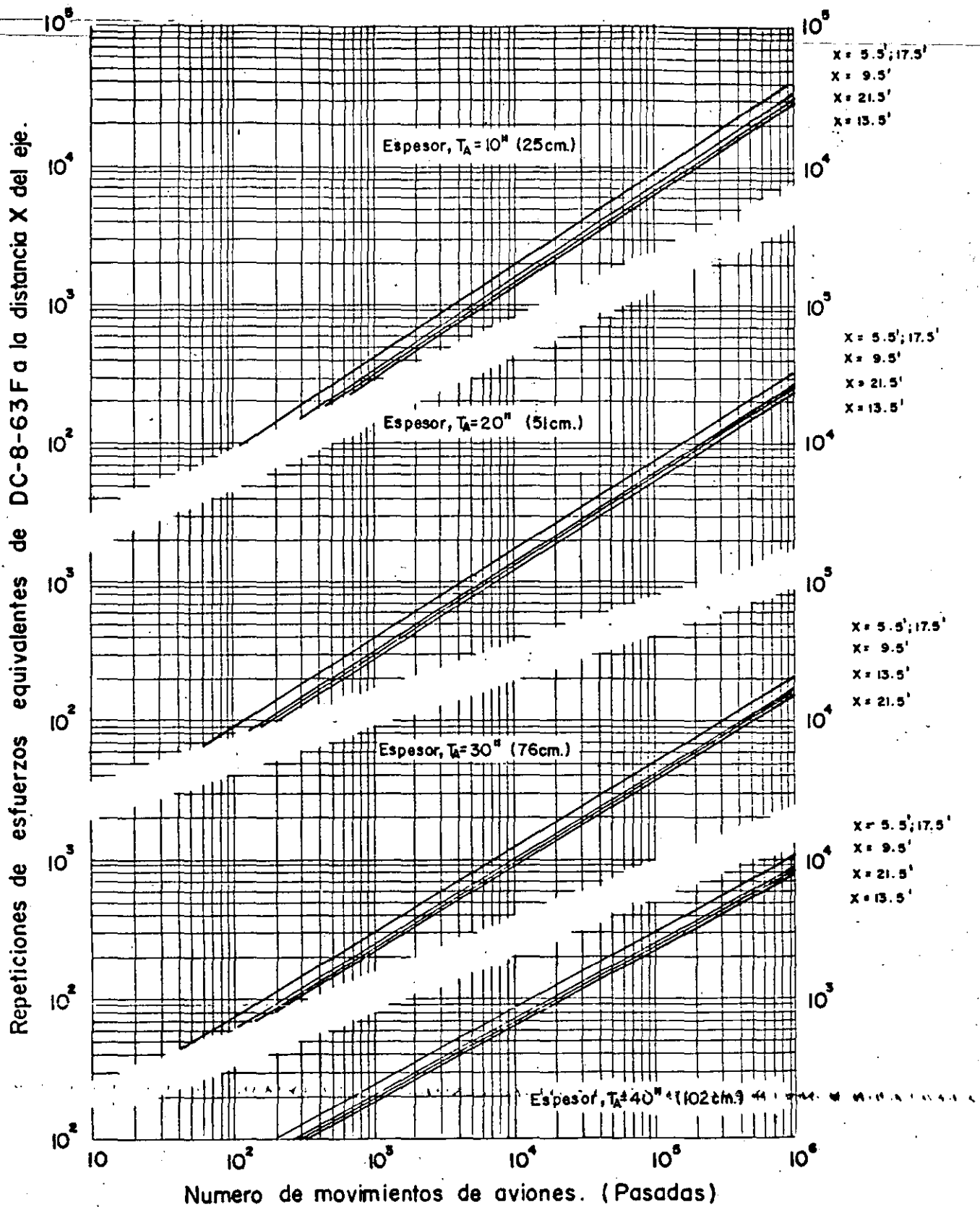


Fig. 3-4-9 Gráfica de equivalencia. Avión : B - 747.
 Criterio de esfuerzos: ϵ_c (Instituto del asfalto. 1973)

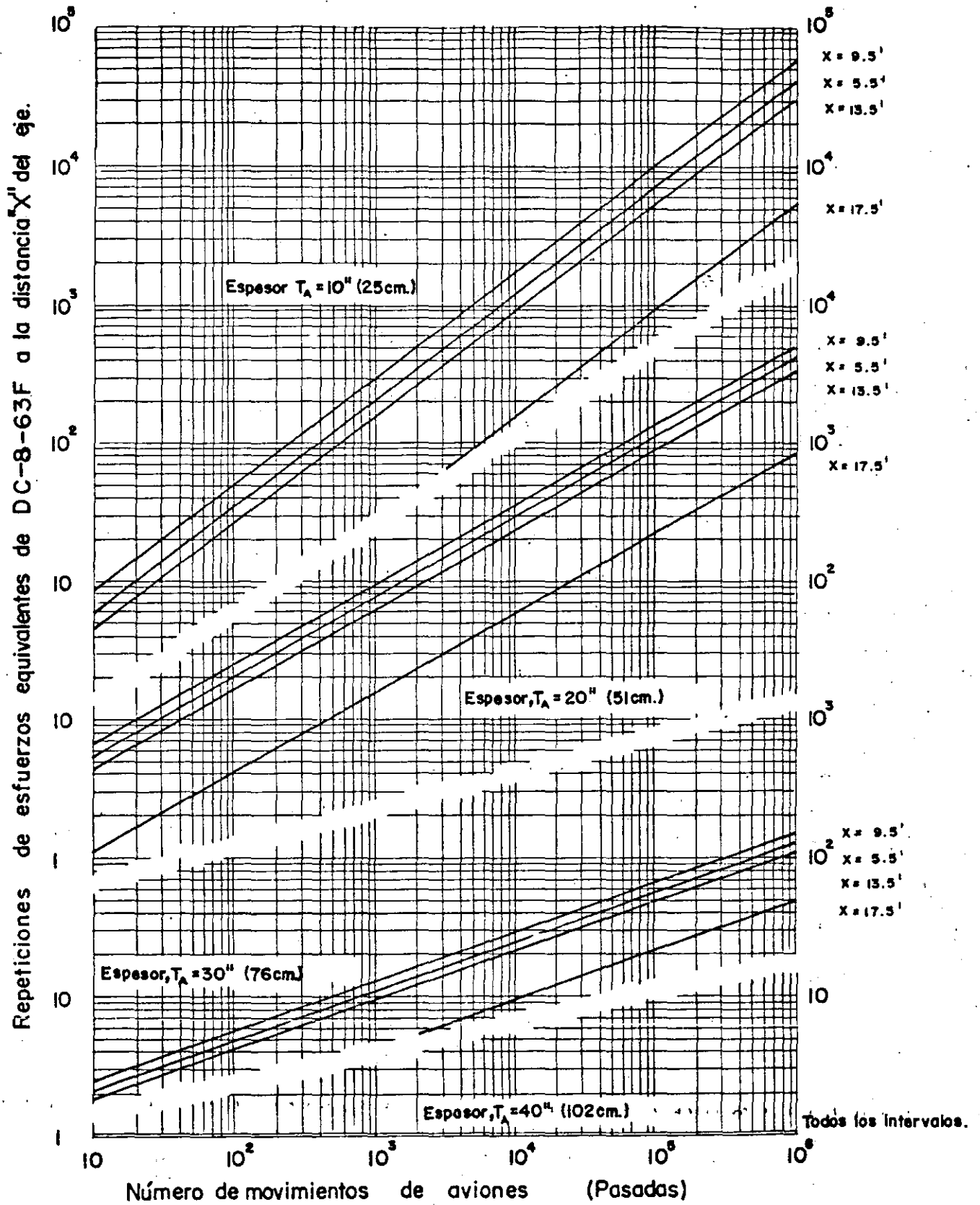


Fig.3-4-10 Gráfica de equivalencia. Avión: B-727-200.
 Criterio de esfuerzos: ϵ_c (Instituto del asfalto. 1973).

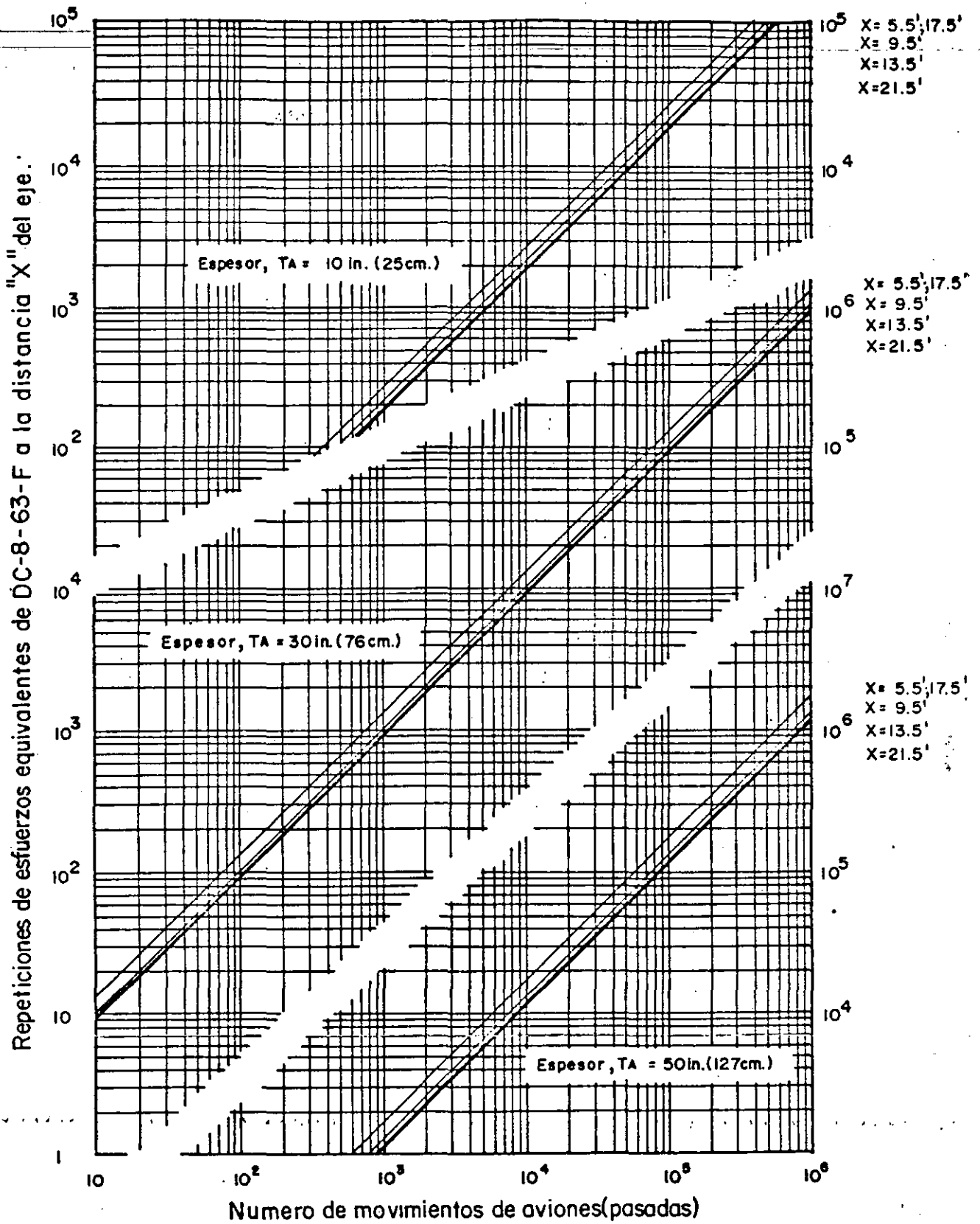


FIG. 3.4-11 Gráfica de equivalencia. Avión: B-747 Criterio de E esfuerzos: E_f . (Instituto del asfalto 1973).

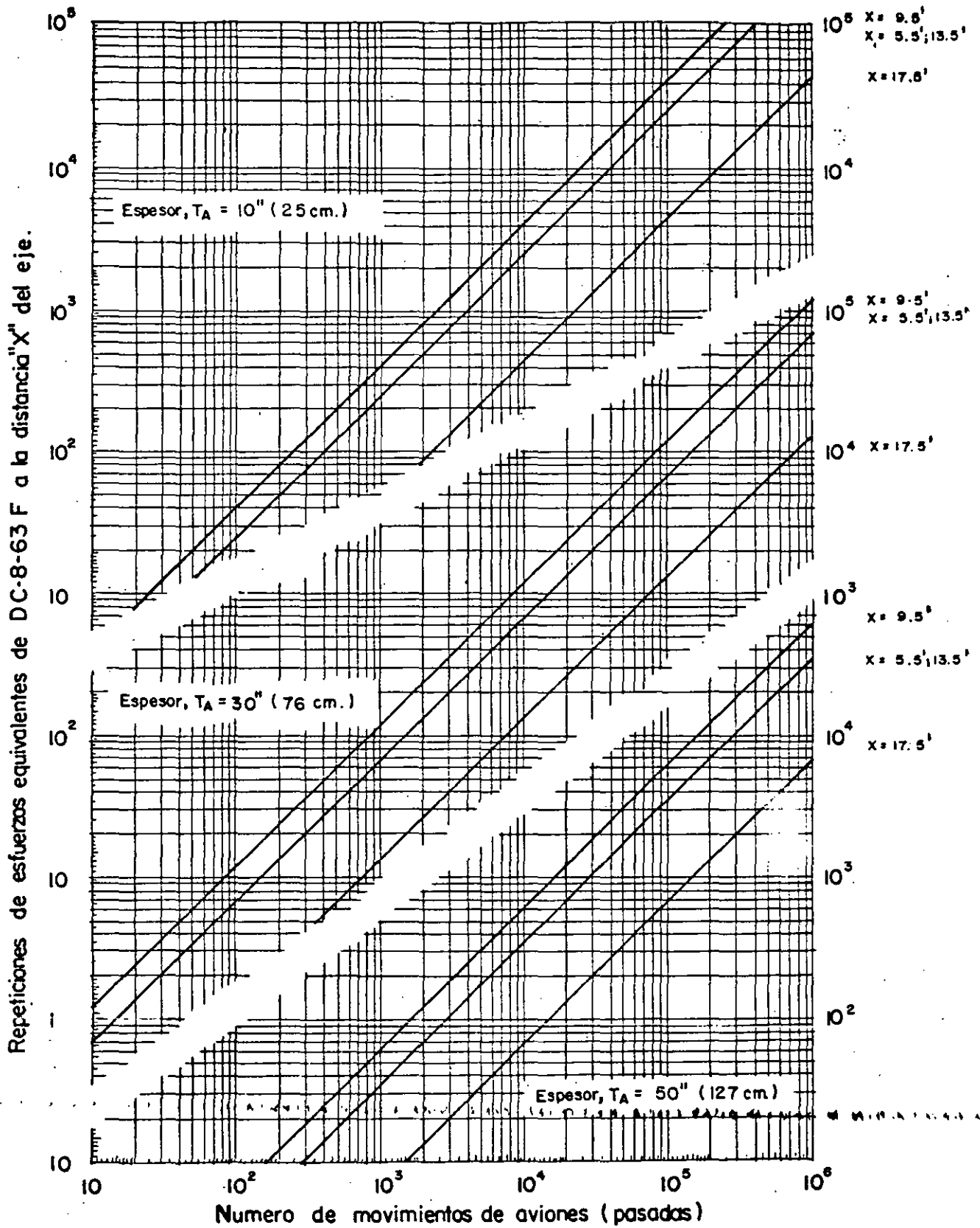


Fig. 3-4-12 Gráfica de equivalencia. Avión: B-727-200. Criterio de esfuerzos ϵ_t .

(Instituto del asfalto. 1973)

CAPITULO VMETODOS PARA PROYECTO DE PAVIMENTOS
RIGIDOS DE AEROPUERTOS.

La introducción de los concretos de cemento portland representó el inicio de una revolución industrial en la construcción de pavimentos. La mayoría de las técnicas de proyecto de pavimentos rígidos están basadas, menos en parte, en los esfuerzos teóricos de losas elásticas, modificados por la experiencia y apropiados factores de seguridad. Entre los muchos factores que han contribuido a estas técnicas, los más sobresalientes han sido el desarrollo de métodos analíticos efectuado por Westergaard y la investigación de las propiedades físicas del concreto.

1). - Método de la Asociación del Cemento Portland (PCA). -

El método de la PCA está basado en los estudios teóricos de esfuerzos y deformaciones de los pavimentos, efectuados por H.M. Westergaard, Gerald Pickett, Gordon K. Ray, Donald M. Burmister y otros.

Los análisis teóricos consideran:

- esfuerzos elásticos de las losas.
- la subrasante se comporta como un líquido denso.
- la condición de aplicación de carga para diseño es en el centro de la superficie de la losa ya que considera la PCA que existe una adecuada transferencia de cargas a las losas contiguas.

Además de los estudios teóricos mencionados, el método de la PCA está basado en experiencias empíricas:

- comportamiento de los pavimentos de los puentes existentes.
- pruebas de carga en los pavimentos.
- pruebas de laboratorio en secciones de pavimento y en modelos.

El método de la PCA recomienda los siguientes factores de seguridad:

<u>Instalación</u>	<u>Factor de Seguridad</u>	
	<u>Para operaciones ocasionales.</u>	<u>Para operaciones frecuentes.</u>
<u>Áreas críticas:</u> Plataformas, calles de rodaje, plataformas de espera, cabeceras de pistas (hasta 1,000' = 300 m del umbral) y pisos de hangares.	1.7	2.0
<u>Áreas no críticas:</u> Pistas (porción central) y algunas salidas de alta velocidad.	1.4	1.7

En las figs. 5-1.1 y 5-1.2 la PCA proporciona gráficas para estimar el efecto del espesor de las sub-bases en el valor del módulo de Reacción "K"; sin embargo recomienda que dichos valores estimados, sean confirmados o corregidos por medio de pruebas de placa en los primeros tramos que se construyan o en tramos de prueba construidos expresamente.

En las figs. 5-1.3 a 5-1.10 se presentan las recomendaciones de la PCA relativas a las juntas en Pavimentos de concreto hidráulico simple. En la tabla 5-1.5 se resumen las recomendaciones de la PCA para espaciamiento de juntas. En las fig. 5-1.11 a 5-1.13 se presentan 3 ejemplos de gráficas de diseño de espesor de losa de concreto para los aviones DC-10, DC-8-62 y 63 y B-727.

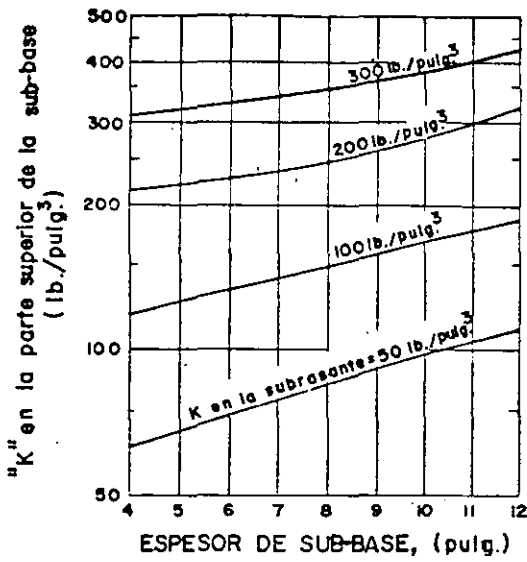


Fig. 5-1-1 Efecto del espesor de sub-base granular en el valor de K (PCA. 1973)

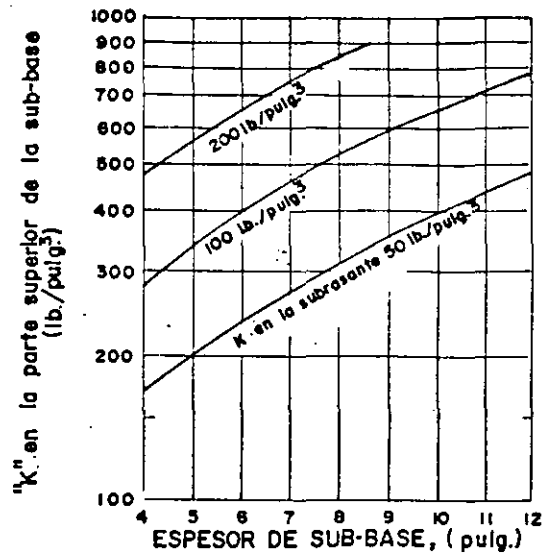
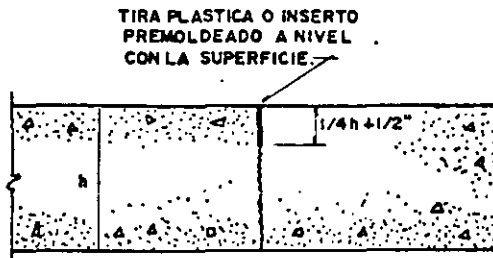
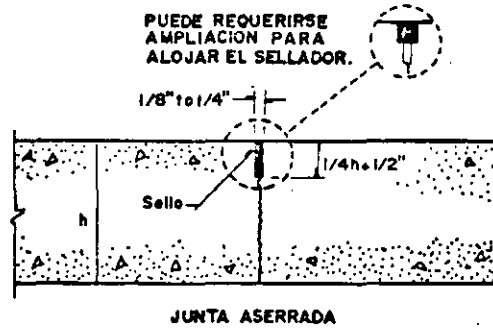


Fig. 5-1-2 Efecto del espesor de sub-base tratada con cemento en el valor de K (PCA. 1973)

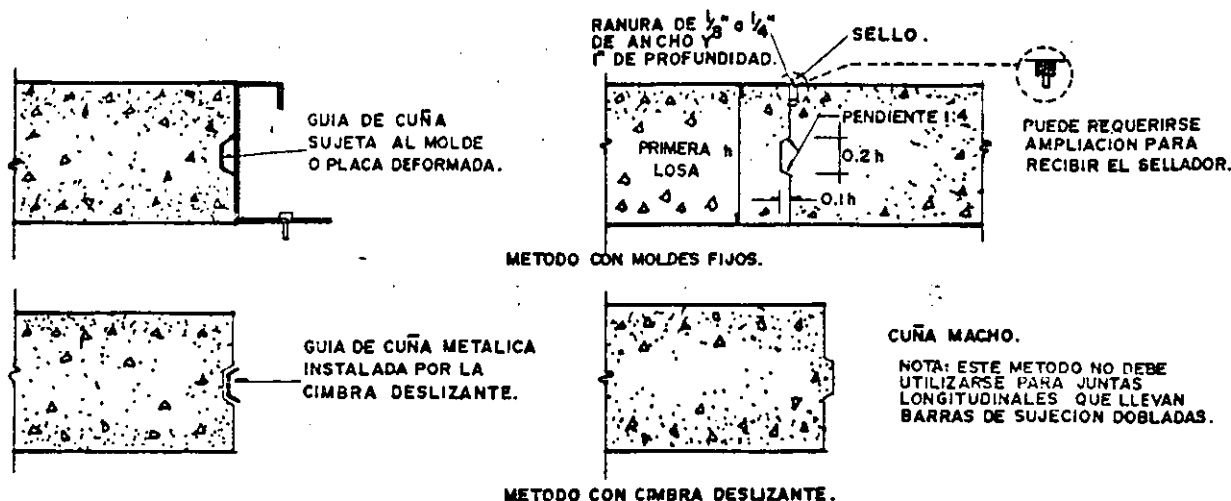


USESE UNICAMENTE PARA JUNTAS ESPACIADAS 15' O MENOS.

JUNTA CON INSERTO PREMOLDEADO O TIRA PLASTICA.

NOTA: PUEDEN REQUERIRSE BARRAS DE AMARRE CORRUGADAS A UNA PROFUNDIDAD h/2.

Fig. 5-1-3 Juntas longitudinales centrales (PCA. 1973)



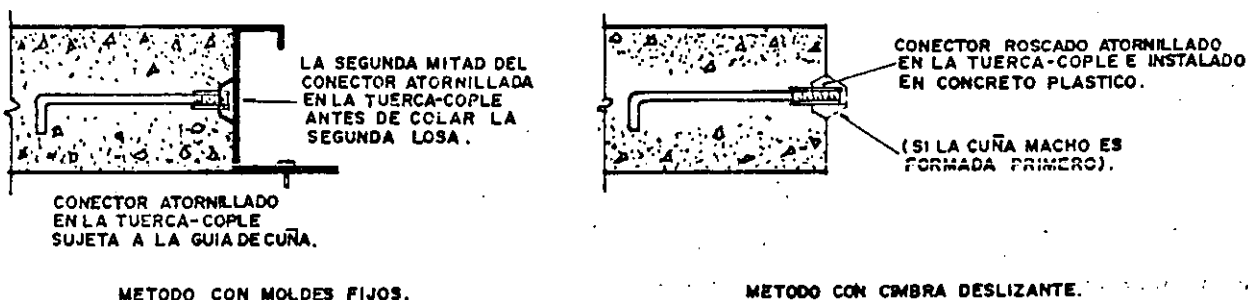
JUNTAS MACHIHEMBRADAS SIN BARRAS DE SUJECION.

(TODAS LAS DIMENSIONES Y DETALLES SE INDICAN EN LA FIG. SUPERIOR DERECHA).



JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON BARRAS DE SUJECION.

(TODAS LAS DIMENSIONES Y DETALLES SE INDICAN EN LA FIG. SUPERIOR DERECHA).



JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON CONECTORES DE SUJECION.

(TODAS LAS DIMENSIONES Y DETALLES SE INDICAN EN LA FIG. SUPERIOR DERECHA).

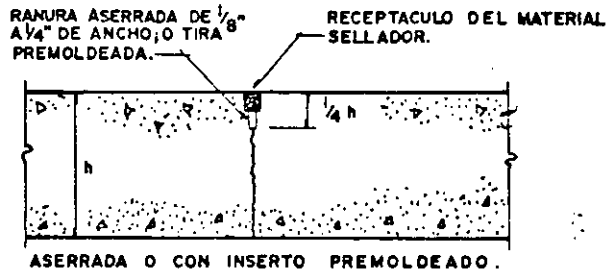
NOTAS: -LAS BARRAS Y CONECTORES DE SUJECION SE EMPLEAN SOLO EN CIERTOS LUGARES.
 -LAS CUÑAS Y LAS BARRAS VAN A UNA PROFUNDIDAD DE $\frac{h}{2}$.

Fig.5-1-4 Juntas Longitudinales de construcción.

(PCA.1973)

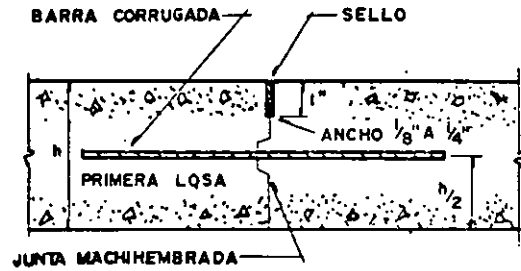
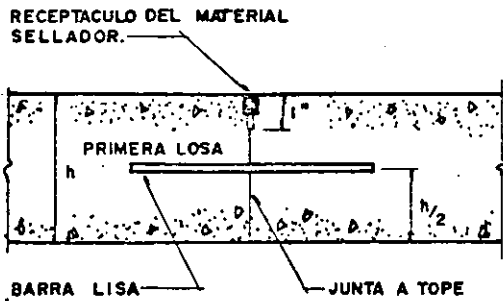
Fig.5-1-5 Juntas Transversales.

(PCA.1973)



ASERRADA O CON INSERTO PREMOLDEADO.
PARA PAVIMENTOS REFORZADOS, SE INSTALAN VARILLAS LISAS A UNA PROFUNDIDAD DE $\frac{h}{2}$.

JUNTA DE CONTRACCION.



JUNTA MACHIHEMBADA
(ESTA JUNTA SOLO SE EMPLEA EN EL TERCIO MEDIO DEL INTERVALO NORMAL DE JUNTAS).

JUNTAS DE CONSTRUCCION.

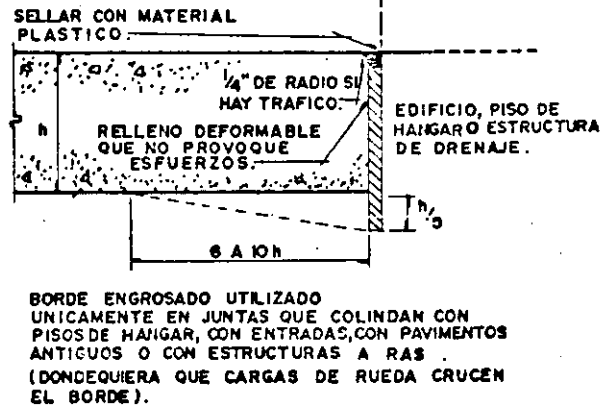
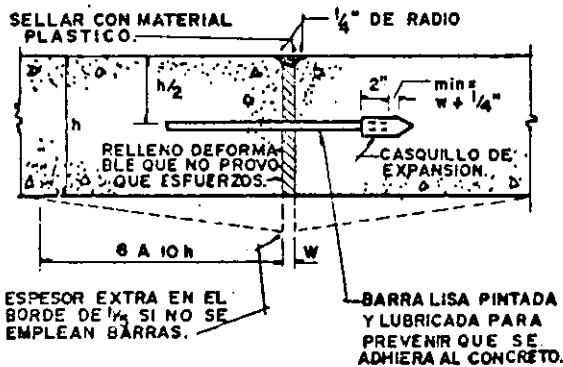
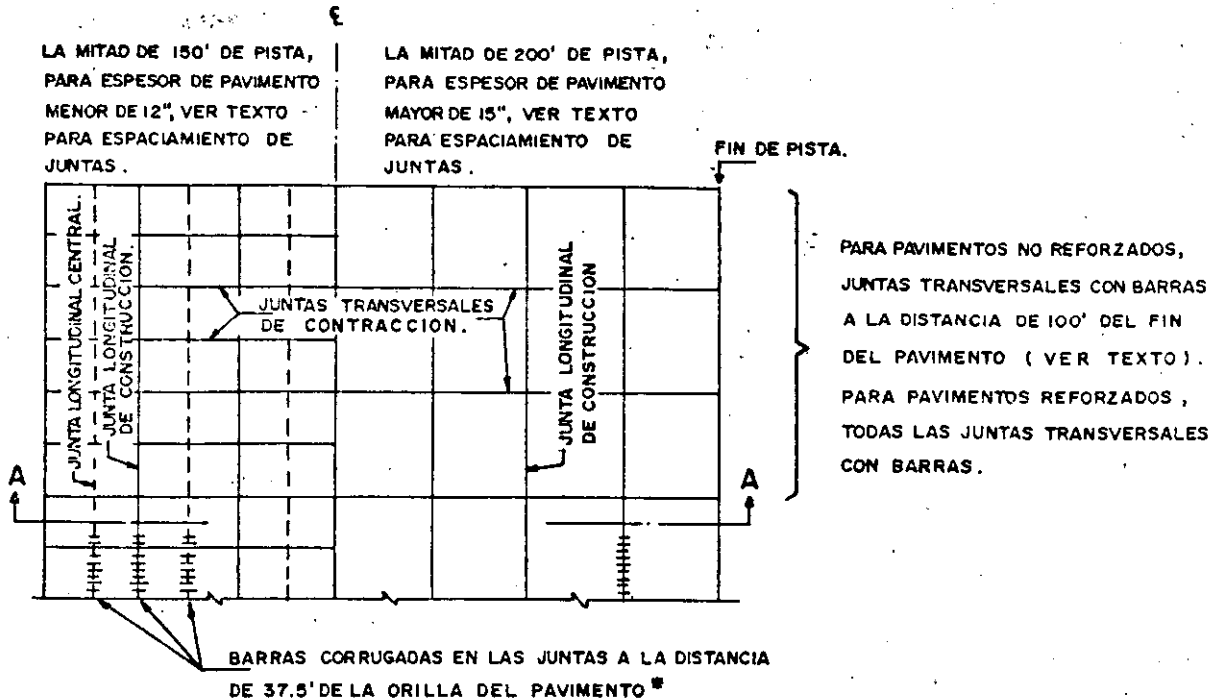


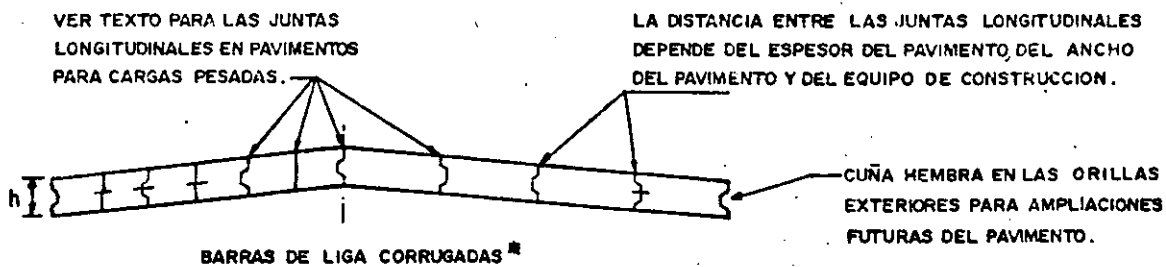
Fig.5-1-6 Juntas de Expansi3n.

(PCA.1973)

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO



Planta



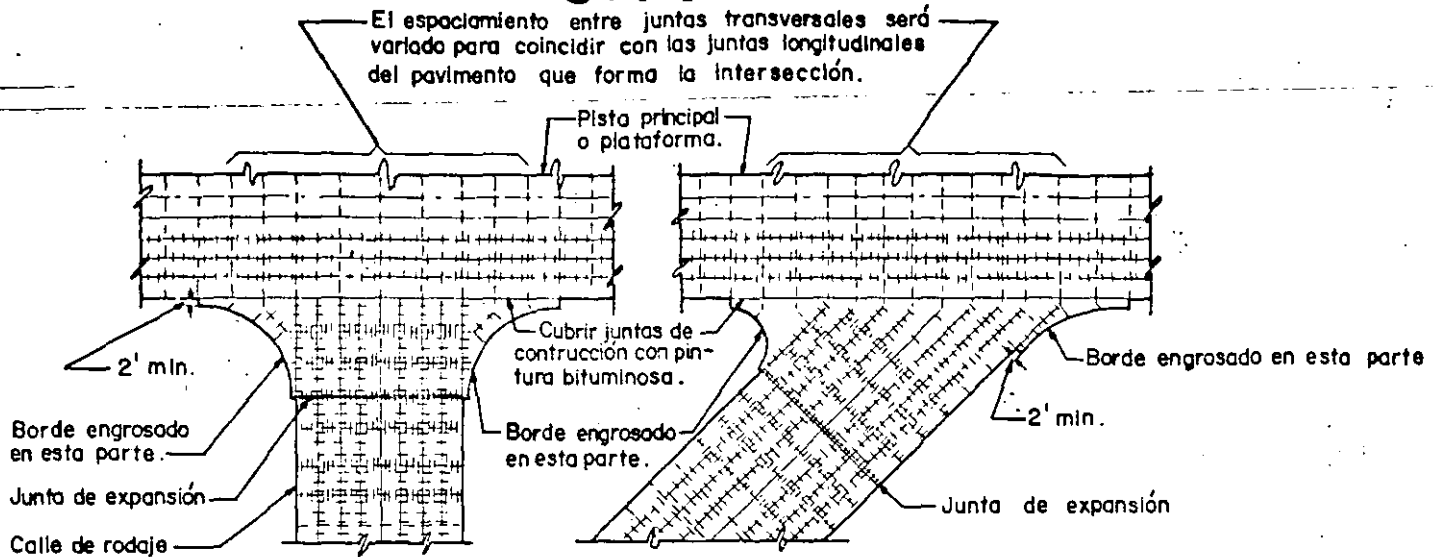
Sección A-A

* En calles de rodaje con 75' ó menos de ancho, todas las juntas longitudinales llevan barras de liga corrugadas.

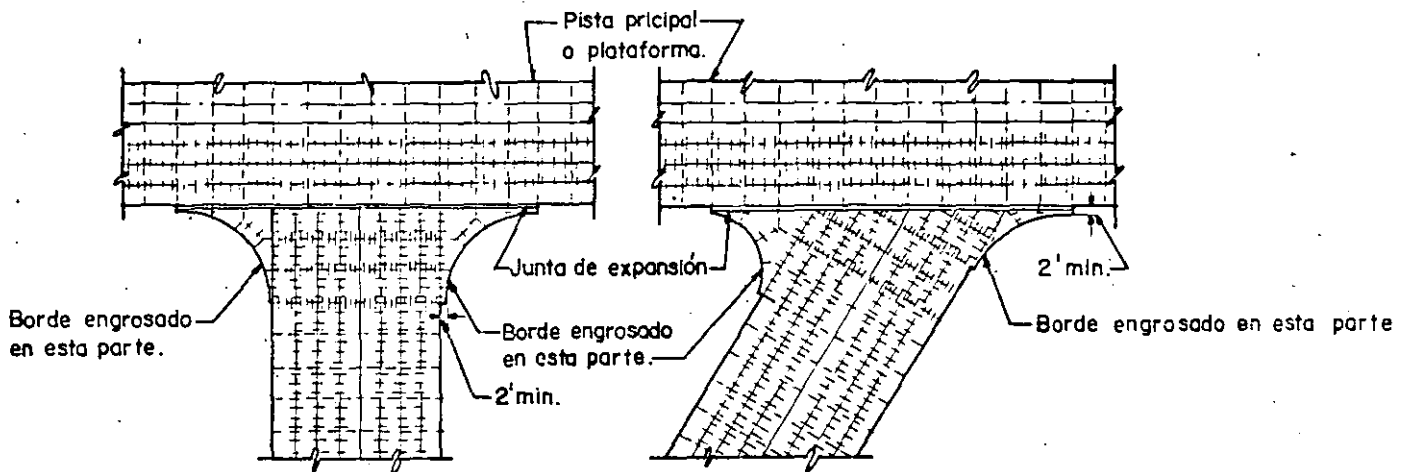
Disposición de juntas para pavimentos de aeropuertos.

(P C A - 1973)

Fig. 5-1-7



Disposición empleando juntas de construcción machihembradas sin barras, en la intersección.



Disposición empleando juntas de expansión con borde engrosado sin barras, en la intersección.

Juntas longitudinales con barras a la distancia de 37.5' de la orilla libre del pavimento. Pavimentos no reforzados- Juntas transversales con barras a cada lado de la junta de expansión (Pavimentos reforzados - Todas las juntas transversales con barras).

SIMBOLOGIA.

- | | |
|--|--|
| ————— JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHENBRADA. | ----- JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION.. |
| +++++ JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHENBRADA CON BARRAS DE SUJECION. | + + + + + JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION CON BARRAS. |
| ----- JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL. | ##### JUNTA TRANSVERSAL DE EXPANSION CON BARRAS. |
| + + + + + JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL CON BARRAS DE SUJECION. | ===== JUNTA DE EXPANSION CON BORDE ENGROSADO EN LA INTERSECCION. |

NOTA: Para condiciones que requieran barras, juntas de expansión y bordes engrosados, ver texto.

Plantas típicas para juntas en intersecciones de pistas, rodajes y plataformas.

Fig. 5 - 1 - 8 (PCA.1973)

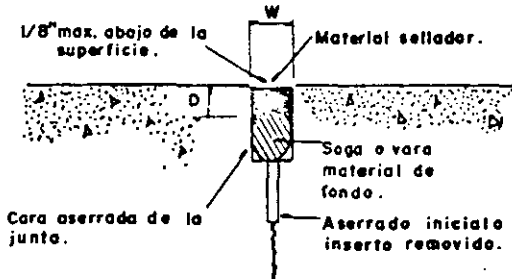
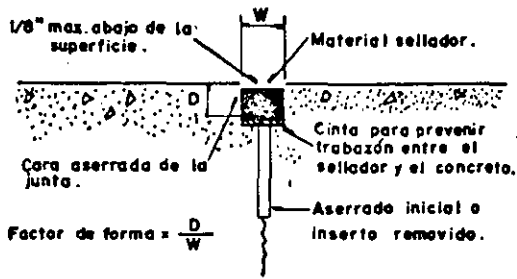


FIG.5-1-9 Receptáculo del material sellador y factor de forma. (PCA, 1973)

Tabla 5-1-1 Ancho de junta y profundidad para sellador líquido. (PCA-1973)

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (Pies)	FORMA DEL RECEPTACULO	
	ANCHO (Pulg.)	PROFUNDIDAD (Pulg.)
20	1/4	1/2 mínimo
25	3/8	1/2 mínimo
30	3/8	1/2 mínimo
40	1/2	1/2 mínimo
50	5/8	5/8
60	3/4	3/4

Tabla 5-1-2 Ancho de junta y ancho de sello para sellador premoldeado. (PCA-1973)

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (Pies)	ANCHO DE JUNTA (Pulg.)	ANCHO DE SELLADOR (Pulg.)
25 o menos	1/4	9/16
30	3/8	13/16
50	1/2	1
70	3/4	1-1/2

Adaptado de AASHO-ARBA (1965).

Tabla 5-1-3 Especificaciones de varillas de Refuerzo (ASTM)* (PCA, 1973)

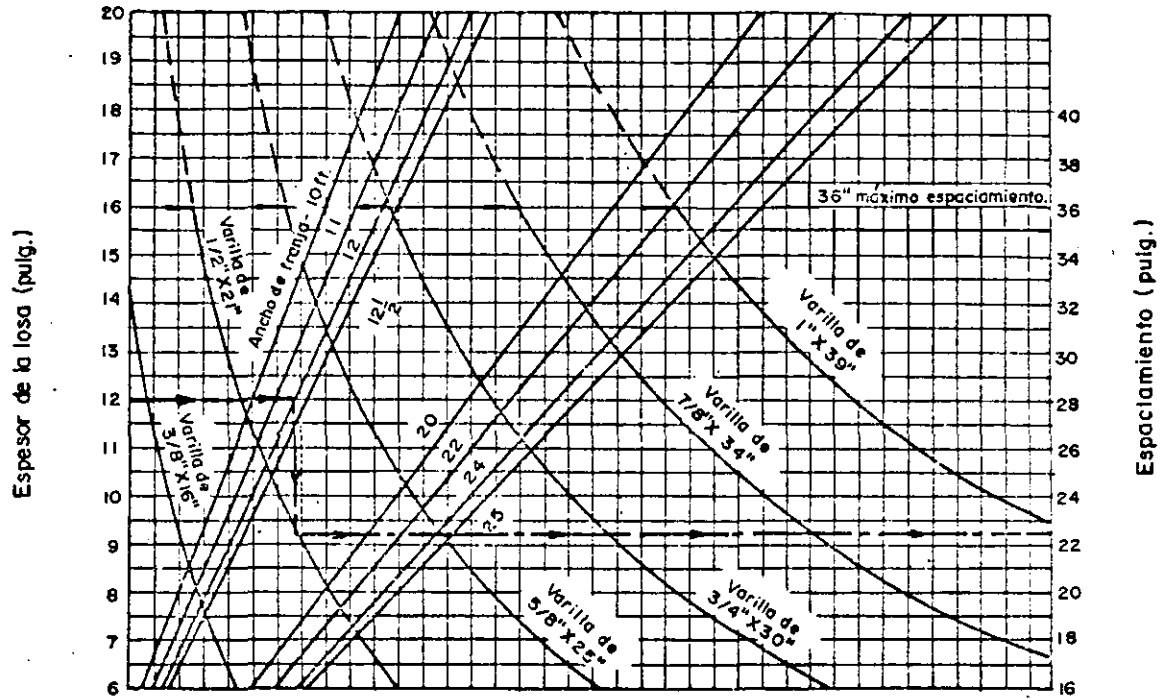
TAMAÑO #	PESO lb./pie	DIMENSIONES NOMINALES-SECCION CIRCULAR		
		DIAMETRO (Pulg.)	AREA (Pulg. ²)	PERIMETRO (Pulg.)
3	.376	.375	.11	1.178
4	.668	.500	.20	1.571
5	1.043	.625	.31	1.963
6	1.502	.750	.44	2.356
7	2.044	.875	.60	2.749
8	2.670	1.000	.79	3.142
9	3.400	1.128	1.00	3.544
10	4.303	1.270	1.27	3.990
11	5.313	1.410	1.56	4.430

Tabla 5-1-4 Tamaño y espaciamiento de barras lisas. (PCA, 1973)

ESPELOR DE LOSA (Pulg.)	DIAMETRO DE BARRA (Pulg.)	LONGITUD DE BARRA* (Pulg.)	ESPACIAMIENTO DE BARRAS c a c (Pulg.)
5-6	3/4	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1-1/4	18	12
12-16	1-1/2	20	15
17-20	1-3/4	22	18
21-25	2	24	18

*Asignación hecha para juntas abiertas y errores menores en el colocado de las barras.

*Cortesía del Concrete Reinforcing Steel Institute.



Díametro, Longitud y espaciamento de barras de sujeción.

Carta de diseño para barras de sujeción (varilla corrugada)

Fig.5-1-10 (PCA.1973)

DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS PARA AÉROPUERTOS.

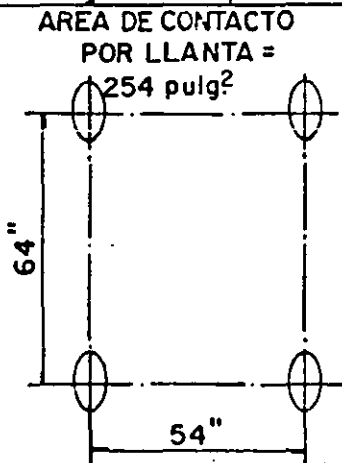
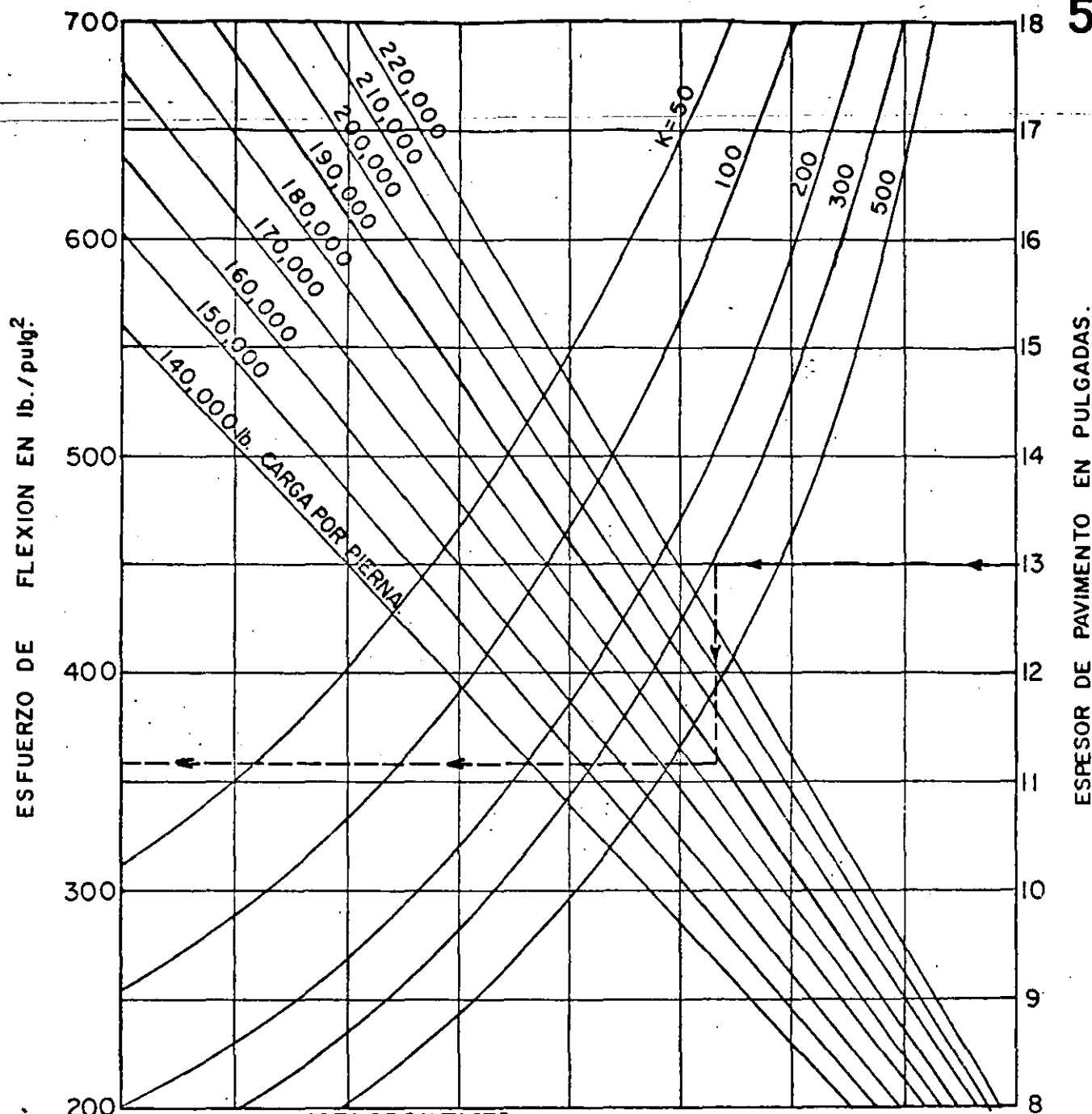
f r l

Recomendaciones de la PCA Para espaciamiento de juntas.

Juntas	Espesor de losa pulg.(cm.)	Tráfico	Espaciamiento de juntas
Longitudinales	< 12 pulg. (30cm)	—	< 12.5 pies (3.80 m.)
	12 a 15 pulg.(30a38cm.)	canalizado	
	12 a 15 pulg. (30a38cm.)	no canalizado	Puede ser mayor de 12.5pies (3.80m.) pero no debe exceder la dada para juntas de contracción.
	> 15 pulg. (38cm.)	—	
de contracción	—	—	$\left(\text{separación de juntas, en pies.} \right) \leq 2 \left(\text{espesor de losa, en pulg.} \right)$
de construcción			Cada vez que se interrumpa el colado por más de 30 minutos.

- Se recomienda que las losas sean cuadradas, pues se ha observado que cuando son alargadas, estas se agrietan para formar losas más pequeñas de dimensiones iguales.

Tabla 5-1-5

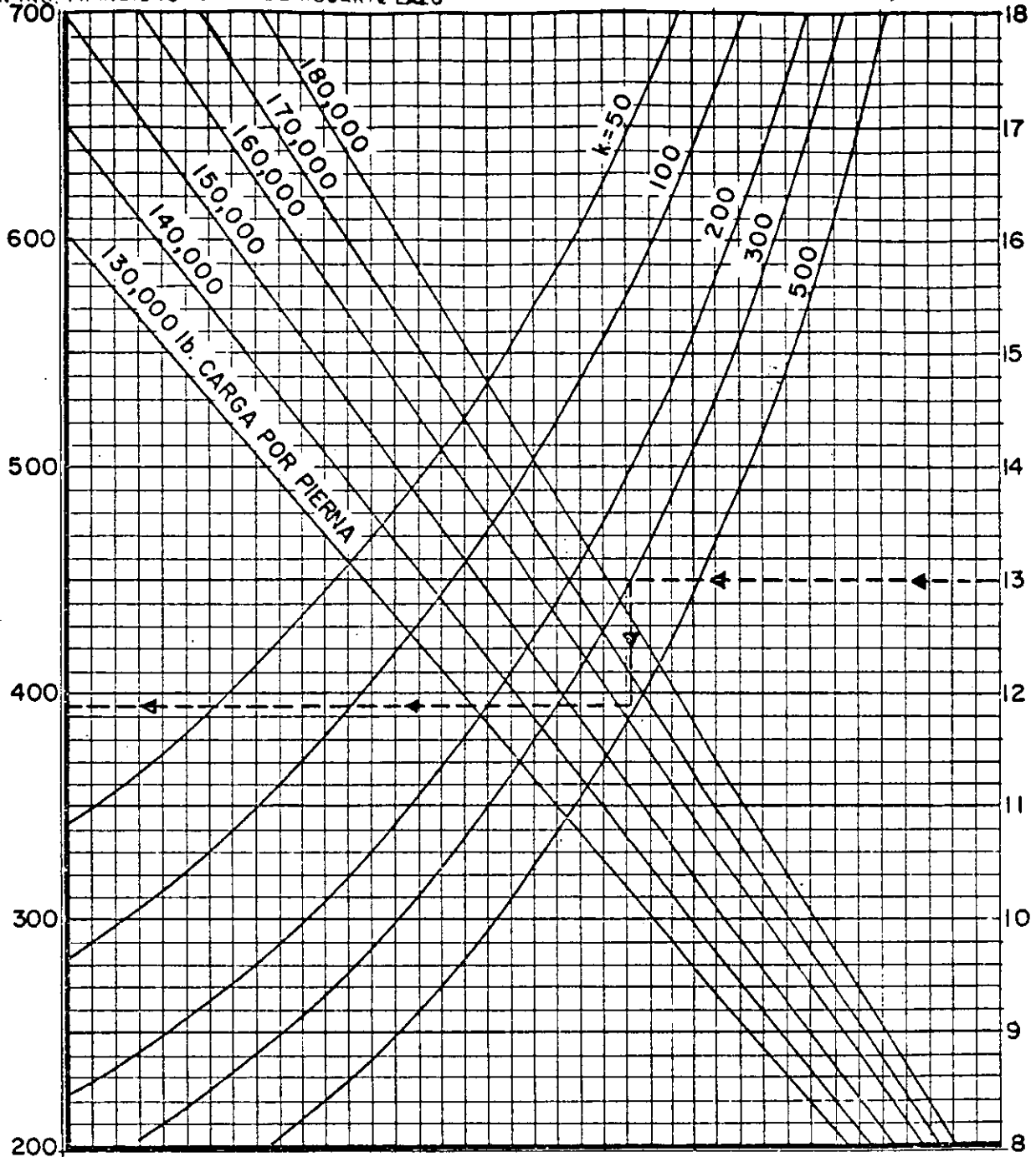


McDONNELL-DOUGLAS DC-10
 CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
 PARA
 PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS
 (BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA PDILB)
 TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM
 Fig. 5-1-11
 ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODRIGUEZ LAZO

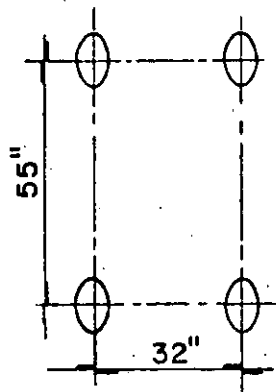
Esta gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland, no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.

ESFUERZO DE FLEXION EN lb./pulg.²



ESPESOR DE PAVIMENTO EN PULGADAS.

AREA DE CONTACTO
POR LLANTA=220 pulg.²



McDONNELL - DOUGLAS DC-8

(MODELOS 62, 63)

CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA

PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS

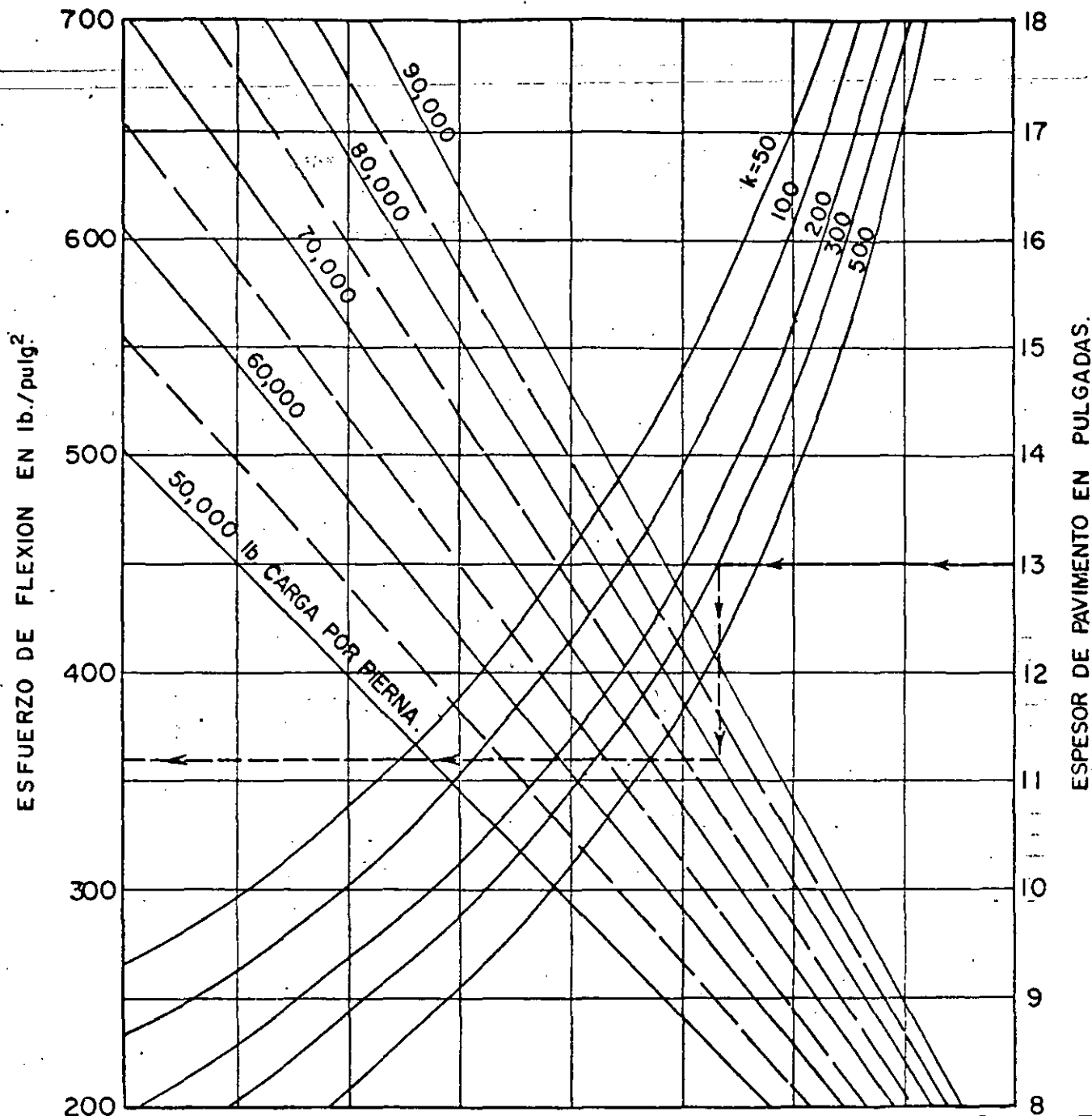
(BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA PDILB)

TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM

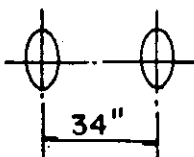
Fig 5-1-12

ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

Esta gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA=237 pulg.²



BOEING 727
 CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
 PARA
 PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
 AEROPUERTOS
 (BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA
 PDILB)
 TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL RUEDAS DOBLES
 Fig. 5 - 1-13
 ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su uso y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.

CAPITULO V

2).- Método de la Administración Federal de Aviación, FAA
(para pavimentos rígidos).-

Las gráficas de diseño de la FAA para pavimentos rígidos, están basadas en los análisis de Westergaard para carga en la orilla, sin embargo dicho análisis fué modificado para simular una orilla con junta. El método anterior de la FAA estaba basado en el análisis de Westergaard pero con carga en el interior de la superficie de la losa, sin embargo los esfuerzos son mayores en la orilla de losa con junta que en el interior de su superficie. Las investigaciones y el comportamiento en el campo han mostrado que practicamente todas las grietas inducidas por cargas se inician en las juntas y progresan hacia el interior de la superficie de las losas; fué debido a esto que la FAA cambió las bases de su método de diseño.

La utilización de las gráficas de diseño de espesores de losa (figs. 5-2.3 a 5-2.18) requiere el conocimiento de cuatro parámetros de diseño: Resistencia a la flexión del concreto, módulo de reacción de la subrasante, peso total del avión de diseño y número de salidas anuales equivalentes del avión de diseño.

Cuando las cargas de los aviones son aplicadas a una orilla de losa con junta, el ángulo de la pierna del tren de aterrizaje en relación con la orilla, tiene influencia en la magnitud -

de los esfuerzos en la losa. Las figs. 5-2.3 y 5-2.4, para tren de ruedas simples y dobles respectivamente, consideran el tren colocado paralelo a la junta, que es cuando se producen los esfuerzos máximos en la losa. Las figs. 5-2.5 a 5-2.11 consideran los trenes en doble tandem — también paralelos a la junta; sin embargo en esa posición no se producen los máximos esfuerzos. Si se localiza el tren en doble tandem formando un ángulo agudo con la junta, se pueden producir los esfuerzos máximos en la losa; para considerar esta situación la FAA ha preparado las gráficas de las figs. 5-2.12 a 5-2.18, las cuales pueden ser utilizadas para diseñar pavimentos en áreas donde los aviones no van a cruzar perpendicularmente las juntas del pavimento y cuando dichos cruces se efectuen a bajas velocidades, como en plataformas de espera, cabeceras de pista, intersecciones de pistas con calles de rodaje, plataformas, etc.

El módulo de reacción "k" de la subrasante se determina por medio de la prueba de placa estática no repetitiva sobre la subrasante. En caso de que no se pueda efectuar la prueba de placa, la FAA recomienda el uso de la tabla 5-2.1 que da valores de "k" en forma aproximada y que — deben ser aplicados con criterio ingenieril. La FAA agrega que "afortunadamente los pavimentos rígidos no son de

masiado sensibles a los valores de "k" y un error en el valor estimado puede no tener un gran impacto en el espesor del pavimento rígido"

La FAA establece que se debe colocar un espesor mínimo de 4 pulg. (10 cm) de sub-base bajo todos los pavimentos rígidos a excepción de los indicados en la tabla 5-2.2.

El incremento probable en el valor de "k" debido a la sub-base se indica en las figs. 5-2.1 y 5-2.2. La FAA indica que dichos valores deben ser considerados sólo como guía y pueden ser ajustados por la experiencia local.

La FAA estipula que es necesario proveer sub-bases estabilizadas para pavimentos rígidos nuevos que vayan a soportar aviones con peso superior a 100,000 lb (45,500 kg).

El análisis de tráfico para determinar el avión de diseño y el número de salidas equivalentes anuales, es igual al indicado para pavimentos flexibles, método FAA, en el inciso 3-2.

Las gráficas de las figs. 5-2.3 a 5-2.18 se utilizan para determinar el espesor de losa en áreas críticas. Los espesores en áreas no críticas y en orillas se determinan de acuerdo a lo indicado en la fig. 5-2.19.

Tabla 5-2.2

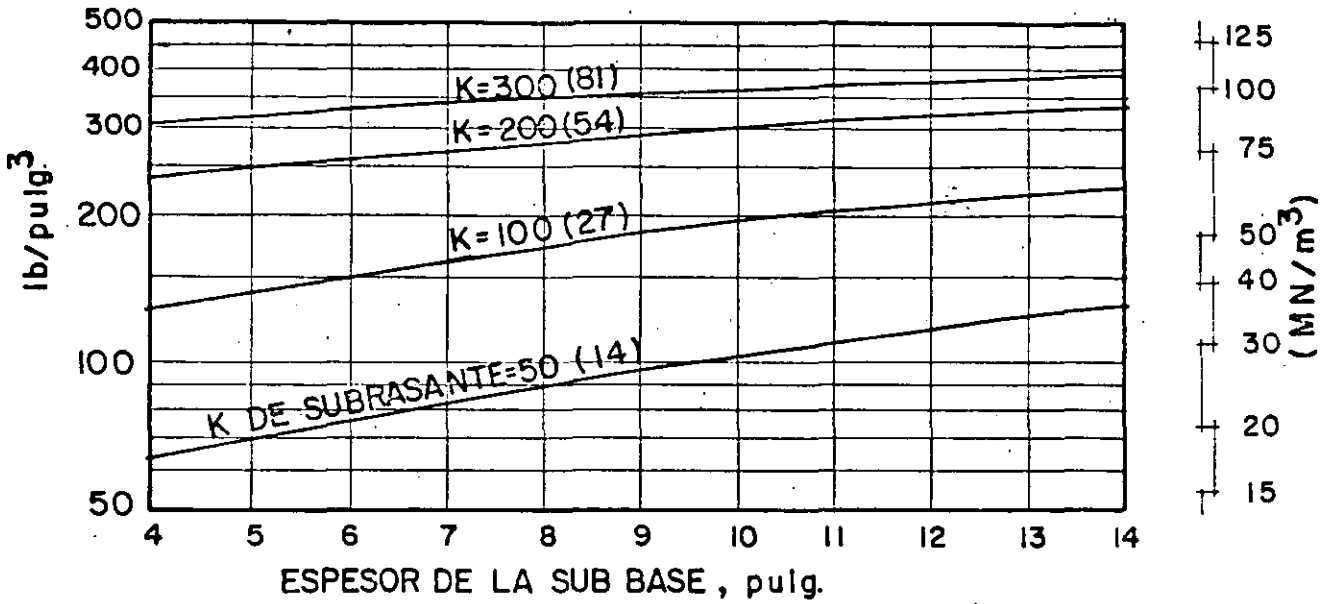
Condiciones en que no se requieren sub-bases.

Clasificación del suelo	Buen Drenaje		Mal Drenaje	
	sin Heladas	con Heladas	sin Heladas	con Heladas
GW	X	X	X	X
GP	X	X	X	
GM	X			
GC	X			
SW	X			

(cm)

12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34

EN LA PARTE SUPERIOR DE LA SUB-BASE

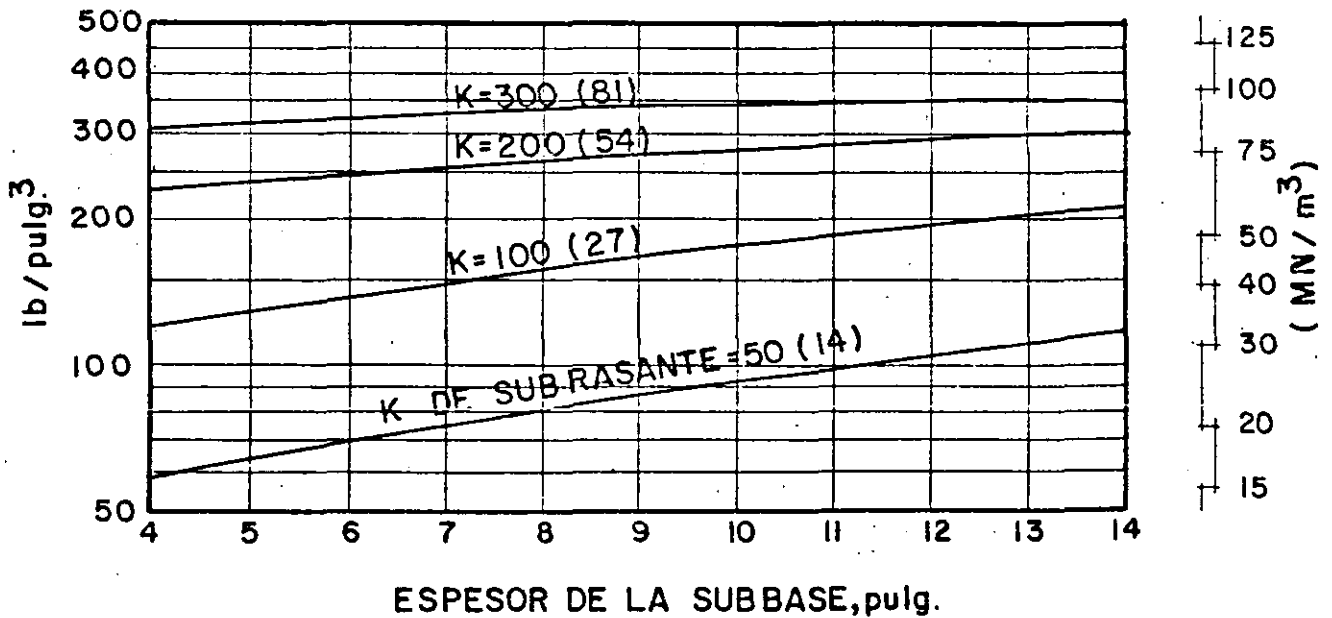


AGREGADO TRITURADO BIEN GRADUADO.

(Cm)

12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34

MODULO DE REACCION "K" EFFECT



GRAVA Y ARENA DE BANCO SIN CRIBAR

5-2-1

EFFECTO DE LA SUB-BASE EN EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE

(FAA-1978)

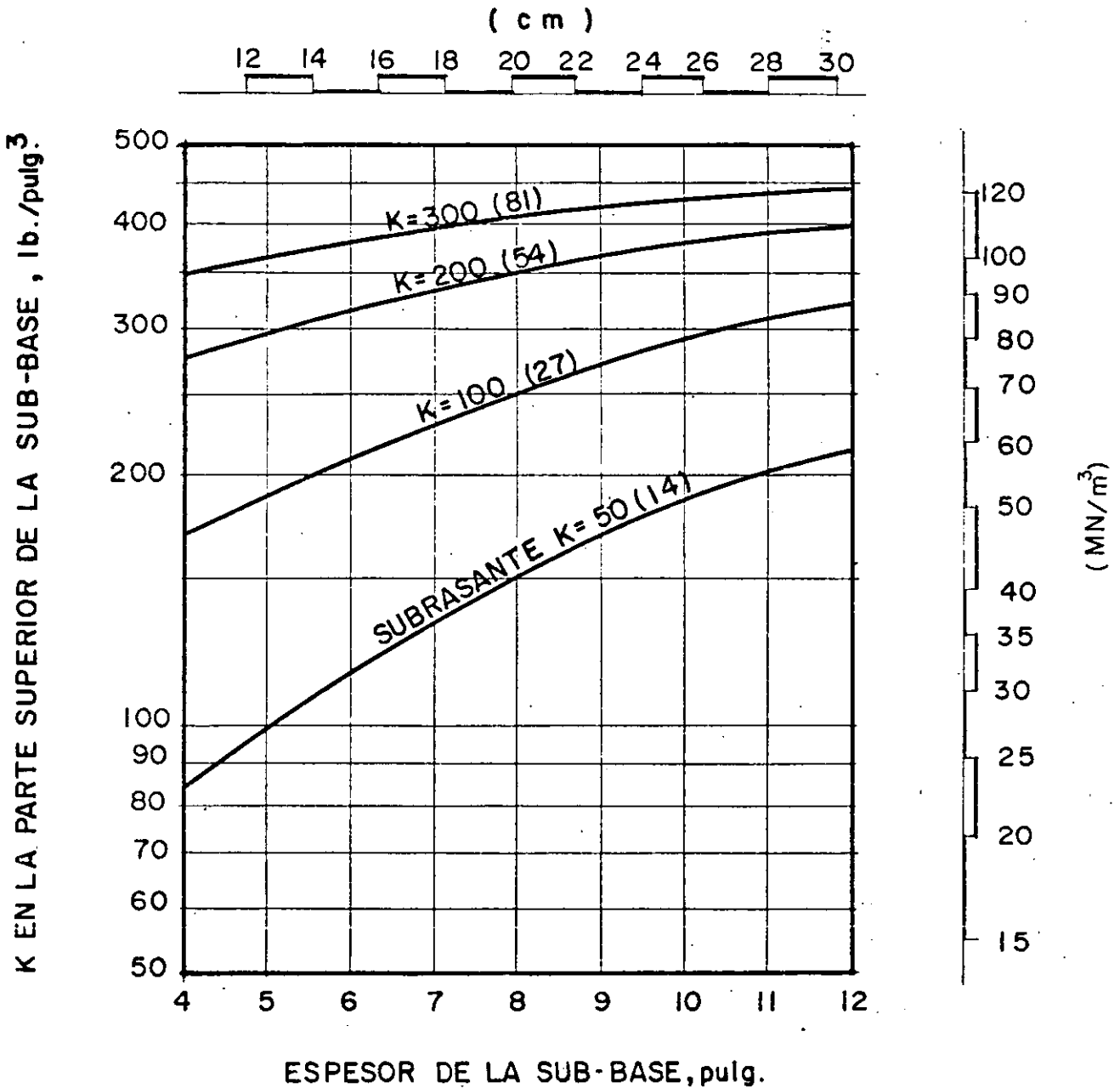
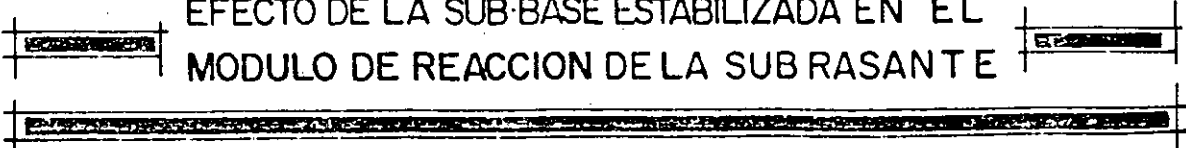


Fig.5-2-2

EFFECTO DE LA SUB-BASE ESTABILIZADA EN EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE



(FAA-1978)

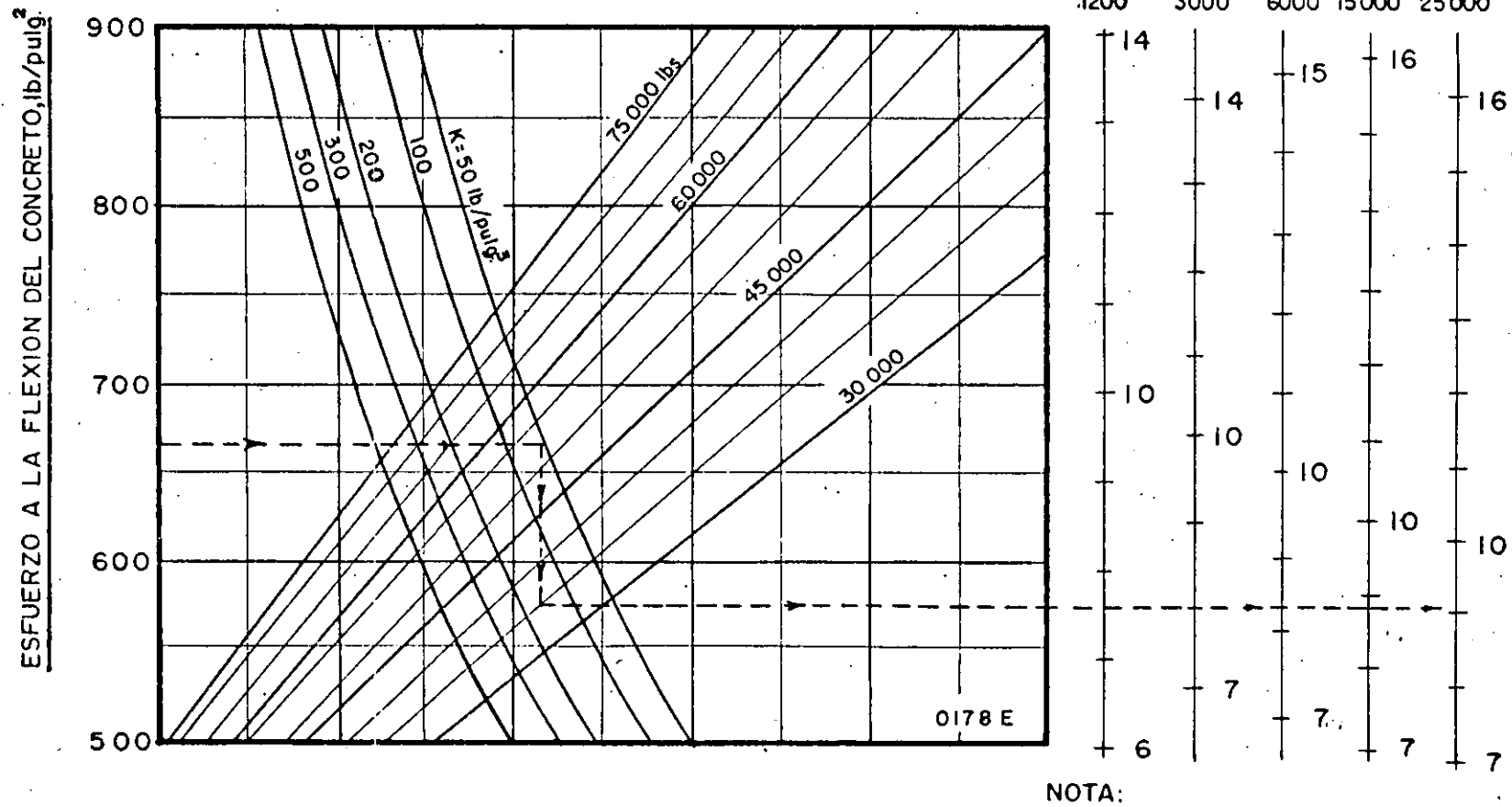
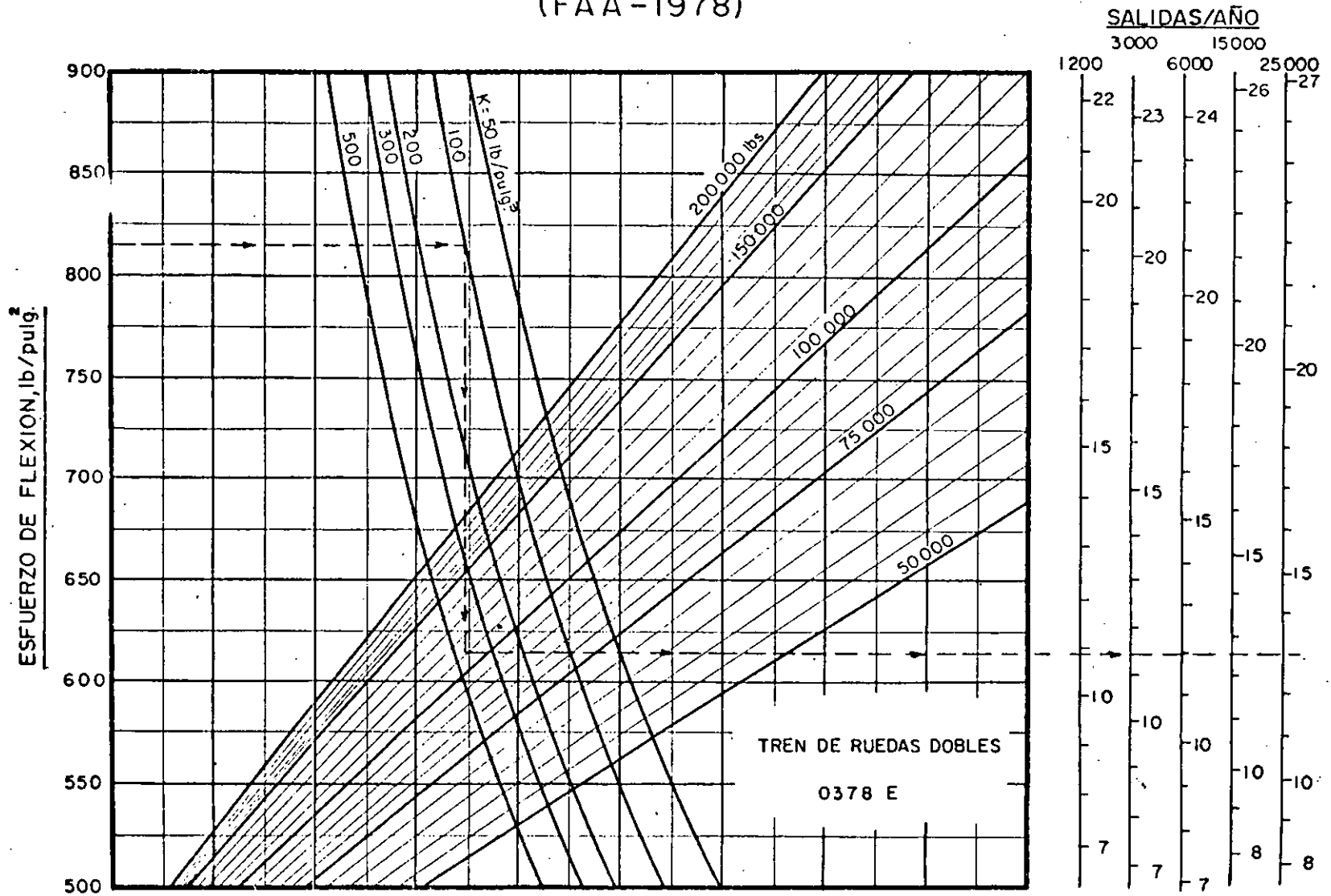


Fig. 5-2.3

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE RUEDA SIMPLE

5.2-6

(FAA-1978)



ESPESOR DE LOSA, pulg.

5.2-7

Fig.5-2-4

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN RUEDAS DOBLES

NOTA:
1 pulg=2.54 cm 1 lb/pulg²=0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454kg 1 lb/pulg³=0.272 MN/m³

(FAA-1978)

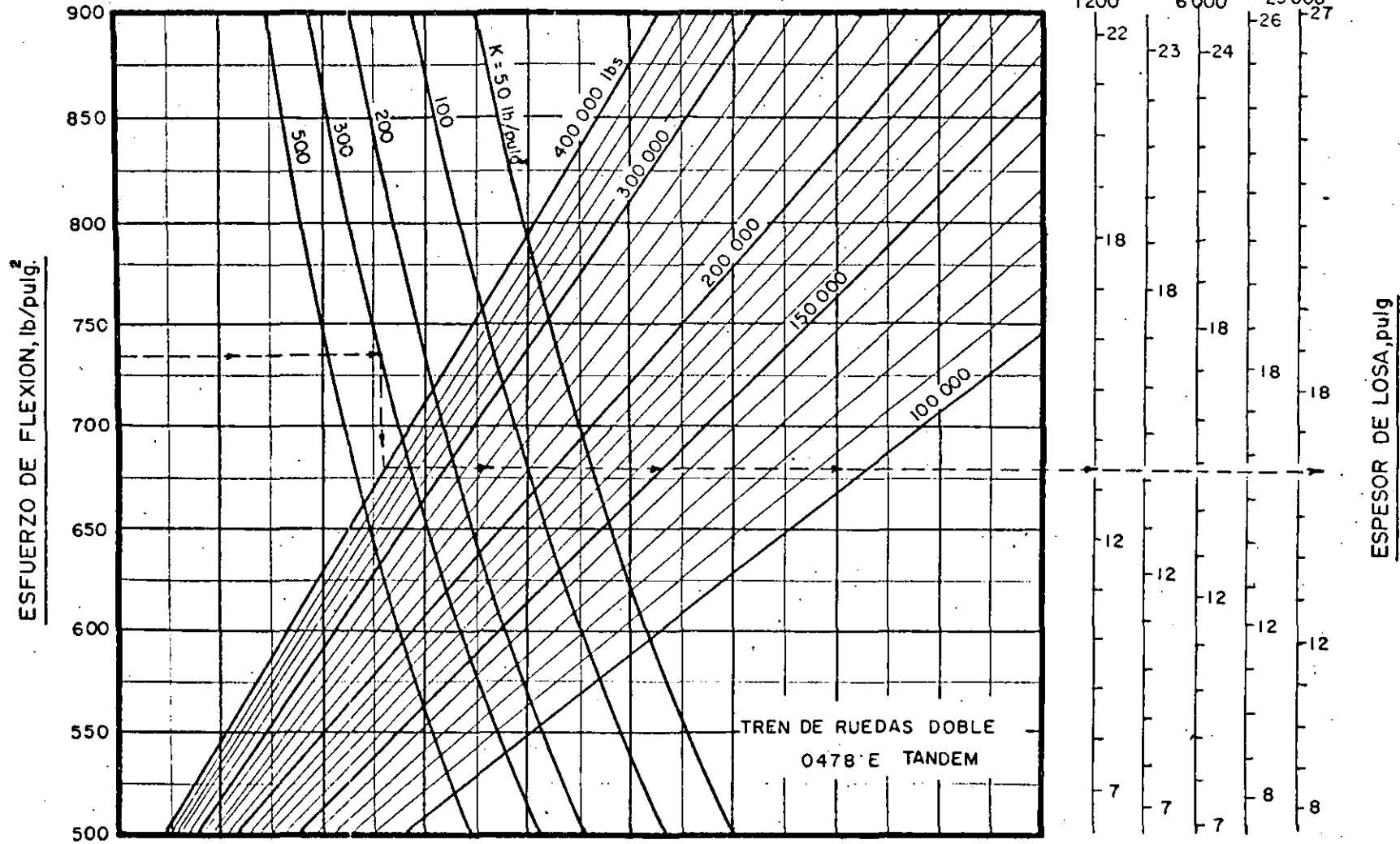


Fig.5-2.5

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE RUEDAS DOBLE TANDEM

(FAA-1978)

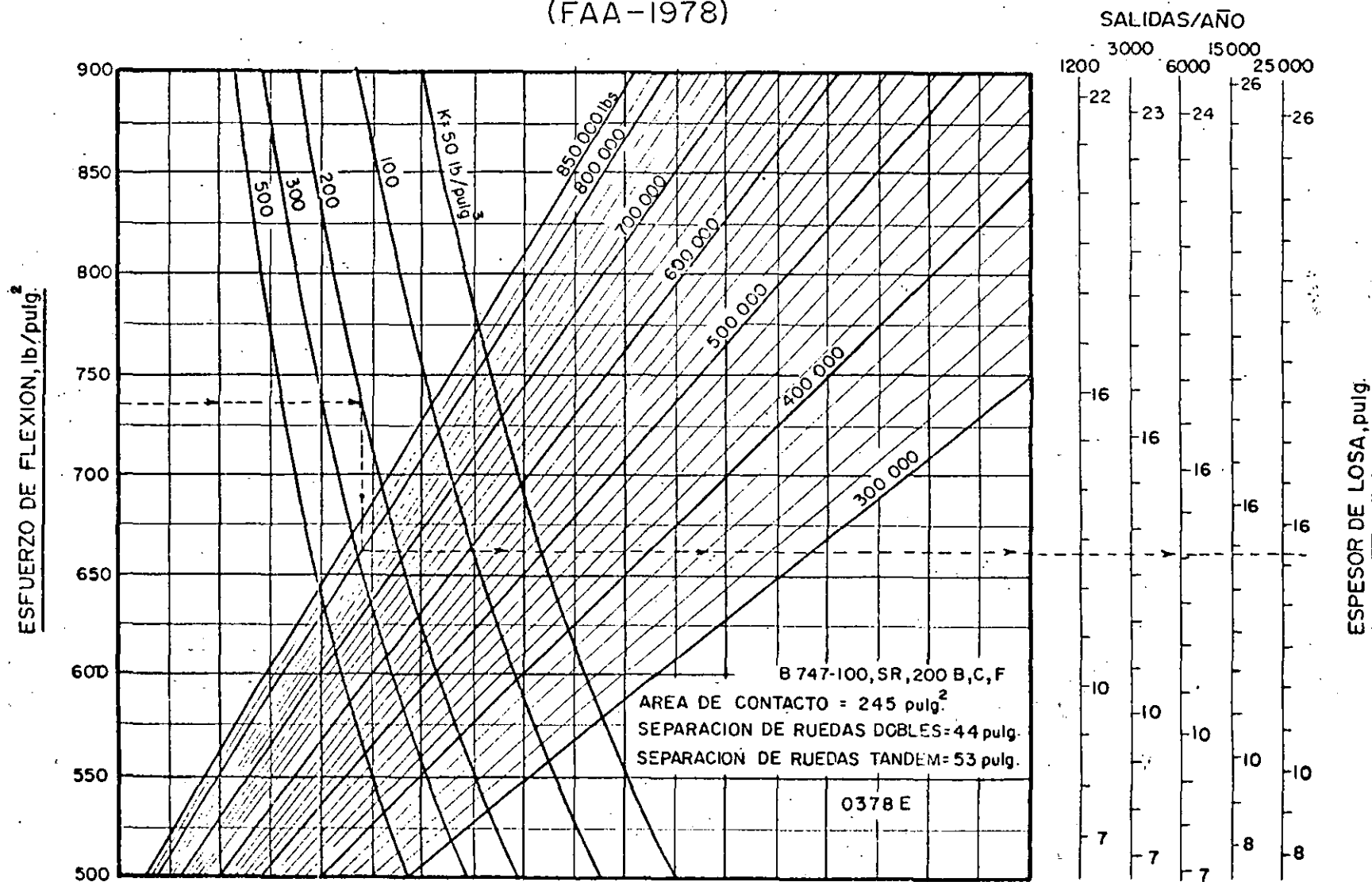


Fig.5-2-6

NOTA:
1 pulg = 2.54 cm. 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²
1 lb. = 0.454 kg 1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO, B-747-100, SR, 200 B, C, F

5.2-9

(FAA-1978)

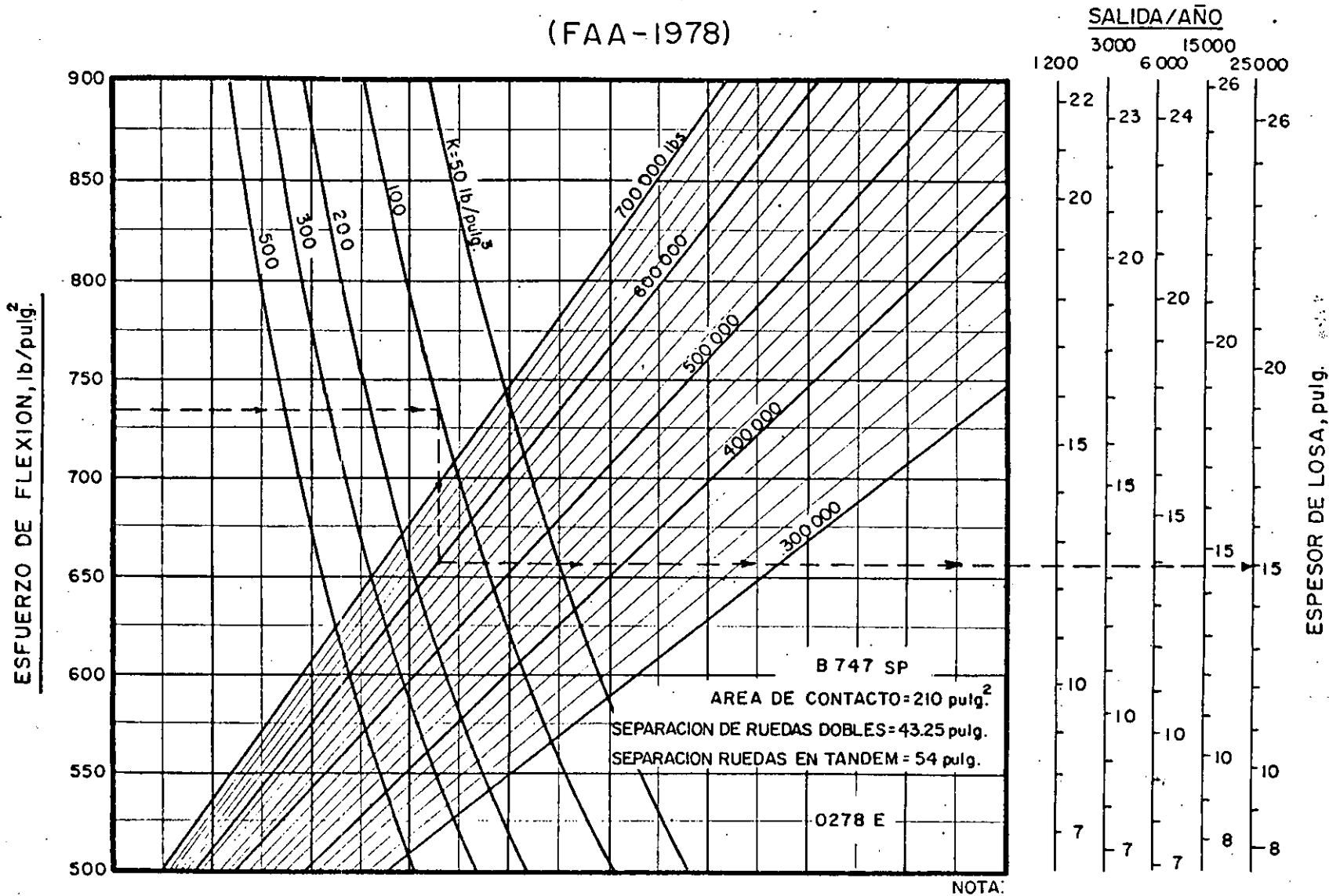
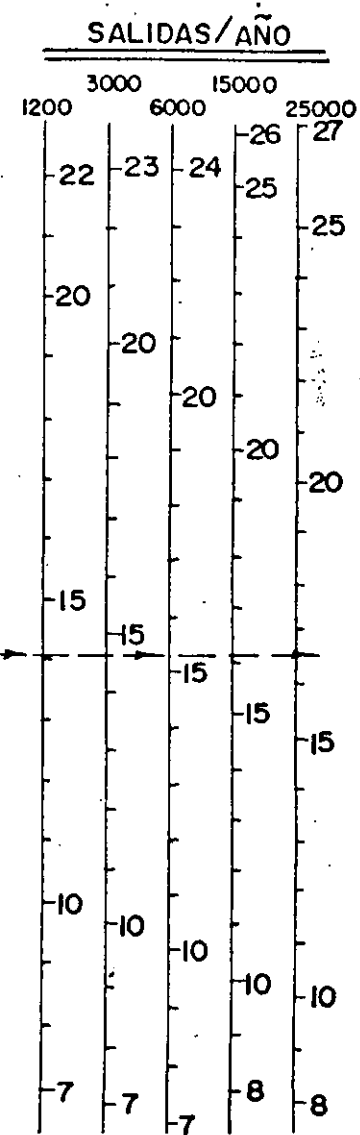
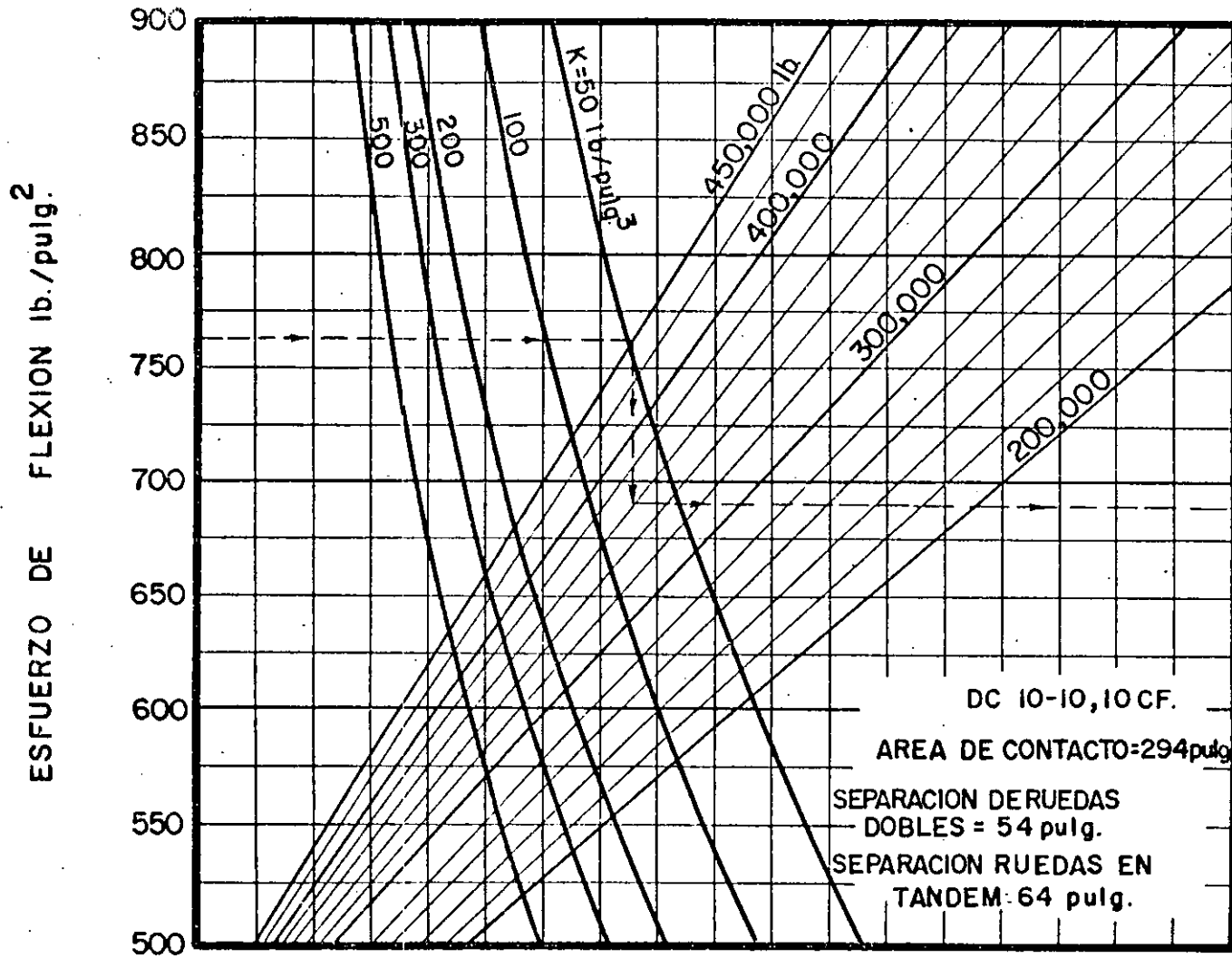


Fig. 5-2-7

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-AVION B-747-SP

5.2-10

(FAA-1978)



ESPEJOR DE LOSA, pulg.

5.2-11

Fig. 5-2-8

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO

AVIONES DC 10-10,10CF.

NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm. 1 lb./pulg.² = 0.0069 MN/m²

1 lb. = 0.454 Kg. 1 lb./pulg.³ = 0.272 MN/m³

(FAA-1978)

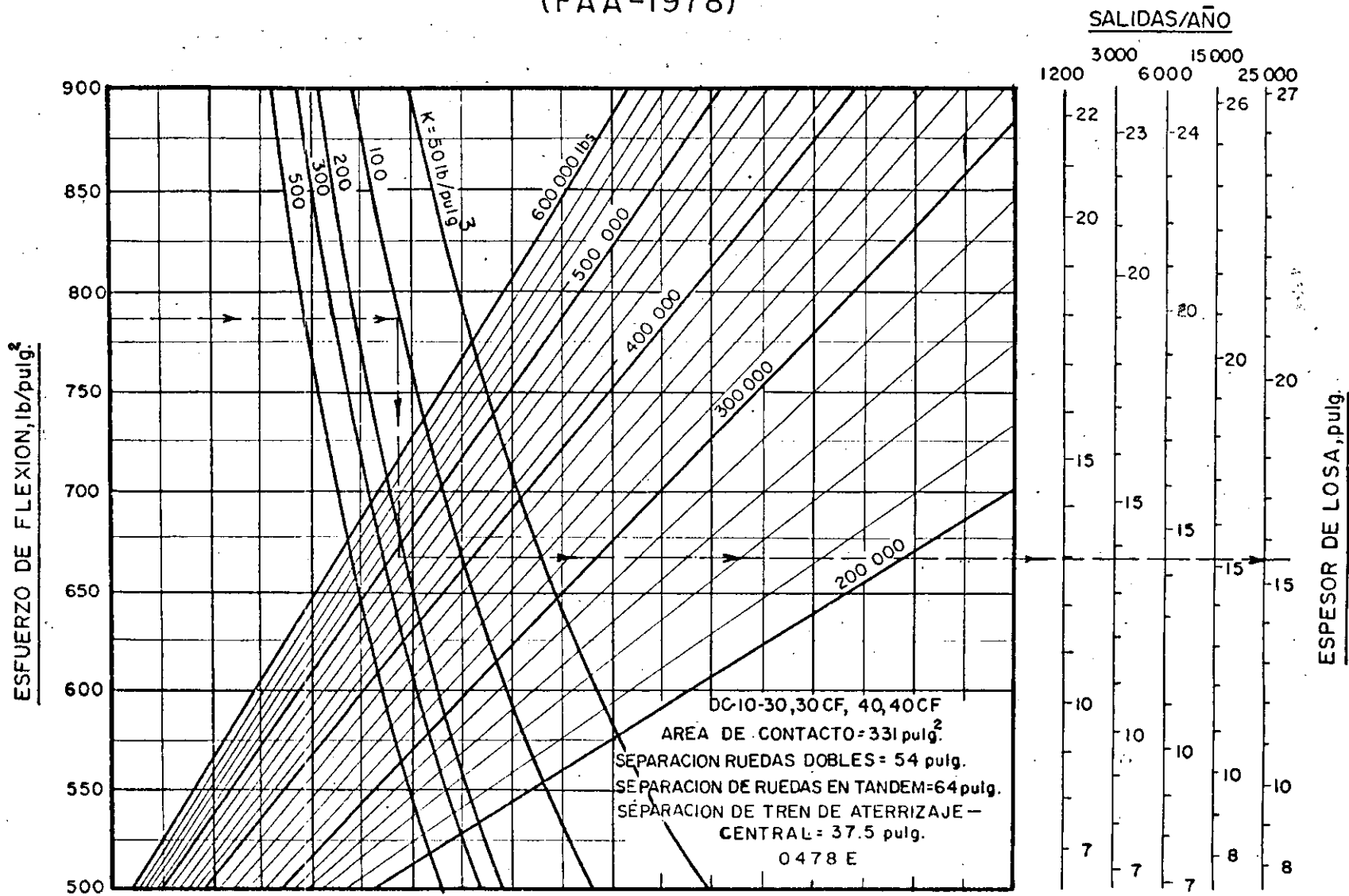


Fig.5-2.9

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - DC-10-30, 30 CF,
40, 40 CF

(FAA-1978)

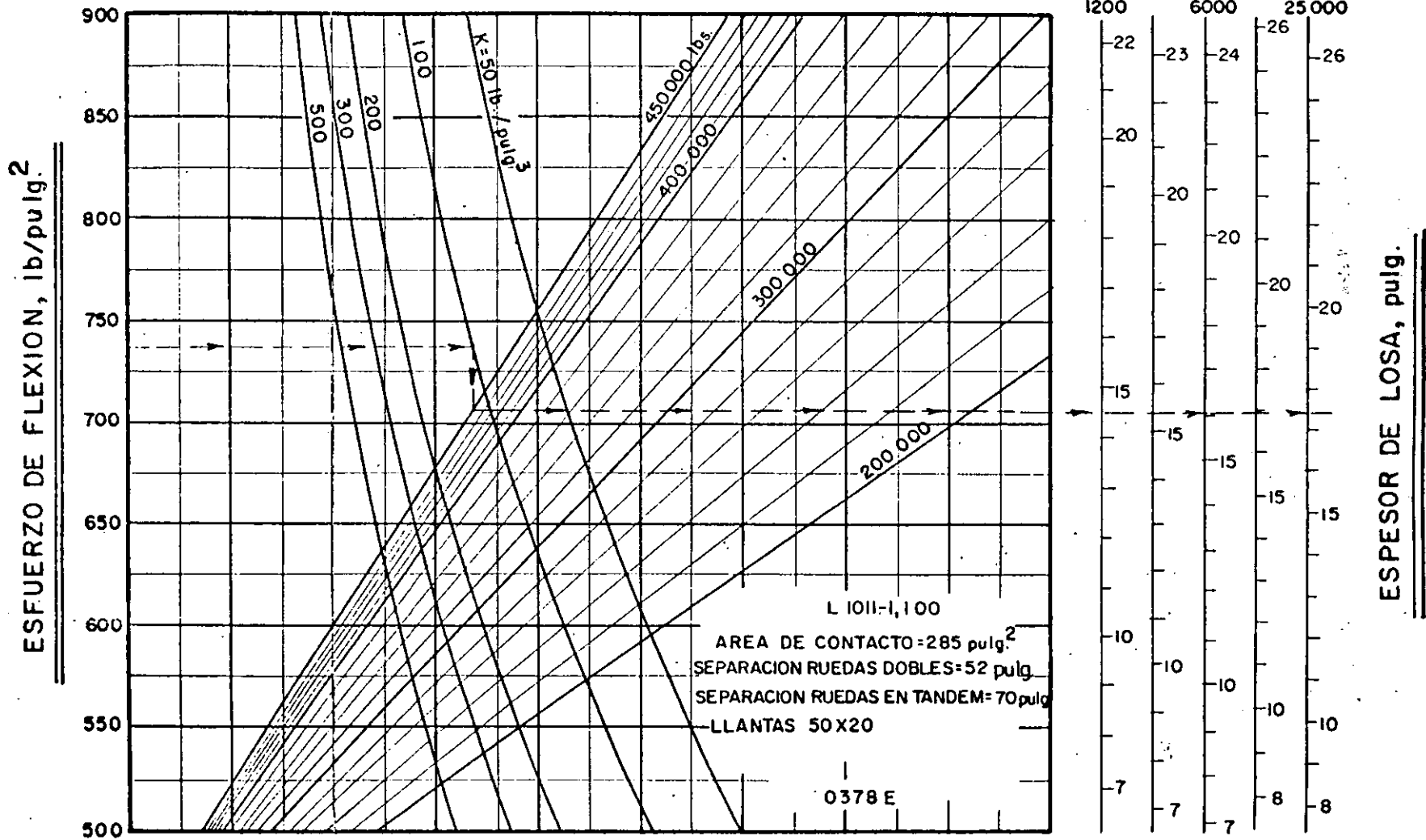


Fig. 5-2-10

NOTA:
 1 pulg = 2.54cm
 $1 \text{ lb/pulg.}^2 = 0.0069 \text{ MN/m}^2$
 $1 \text{ lb} = 0.454 \text{ Kg}$
 $1 \text{ lb/pulg.}^3 = 0.272 \text{ MN/m}^3$

— CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO —

AVION L 1011-1,100

5.2-13

144

(FAA-1978)

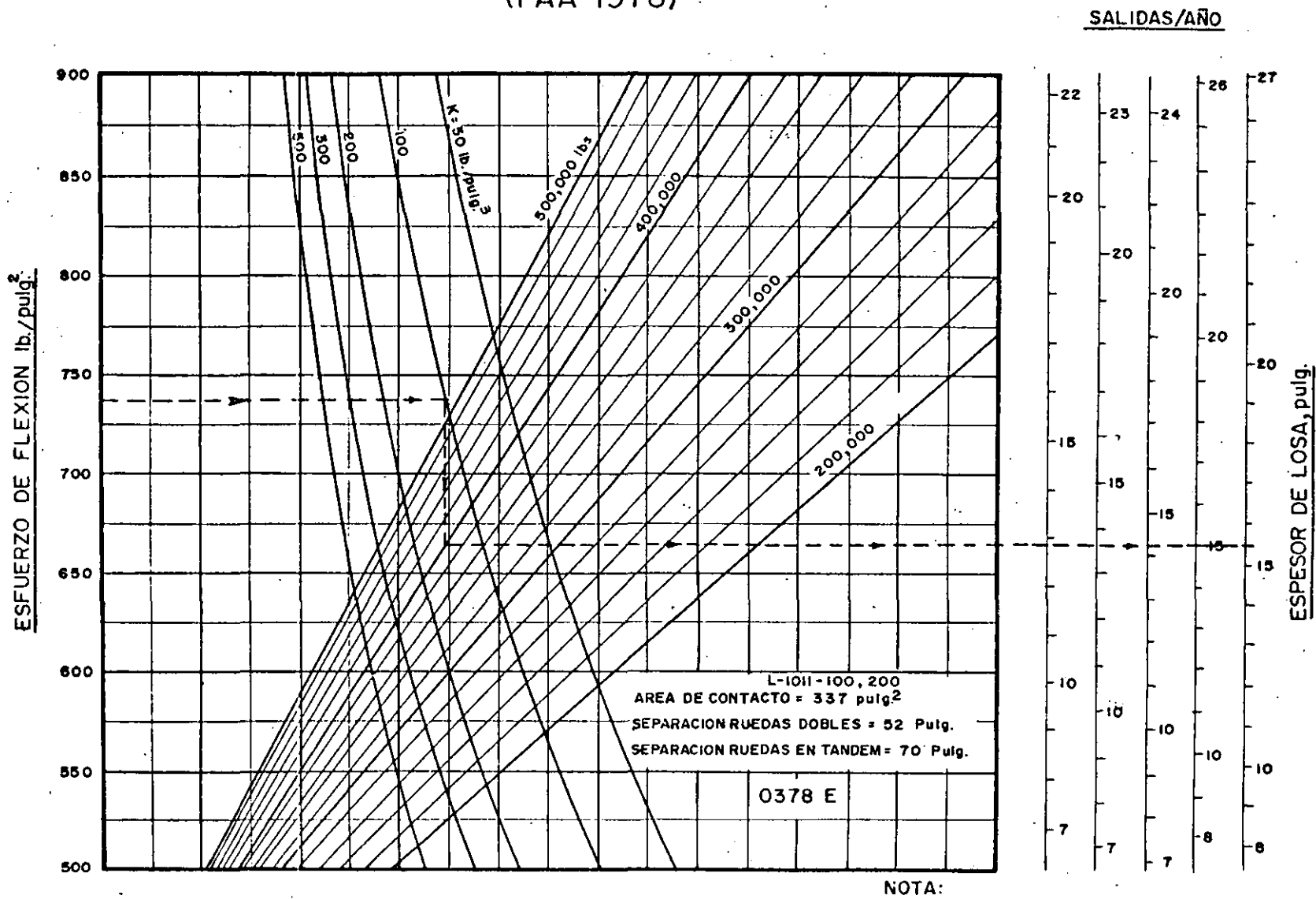


Fig. 5-2-II

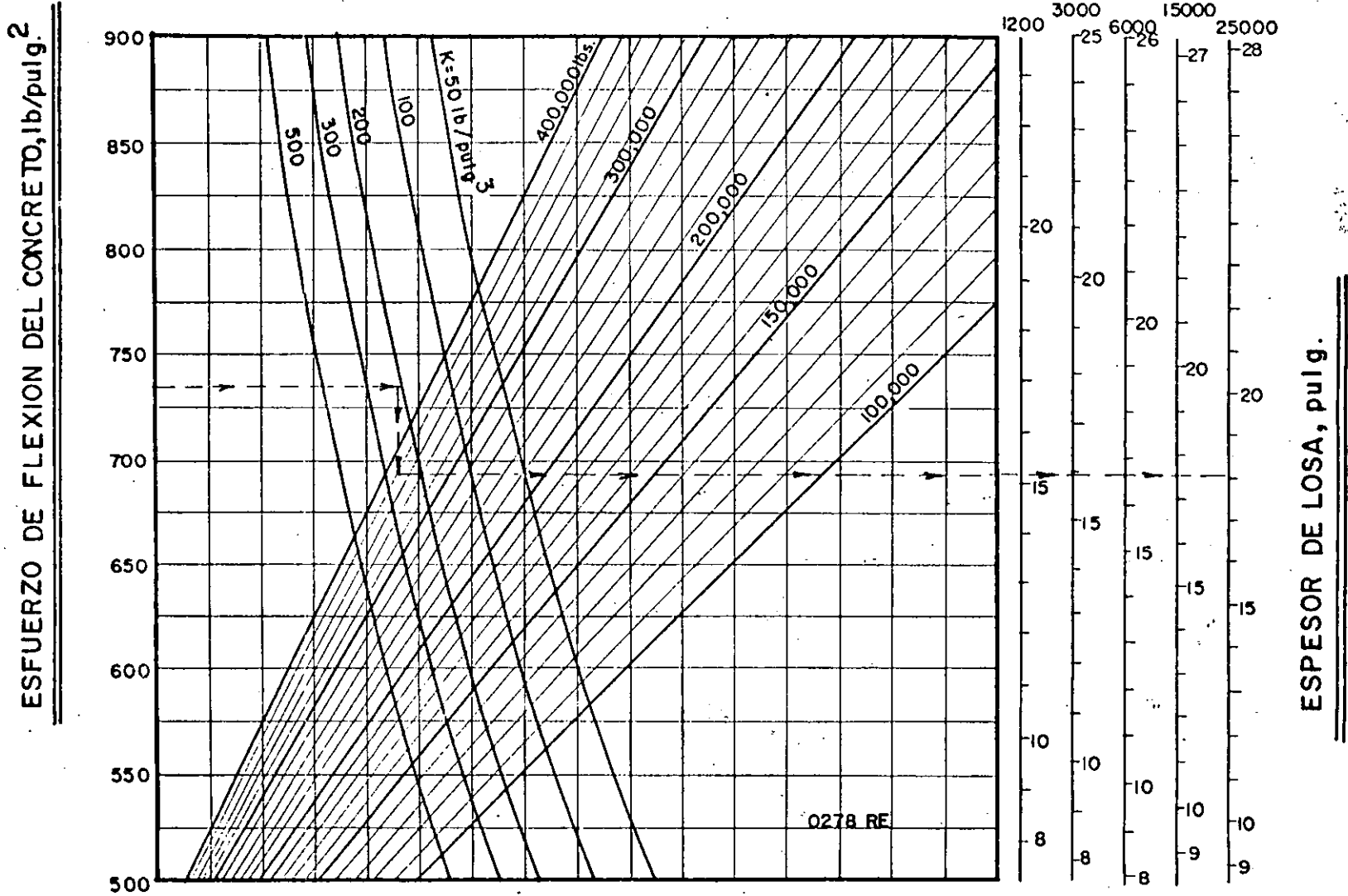
1 pulg.=2.54cm. 1lb/pulg.²=0.0069 MN/m.²
 1lb = 0.454 kg. 1lb/pulg.³= 0.272 MN/m.³

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO

AVION L-1011-100,200

5.2-14

(FAA-1978)



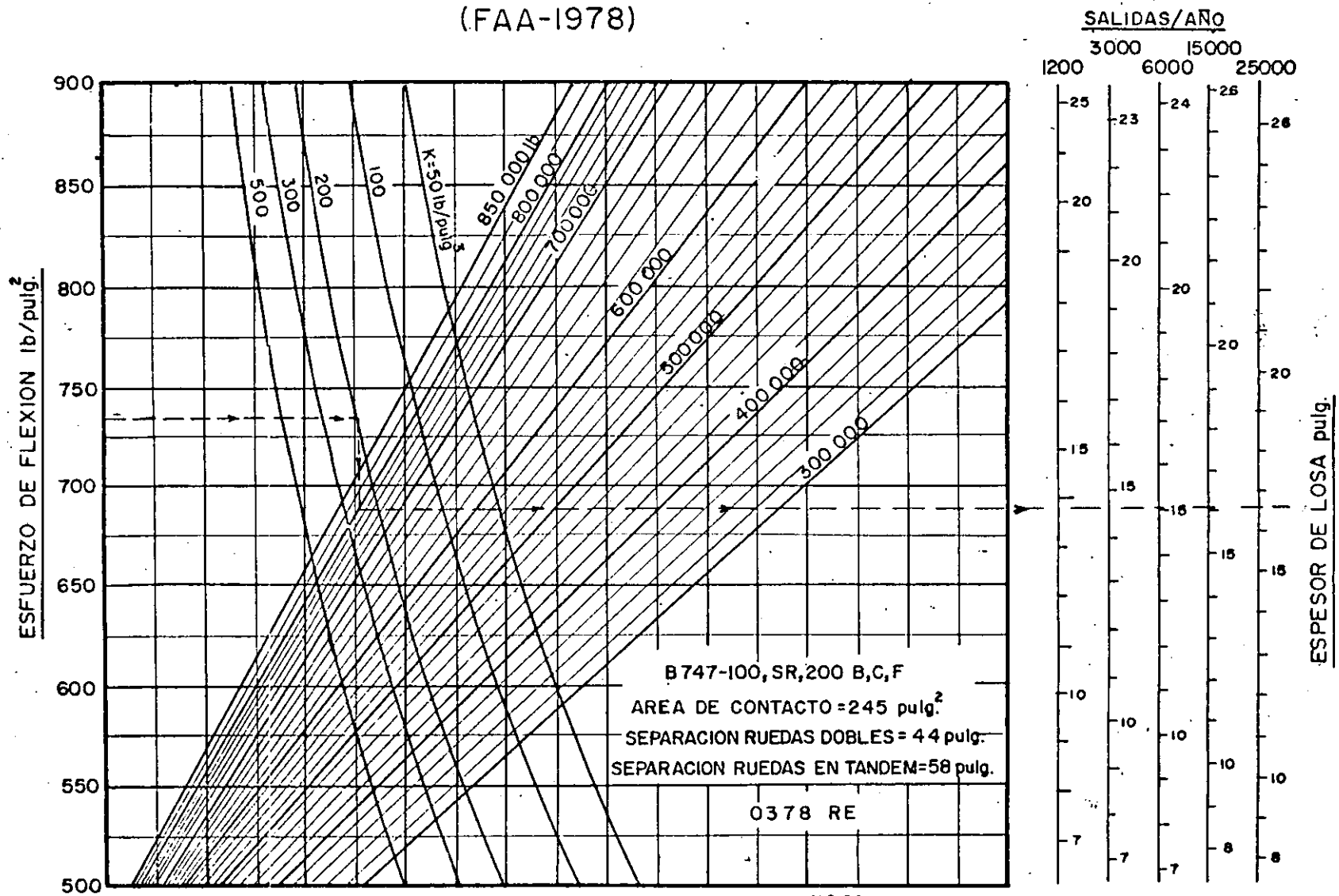
NOTA:
 pulg = 2.54 cm. lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
 lb = 0.454 Kg. lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

Fig. 5-2-12

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS EN DOBLE TANDEM



(FAA-1978)



NOTA:
 1 pulg. = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
 1 lb. = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

Fig.5-2-13

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO

AVIONES B-747-100, SR,200 B,C,F

5.2-16

147

(FAA-1978)

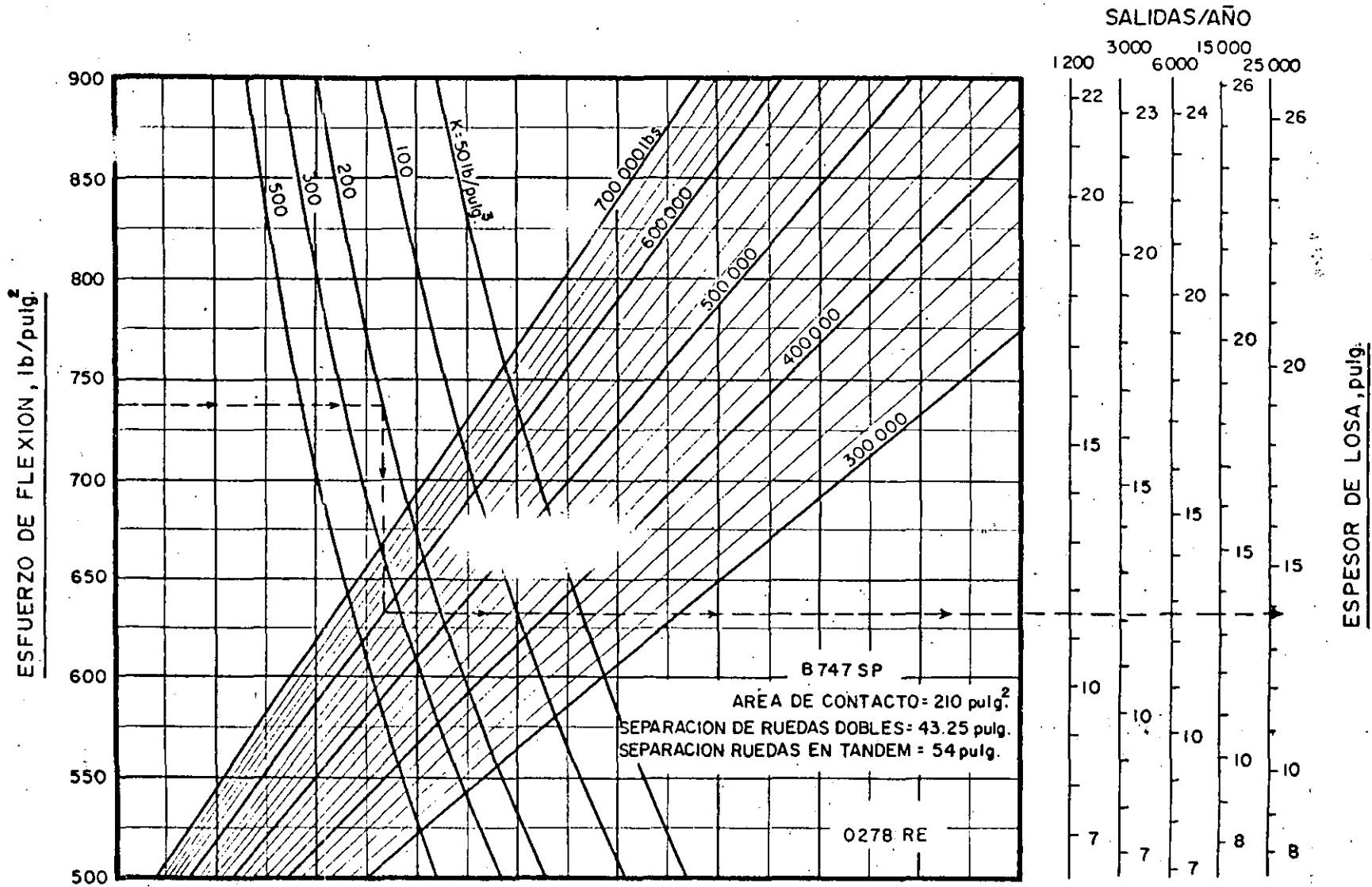


Fig. 5-2-14

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO
AVION B-747 SP

(FAA-1978)

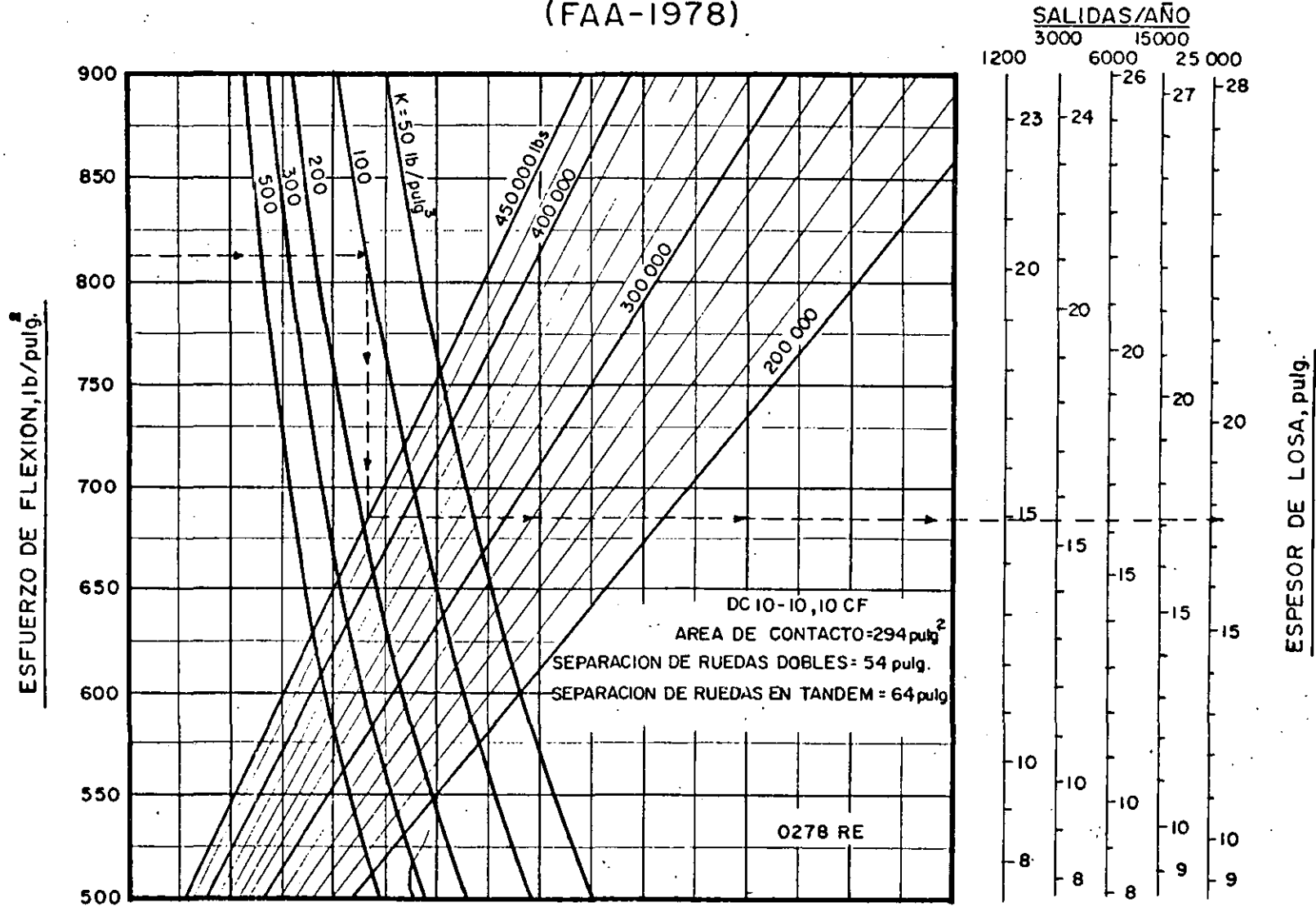


Fig. 5-2-15

NOTA:

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
 1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO

DC-10-10, 10 CF

5.2-18

(FAA-1978)

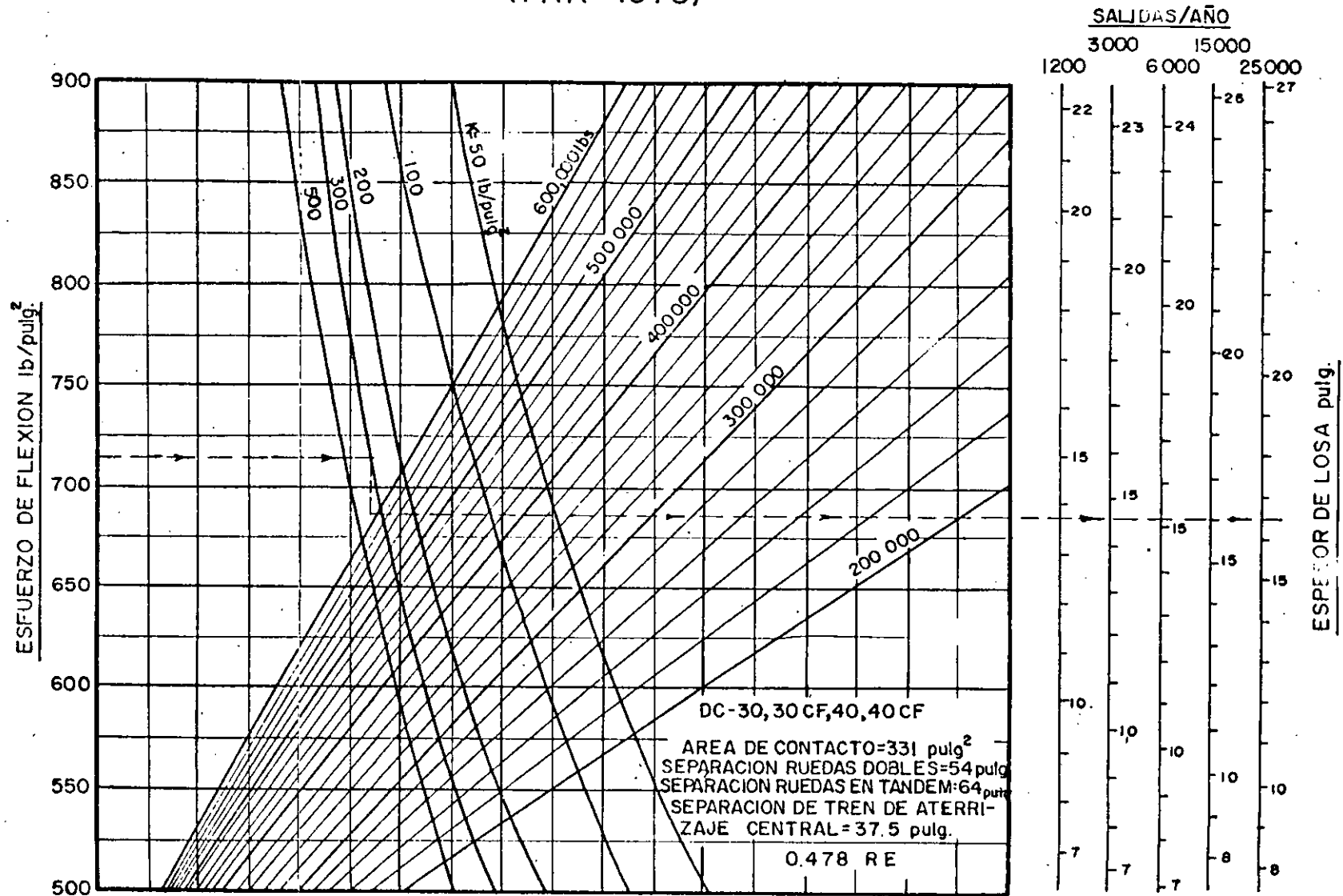
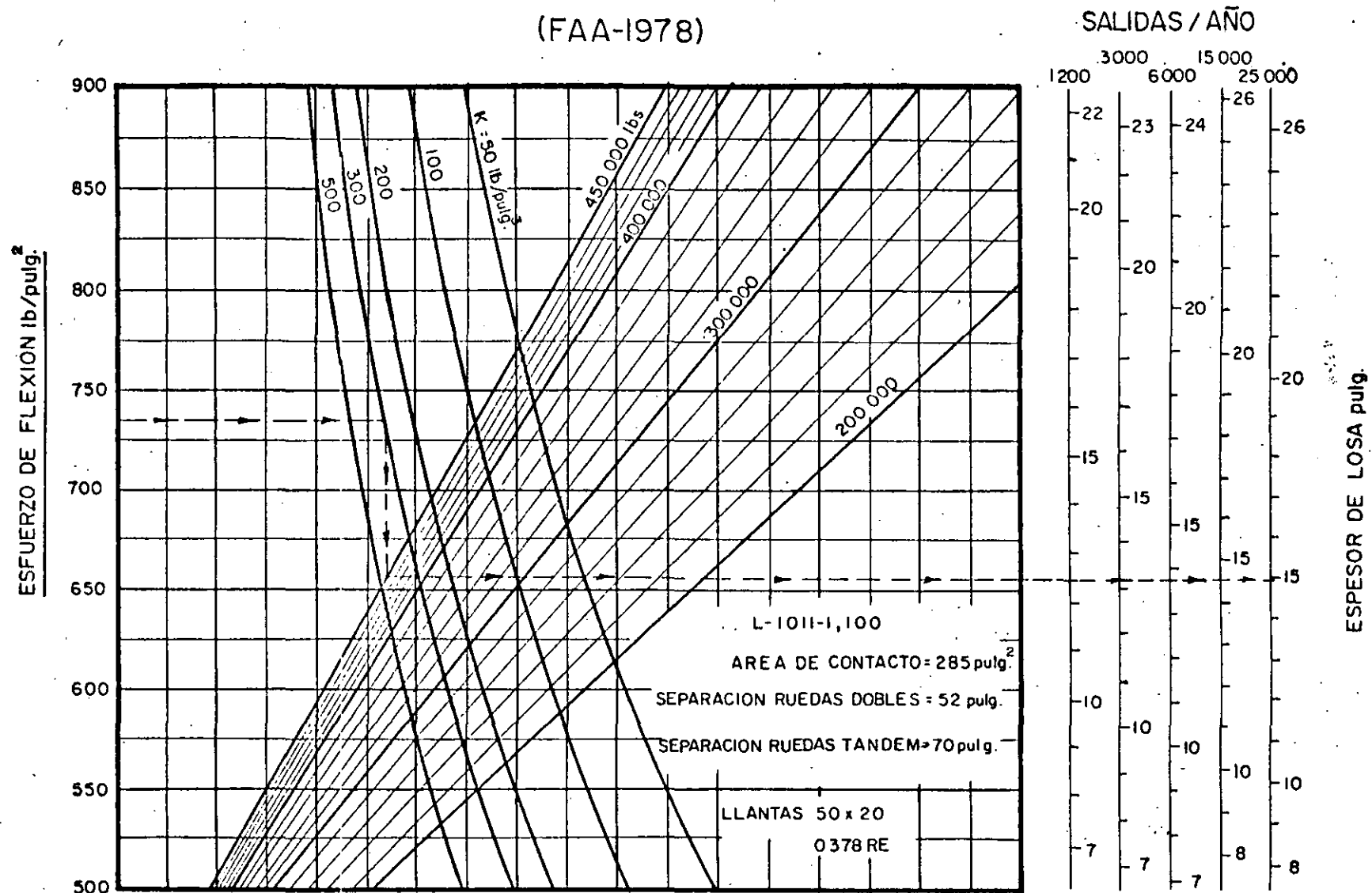


Fig. 5-2-16

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO

AVIONES DC 10-30, 30 CF, 40 CF

(FAA-1978)



NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
 1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

Fig 5-2-17

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO
 L-1011-1,100

5.2-20

(FAA-1978)

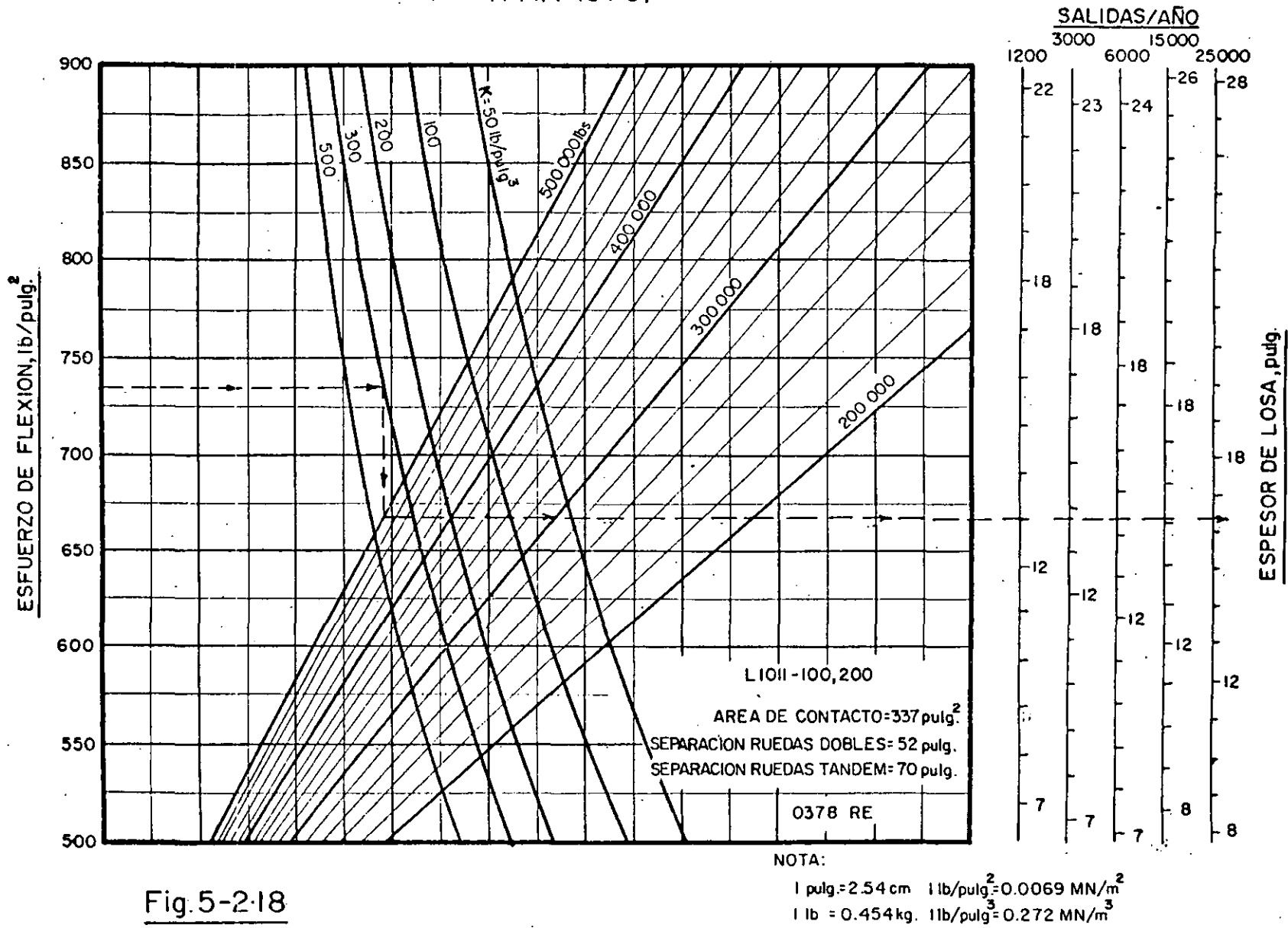
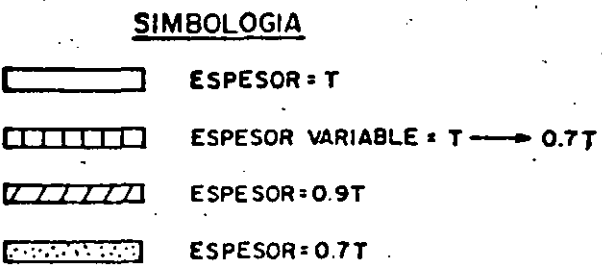
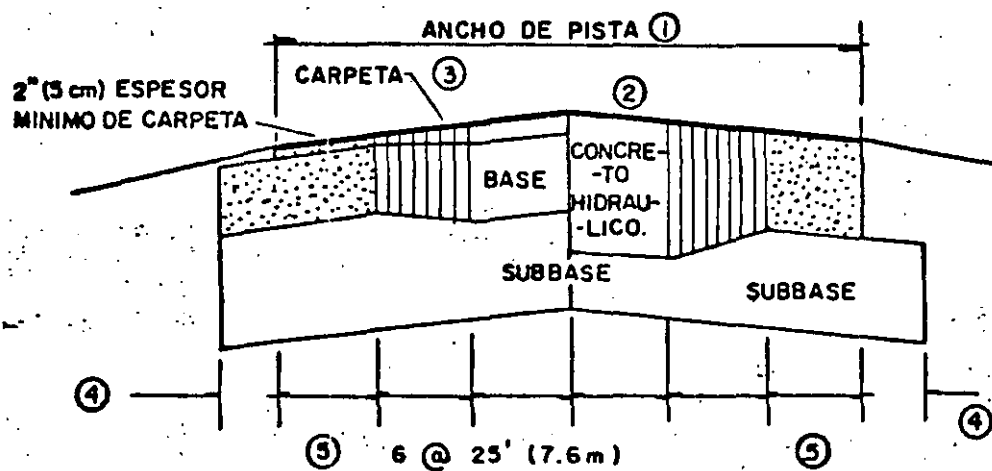
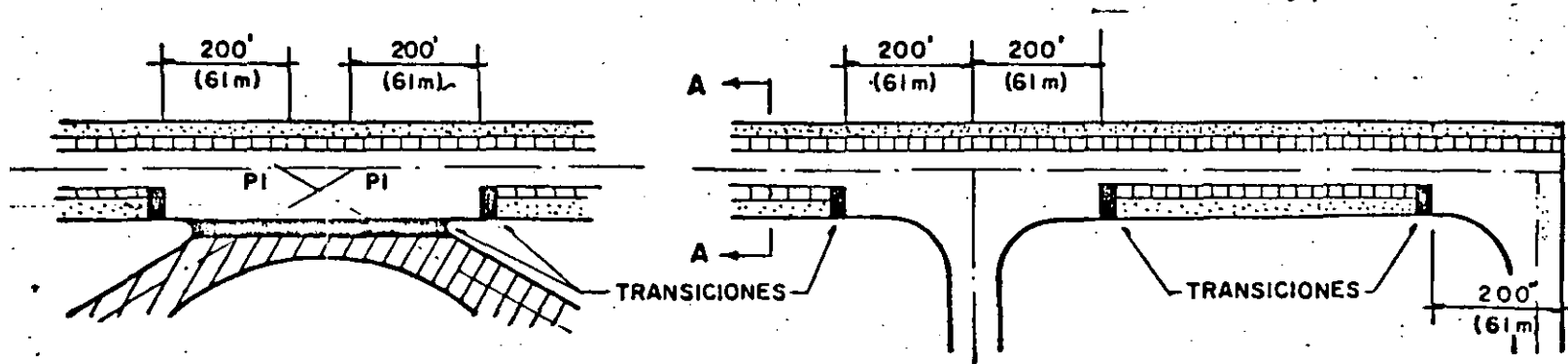


Fig. 5-2-18

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO - L-1011-100,200

(FA A - 1978)



NOTAS

- ① ANCHO DE PISTA DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ② PENDIENTES TRANSVERSALES DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ③ ESPESOR DE CARPETA, BASE DE CONCRETO HIDRAULICO, ETC. COMO ESTA INDICADO EN LA CARTA DE DISEÑO
- ④ MINIMO 12" (30 cm) HASTA 30" (90cm) ADMISIBLE
- ⑤ PARA PISTAS DE ANCHO MAYOR QUE 150' (45.7m) ESTA DIMENSION AUMENTARA.

Fig.5-2-19

PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS

5.2-22

153

CARACTERÍSTICAS REFERENTES A CIMENTACIONES PARA PAVIMENTOS.

Clasificaciones principales	Letras	Nombre	Valor como cimentación cuando no está sujeta a la acción de las heladas	Valor como base directamente sobre de la carpeta.	Acción potencial de las heladas	Compresibilidad y expansión	Características de drenaje	Equipo de compactación	Peso unitario seco lb/pte ³	CBR en Campo	Módulo de subrasante lb/pulg ³	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Grava y suelos con grava	GW	Grava o grava arenosa bien graduada	Excelente	Buena	Ninguna a muy ligera	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumático, rodillo metálico	125 - 140	60 - 80	300 o más	
	GP	Grava o grava arenosa pobremente graduada	Buena a excelente	Pobre a regular	Ninguna a muy ligera	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumáticos, rodillo metálico	120 - 130	35 - 60	300 o más	
	GU	Grava o grava arenosa uniformemente graduada	Buena	Pobre	Ninguna a muy ligera	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumático	115 - 125	25 - 50	300 o más	
	GM	Grava limosa o grava lino arenosa	Buena a excelente	Regular a buena	Ligera a mediana	Muy ligera	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo pata de cabra, control de humedad	130 - 145	40 - 80	300 o más	
	GC	Grava arcillosa o grava arcillo-arenosa	Buena	Pobre	Ligera a mediana	Ligera	Pobre a prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo pata de cabra	120 - 140	20 - 40	200 - 300	
Suelos granulares gruesos	SW	Arena o arena con grava bien graduada	Buena	Pobre	Ninguna a muy ligera	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas equipo de compactación con neumático	110 - 130	20 - 40	200 - 300	
	SP	Arena o arena con grava pobremente graduada	Regular a buena	Pobre a no adecuado	Ninguna a muy ligera	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas equipo de compactación con neumático	105 - 120	15 - 25	200 - 300	
	SU	Arena o arena con grava uniformemente graduada	Regular a buena	No adecuado	Ninguna a muy ligera	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas equipo de compactación con neumático	100 - 115	10 - 20	200 - 300	
	SM	Arena arcillosa o arena gravo-limosa	Buena	Pobre	Ligera a alta	Muy ligera	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo pata de cabra, control de humedad	120 - 135	20 - 40	200 - 300	
	SC	Arena arcillosa o arena grava arcillosa	Regular a buena	No adecuado	Ligera a alta	Ligera a mediana	Pobre a prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo pata de cabra	105 - 130	10 - 20	200 - 300	
Baja compresibilidad LL < 50	ML	Limos, limos arcillosos, limos con grava en suelos de diatomeas	Regular a pobre	no adecuado	Mediana a muy alta	Ligera a mediana	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo pata de cabra, control de humedad	100 - 125	5 - 15	100 - 200	
	CL	Arcillas pobres, arcillas arenosas o arcillas con grava	Regular a pobre	no adecuado	Mediana a alta	Mediana	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo pata de cabra	100 - 125	5 - 15	100 - 200	
	OL	Limos orgánicos, arcillas orgánicas pobres	Pobre	no adecuado	Mediana a alta	Mediana a alta	Pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo pata de cabra	90 - 105	4 - 8	100 - 200	
Alta compresibilidad LL > 50	MH	Arcillas con mica o suelos de diatomeas	Pobre	no adecuado	Mediana a muy alta	Alta	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo pata de cabra	80 - 100	4 - 8	100 - 200	
	CH	Arcillas gruesas	Pobre a muy pobre	no adecuado	Mediana	Alta	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo pata de cabra	90 - 110	3 - 5	50 - 100	
	OH	Arcillas orgánicas gruesas	Pobre a muy pobre	no adecuado	Mediana	Alta	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo pata de cabra	80 - 105	3 - 5	50 - 100	
Turbas y otros suelos orgánicos	PT	Turba humosa y otros	no adecuado	no adecuado	Ligera	Muy alta	Regular a pobre	Compactación no práctica.				

Tabla 5 - 2.1
(FAA - 1978)

3).- Método del Reino Unido. -

El método de evaluación y diseño de pavimentos, LCN (Número de Clasificación de Carga: Load Classification Number), fué desarrollado por el Ministerio del Aire, Dirección General de Obras, del Reino Unido. Actualmente está incorporado al Manual de Aeródromos de la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI).

El método es aplicable tanto para pavimentos flexibles como para rígidos. En este método la capacidad soporte de un pavimento está expresada en términos de un número conocido como LCN, que depende de la geometría de la pierna del avión, de la presión de inflado de las llantas y de la composición y espesor del pavimento.

Posteriormente el Reino Unido simplificó el método LCN de manera de clasificar las capacidades resistentes del pavimento por grupos originando el llamado método LCG (Grupo de Clasificación de Carga: Load Classification Group) que actualmente es utilizado por el Reino Unido. Sin embargo el método LCN tuvo mucha aceptación en todo el mundo y sigue siendo utilizado por muchos países y organizaciones.

El método LCN partió de la necesidad de clasificar la capacidad de los pavimentos de los aeródromos para recibir a las aeronaves. Durante e inmediatamente después de la Segunda Guerra -

Mundial, en el Reino Unido se acostumbraba clasificar los pavimentos de los aeródromos como adecuados para ciertas categorías de aviones definidas en términos muy generales tales como "Caza", "bombardero pesado" o "bombardero muy pesado". Este sistema pronto quedó obsoleto debido al incremento continuo en los pesos de los nuevos aviones y a la complicación que introdujeron los trenes de aterrizaje de ruedas múltiples y las diferencias en las presiones de los neumáticos. Era pues necesario encontrar un sistema sencillo que permitiera comparar fácilmente las características de carga de una aeronave con una capacidad de carga de un pavimento.

En consecuencia se llevaron a cabo numerosos ensayos de carga en pavimentos rígidos y flexibles existentes y que tenían diferentes espesores y estaban construídos sobre suelos diferentes. El objeto de dichos ensayos era determinar que relación, de haberla, existía entre la carga necesaria para producir la falla de un pavimento y el área de contacto de la carga. En cada aeródromo se llevó a cabo una serie de ensayos usando placas de diferentes diámetros y haciendo varias pruebas con cada dimensión de placa, a fin de obtener una carga media de rotura para cada una de las dimensiones. En los pavimentos rígidos, los ensayos se efectuaron aplicando la carga en el centro y en la esquina de la losa. Para los pavimentos flexibles -

se consideró como carga de rotura la que producía una deformación de 2.54 mm.

La fig. 5-3.1 muestra tres curvas típicas de carga de rotura/área de contacto obtenidas de los ensayos (curvas 2, 4 y 6). La curva obtenida para un determinado pavimento permite determinar qué aeronave lo puede utilizar sin sobrecargarlo, para lo cual sólo se requiere señalar en la gráfica el punto correspondiente a la carga de rueda de la aeronave con su área de contacto. Si el punto queda por debajo de la curva, el pavimento no se sobrecargará; si queda por encima de la curva, se producirá sobrecarga.

A fin de obtener una relación mas general, en las figs. 5-3.2 y 5-3.3 se volvieron a trazar las curvas " carga de rotura/área de contacto " obtenidas de un gran número de pavimentos diferentes, pero expresando la carga de rotura obtenida con cada dimensión de placa, como un porcentaje de la carga de rotura al utilizar una placa de 66 cm (26 pulg) de diámetro ($3,419 \text{ cm}^2 = 530 \text{ pulg}^2$). Se eligió esa área de contacto porque en aquel momento representaba la de las aeronaves pesadas en uso.

Se puede observar en las figs. 5-3.2 y 5-3.3 que dentro de los límites de 1,300 y 4,500 cm^2 de área de contacto, existe una relación razonablemente constante entre la carga de rotura y el área de contacto.

El siguiente paso se muestra en la fig. 5-3.4 en la que se obtu

vieron las curvas de "Carga de rotura/área de contacto" para pavimentos rígidos y flexibles típicos; de ambas curvas se obtuvo la curva que representa razonablemente el comportamiento de un pavimento "medio" sometido a carga y cuya ecuación es:

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

en donde W_1 y W_2 son las cargas de rotura en las áreas de contacto A_1 y A_2 respectivamente.

Cabe señalar que esta relación solo se considera válida entre los límites de 1,300 y 4,500 cm² de área de contacto.

Una vez demostrado que existía una relación general entre la carga de rotura de un pavimento y el área de contacto sobre la cual se aplica, y a fin de idear un sistema mediante el cual pudiera expresarse con una sola cifra la capacidad de un pavimento para soportar el peso de una aeronave, se introdujo el concepto de una "curva típica" de clasificación por cargas. Esta curva, que se muestra en la fig. 5.3.5 es completamente arbitraria y se obtuvo uniendo una serie de puntos en una gráfica "Carga-área de contacto". Los puntos elegidos de manera que diesen una curva suave, se indican en la tabla 5-3.1. Se eligieron estas cifras por ser representativas de las cargas de rueda y áreas de contacto de las aeronaves que estaban en servicio en la época en que se ideó el sistema LCN.

El siguiente paso consistió en combinar la curva típica de clasificac

ción por cargas y la relación

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

para obtener el diagrama de la fig. 5-3.6 el cual se trazó de la siguiente manera:

1-) Se trazaron las líneas (diagonales) correspondientes al área de contacto del neumático, a partir de la relación:

$$\text{Area de contacto} = \frac{\text{carga}}{\text{presión de neumático.}}$$

2-) Un punto de cada curva LCN proviene directamente de la curva típica de clasificación por cargas (fig. 5-3.5).

3-) Los demás puntos de cada curva LCN se calcularon de acuerdo con la relación

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

4-) Las curvas a trazos son una ampliación provisional del sistema LCN, para que incluya áreas de contacto inferiores a 1,300 cm² basadas en ensayos de carga en pavimentos efectuadas con placas de pequeñas áreas de contacto.

Así la clasificación del pavimento de un aeródromo es una cuestión relativamente sencilla: se pueden efectuar los ensayos de resistencia con placas de una sola dimensión y suponer que la relación

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

es válida, obteniendo el LCN del pavimento directamente de la -
fig. 5-3.6. Por ejemplo; a una carga de 14,300 kg (31,500 lb) -
sobre una placa de 45.7 cm (18 pulg) de diámetro, o sea de -
1,652 cm² (256 pulg²) de área, le corresponde un LCN de 40.

El uso de una sola cifra para expresar la resistencia de cualquier
pavimento de grandes dimensiones, tal como una pista, no da en
el mejor de los casos mas que una aproximación, ya que la resis-
tencia variará de un punto a otro y los ensayos de carga muestran
a menudo diferencias considerables. En consecuencia, la selec-
ción de la cifra LCN representativa de un pavimento es una cues-
tión de análisis estadístico y de apreciación técnica, después -
de efectuados los ensayos, y no es posible usar el sistema LCN
con precisiones mayores de, por ejemplo un 10%.

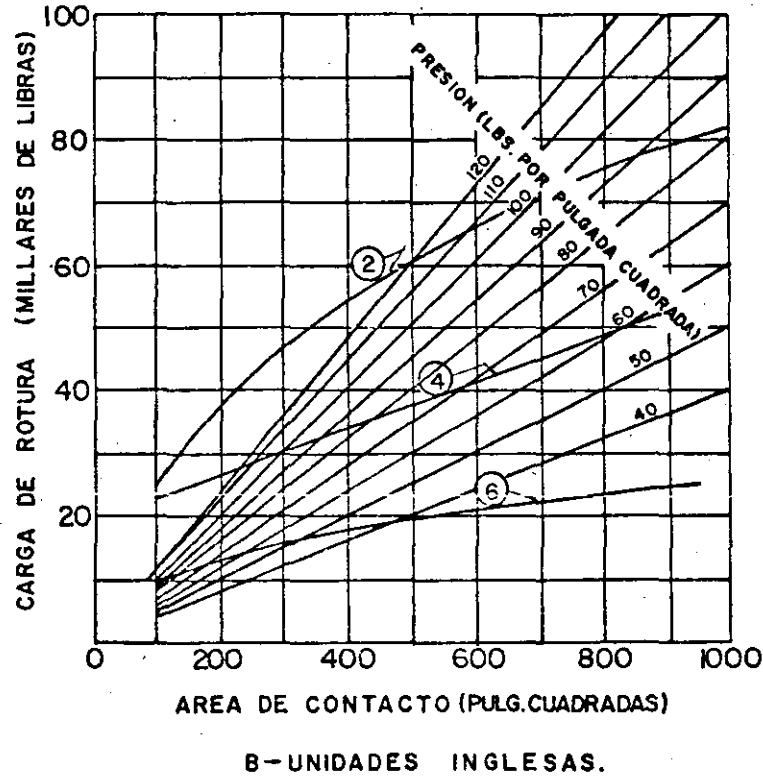
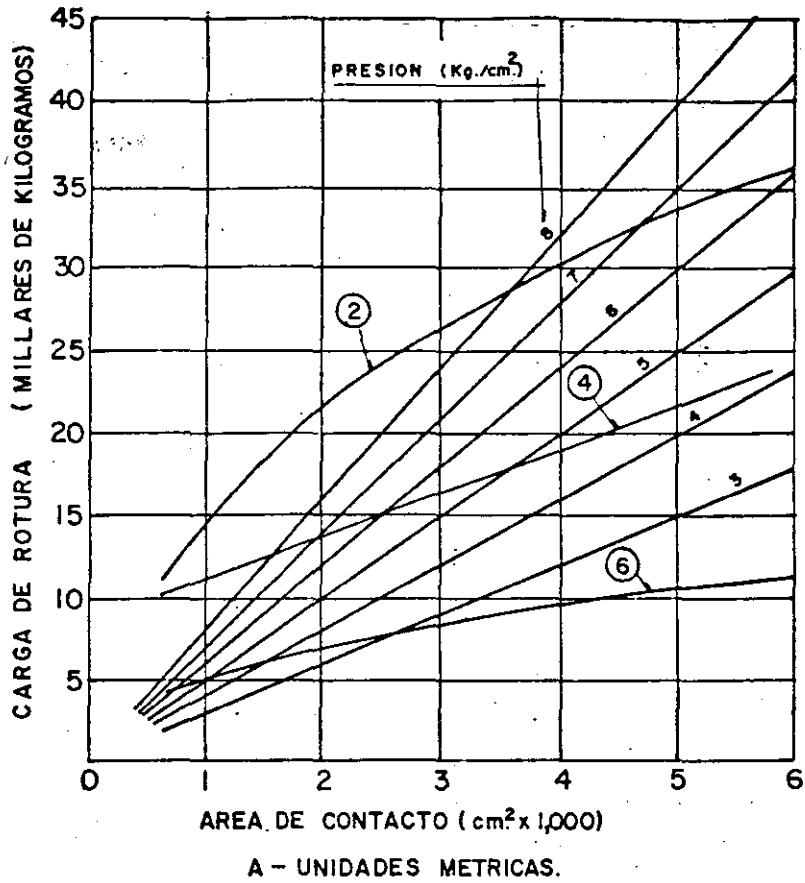


Fig. 5-3-1 RELACION CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO.

RELACION "CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO"

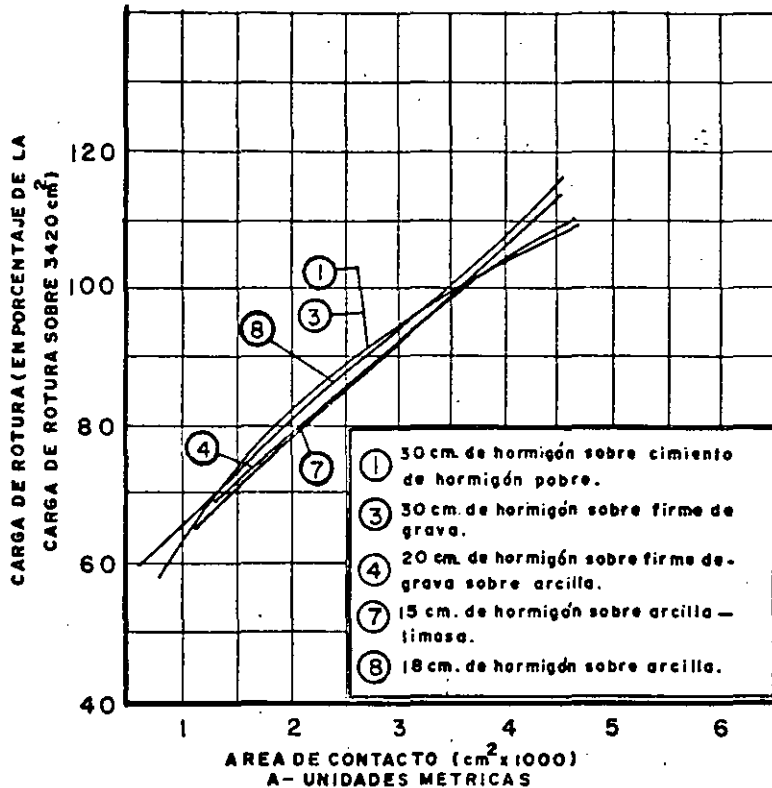


FIGURA 5-3.2 PAVIMENTOS RIGIDOS

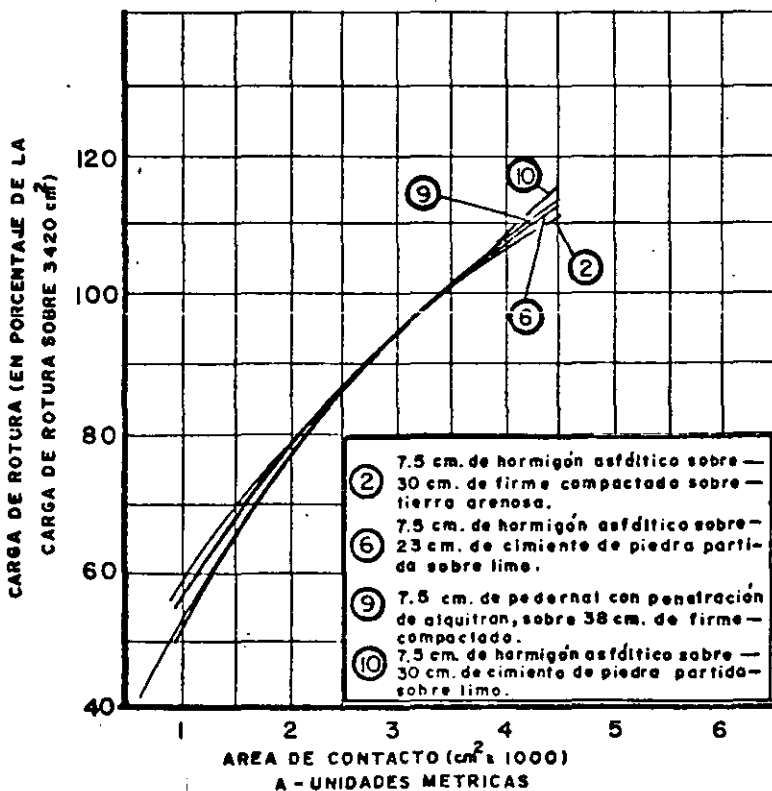


FIGURA 5-3.3 PAVIMENTOS FLEXIBLES

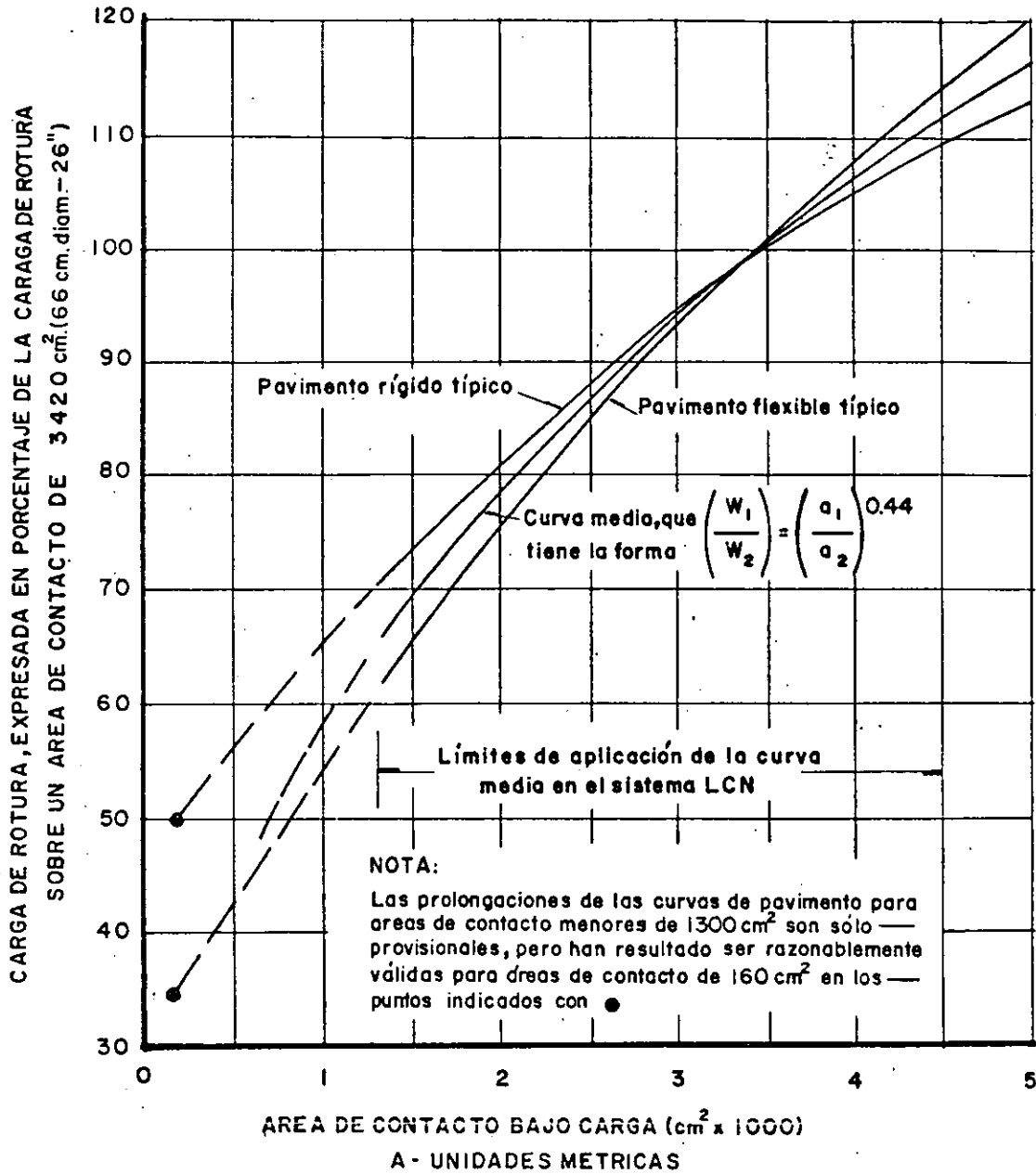


Fig. 5-3.4.-CURVAS DE RELACION "CARGA DE ROTURA / AREA DE CONTACTO" PARA PAVIMENTOS TIPICOS

(CACI. 1965)

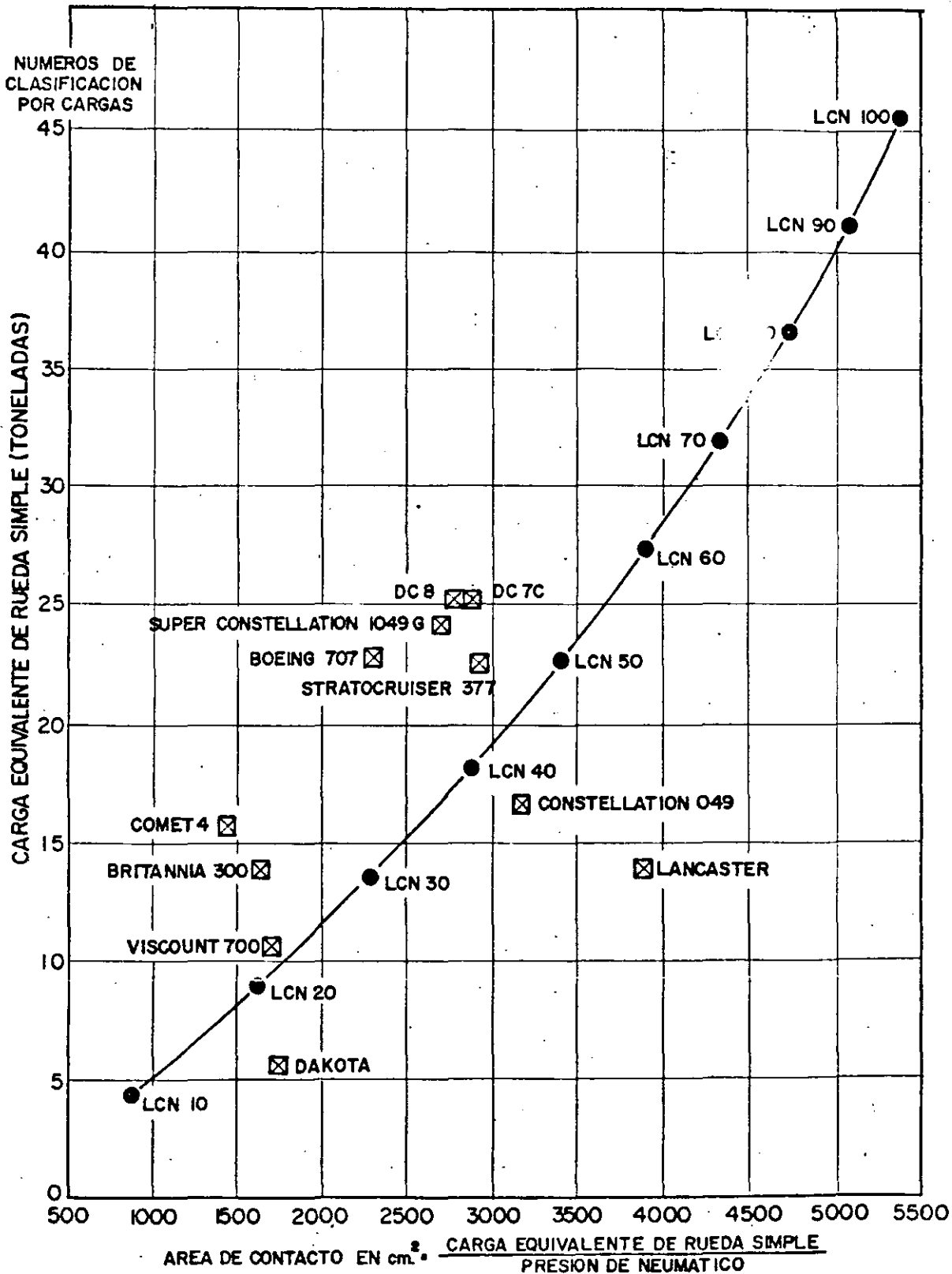
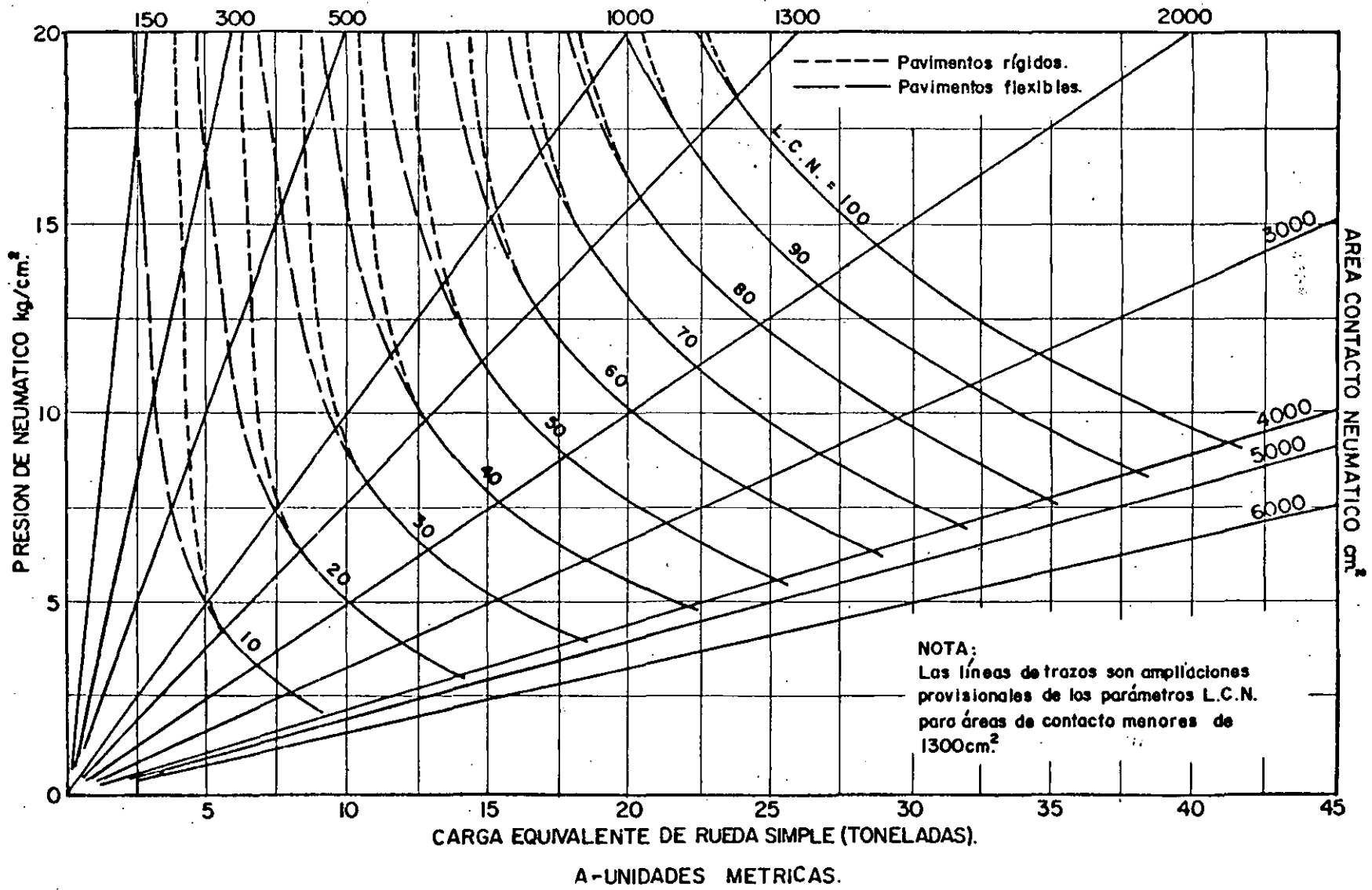


Fig.5-3-5 CURVA TIPICA DE CLASIFICACION POR CARGAS.

A - UNIDADES METRICAS

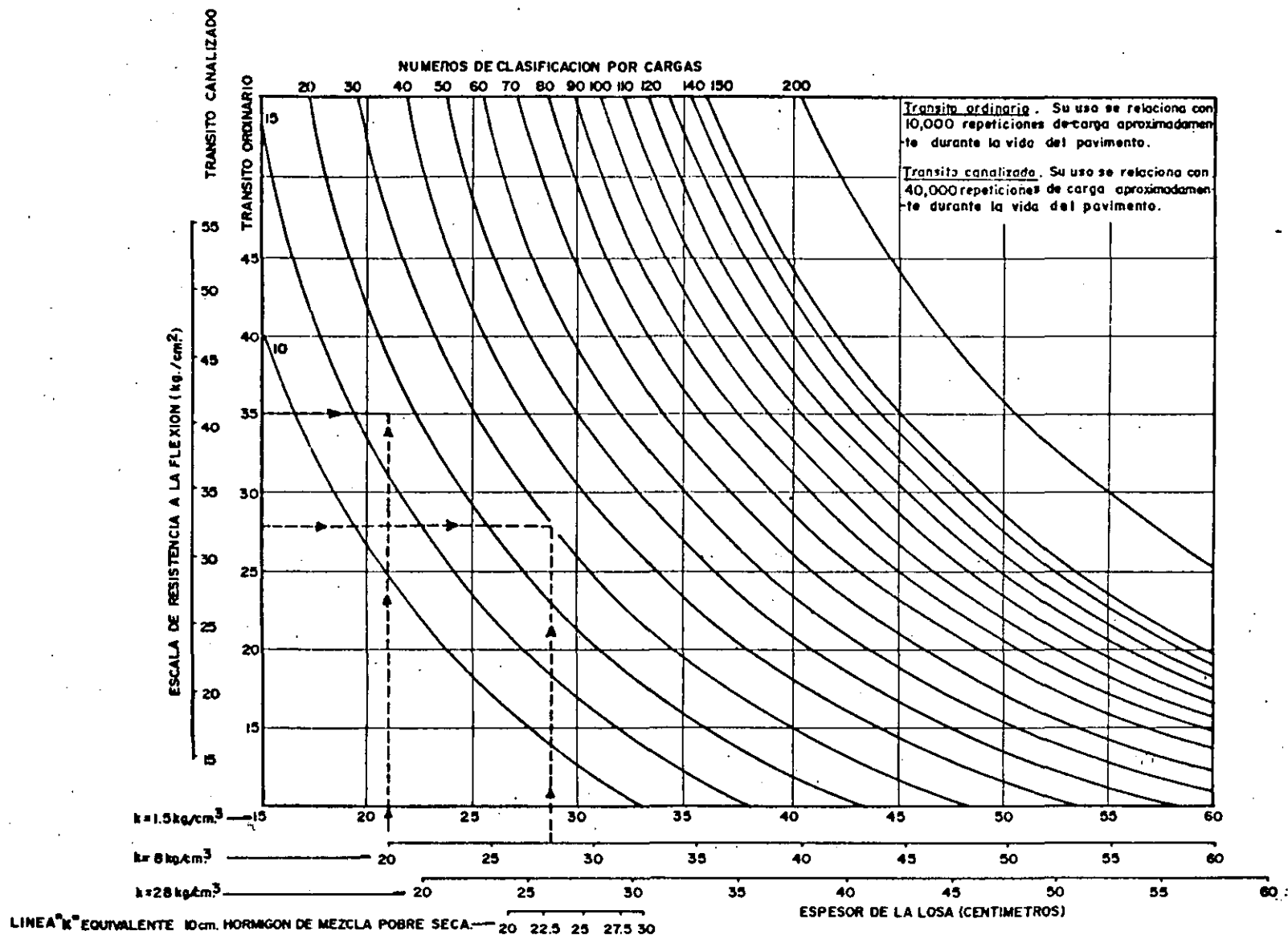
Tabla 5-3.1

<u>Carga de rueda</u>		<u>Presión de neumático</u>		<u>L.C.N.</u>
<u>lb</u>	<u>kg</u>	<u>P.s.i.</u>	<u>kg/cm2.</u>	
100,000	45,400	120	8.44	100
90,000	40,800	115	8.09	90
80,000	36,300	110	7.74	80
70,000	31,800	105	7.38	70
60,000	27,200	100	7.03	60
50,000	22,700	95	6.68	50
40,000	18,100	90	6.63	40
30,000	13,600	85	5.98	30
20,000	9,100	80	5.62	20
10,000	4,500	75	5.27	10



NUMEROS DE CLASIFICACION POR CARGAS EN FUNCION DE LA CARGA LA PRESION DE NEUMATICO Y EL AREA DE CONTACTO, PARA PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES.

Fig.5 -3-6



A-UNIDADES METRICAS.

Fig.5-3.7 ABACO PARA EL CALCULO DE PAVIMENTOS RIGIDOS-LOSA UNICA. (OACI 1965)

COMPLEMENTO FIG. 5-3.7NOTAS SOBRE EL USO DEL ABACO

Las especificaciones generales del Ministerio del Aire exigen un mínimo de resistencia del hormigón de 24.6 kg/cm² a los 28 días. Esta resistencia mínima aumentará a 33 kg/cm² en un año.

Suponiendo que el pavimento tenga por lo menos unos cuantos meses antes de que se ponga en servicio, en todos los cálculos del Ministerio del Aire se usa una resistencia a la flexión de 31.6 kg/cm². (Esta resistencia se obtiene teóricamente al cabo de 130 días).

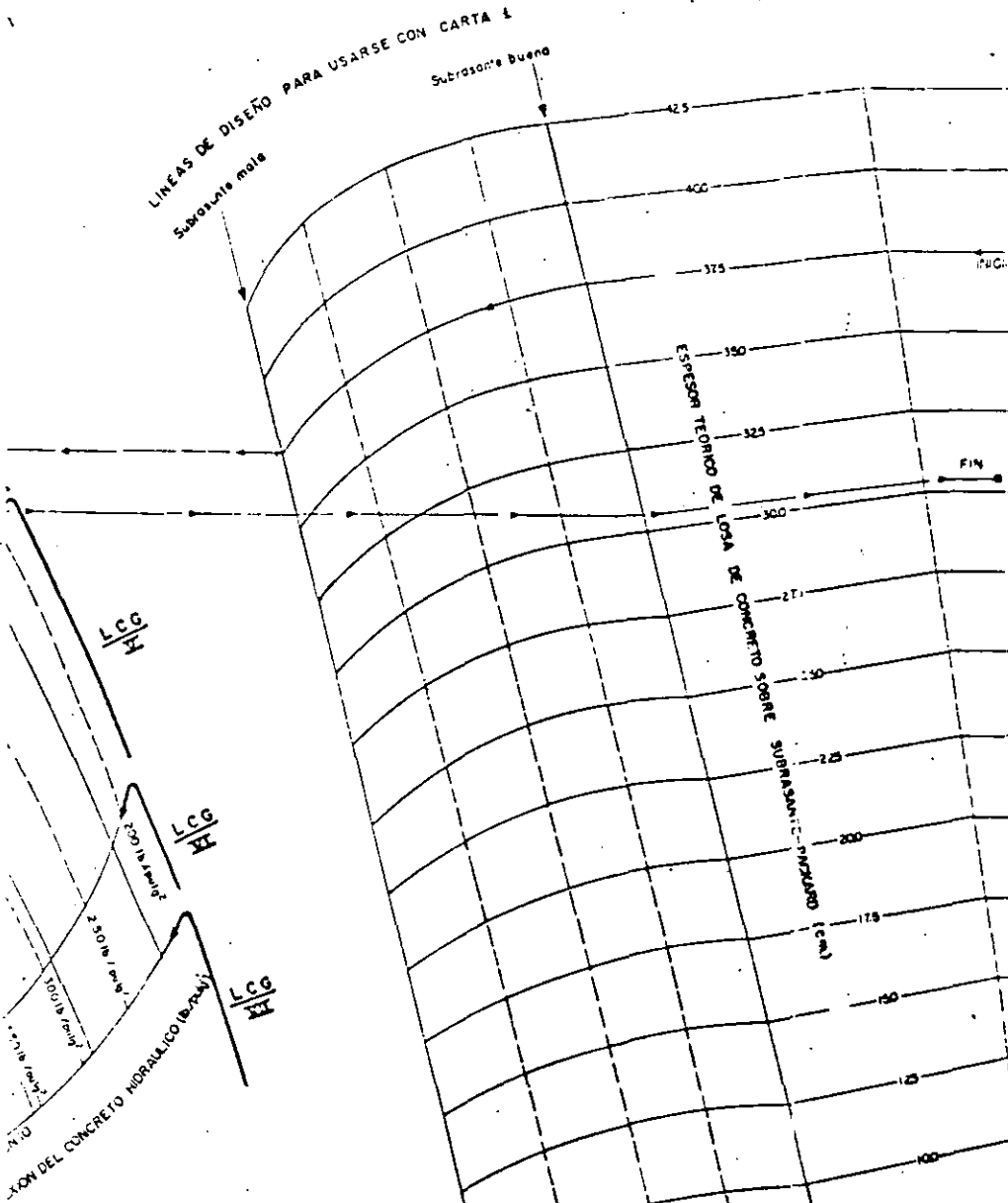
Con el uso, el envejecimiento del hormigón producirá un aumento de la resistencia a la flexión e introducirá un factor de seguridad en los pavimentos que después de algunos años, se acercará a 1.5, ya que la resistencia a la flexión del hormigón habrá llegado a 47.5 kg/cm² aproximadamente.

Durante la vida del pavimento se aplicarán cargas repetidas, pero siempre que esas cargas produzcan esfuerzos menores que la resistencia a la flexión del hormigón, se irá incrementando la resistencia del hormigón con el transcurso de los años. Con un factor de seguridad de 1.5, un pavimento podrá soportar unas 10,000 repeticiones de carga durante su vida y, en consecuencia, los cálculos para uso con tránsito normal se basan en este número de repeticiones de carga, si se requiere que la vida del pavimento sea tal que el número de repeticiones de carga que deba soportar aumente de 10,000 a 40,000, la resistencia a la flexión que se use en cálculo original tendrá que incluir un factor de seguridad mayor de 1.5.

A base de pruebas presentadas por la Cement and Concrete Association de los Estados Unidos, el factor de seguridad correspondiente a 40,000 repeticiones de carga deberá ser de 1.8 aproximadamente.

Sobre esta base, la resistencia a la flexión que ha de usarse en el cálculo para 40,000 repeticiones de carga se ha ajustado de la que se requiere para 10,000 repeticiones de carga en la relación de 1.5 a 1.8 aproximadamente. (La resistencia a la flexión de 31.6 kg/cm² que se usa para 10,000 repeticiones de carga deberá reducirse a 27 kg/cm² para 40,000 repeticiones de carga).

10 MO
Sección de carga



CARTA 1

PAVIMENTOS RECOMENDADOS PARA AEROPUERTOS.

RIGIDO cm	COMPLETO cm	FLEXIBLE cm
425	100	100
400	100	100
375	100	100
350	100	100
325	100	100
300	100	100
275	100	100
250	100	100
225	100	100
200	100	100
175	100	100
150	100	100
125	100	100
100	100	100

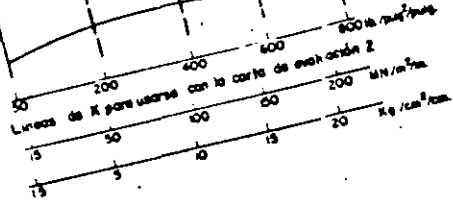
CARTA 2

UNICAMENTE PARA LA EVALUACION DE PAVIMENTOS EXISTENTES.

RIGIDO cm	COMPLETO cm	FLEXIBLE cm
100	100	100
125	100	100
150	100	100
175	100	100
200	100	100
225	100	100
250	100	100
275	100	100
300	100	100
325	100	100
350	100	100
375	100	100
400	100	100
425	100	100

EJEMPLO DE EVALUACION

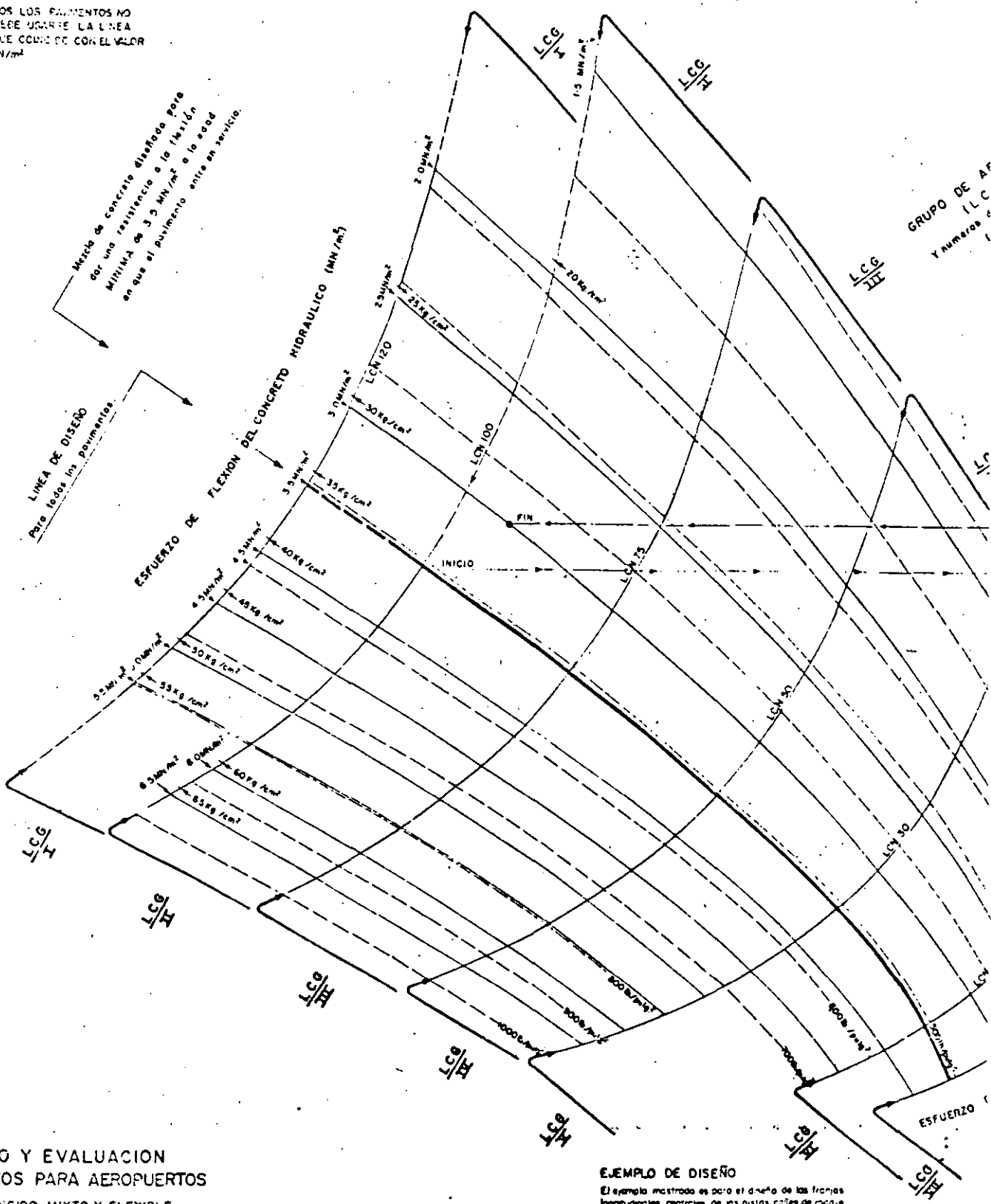
Este ejemplo muestra la evaluación de concreto hidráulico simple de 40cm de espesor colado sobre una plancha de concreto pobre de 10cm de espesor. Los caracteres de prueba indican que la resistencia mínima a la flexión es 30MPa, la subrasante es mala (15 MN/m²/m). El punto final es el centro de la franja del LCG II. El número de operaciones permitidas debe ser asignado en función de la posición relativa del punto final de evaluación con respecto a los límites de la franja LCG, de los cargas previstas y de algunos otros factores técnicos.



SIMBOLOGIA

- PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO SIMPLE SIN BARRAS PASAJUNTAS.
- PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO CON REFUERZO CONTINUO, CON TRANSVERSAL.
- CONCRETO POBRE (PLANTILLA).
- CARPETA ASPALTICA.
- BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO, ASFALTO O ALQUOTRAN.
- BASE HIDRAULICA.

NOTA: PARA TODOS LOS PAVIMENTOS NO RIGIDOS, DEBE USARSE LA LINEA GRUESA QUE CORRESPONDE CON EL VALOR DE 3.5 MN/m²



DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS PARA AEROPUERTOS DE TIPO RIGIDO, MIXTO Y FLEXIBLE. (METODO LCG DEL REINO UNIDO, 1971)

EJEMPLO DE DISEÑO

El ejemplo mostrado es para el diseño de las franjas longitudinales carriles de las pistas, calles de rodaje y plataformas de un aeropuerto perteneciente al grupo de aeródromo LCG III, con su pavimento cimentado sobre una buena subrasante capaz de soportar aviones de LCN ≤ 100. La construcción puede ser:

1. Concreto hidráulico de 35 cm. colado sobre una planilla de concreto pobre de 10 cm., ó
2. Una carpeta asfáltica de 10 cm. colocada sobre una capa de 18 cm. de concreto hidráulico con refuerzo continuo colado a su vez sobre una planilla de concreto pobre de 10 cm., ó
3. Carpeta asfáltica de 10 cm. colocada sobre una base cementada de 50 cm. extendida a su vez sobre una planilla de concreto pobre de 10 cm., dependiendo de la superficie requerida y de la economía de la construcción.

Las franjas estere de las pistas, calles de rodaje y plataformas para el mismo aeropuerto deben estar basadas en los requerimientos del LCG III.

4). - Proyecto de Método de Diseño para México. -

Con base en los estudios de evaluación de la resistencia de 17 diferentes pavimentos rígidos, correspondientes a nueve aeropuertos mexicanos en operación, en pruebas de laboratorio en losas a escala natural y, en los métodos de diseño de pavimentos de la Asociación del Cemento Portland (PCA) y de la Administración Federal de Aviación (FAA), se ha investigado un método factible de diseño de pavimentos rígidos específico para los aeropuertos de México.

La evaluación de la resistencia de los pavimentos se efectuó por medio de pruebas de placa utilizando el método de Número de Clasificación de Cargas (LCN). Con base en los resultados de eva-

luación se establecieron las curvas de comportamiento esperado para los pavimentos rígidos de los aeropuertos de México - (fig. 5-4.1). La curva 1 de la fig. 5-4.1 representa el comportamiento esperado para los pavimentos rígidos de los aeropuertos de México (fig. 5-4.1). La curva 1 de la fig. 5-4.1 representa el comportamiento esperado para los pavimentos que no vayan a estar sujetos a efectos de alabeo, o cuyo efecto sea prácticamente despreciable; esta situación se presenta cuando las diferencias diarias de temperatura ambiente entre el día y la noche son inferiores a los 10°C .

La curva 2 representa el comportamiento esperado para los pavimentos medianamente alabeados, situación que se presenta cuando las diferencias de temperatura ambiente arriba mencionadas, son del orden de 10 a 14°C . La curva 3, es una curva tentativa, establecida para pavimentos fuertemente alabeados, es decir, sujetos a diferencias de temperatura ambiente, entre el día y la noche, superiores a los 14°C .

También en la fig. 5-4.1 se encuentran dibujadas las curvas obtenidas por P. Fordyce y R.G.Packard, la curva utilizada por la PCA, y el área correspondiente al comportamiento de la losa que se está ensayando en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

En la tabla 5-4.1 se presentan los factores de seguridad recomendados para el diseño de pavimentos rígidos de concreto sim

ple en áreas críticas. Dichos factores de seguridad están en función del número de repeticiones equivalentes del avión crítico y de los gradientes de temperatura diaria ambiente que provocan alabeo.

En la tabla 5-4.2 se presentan los promedios del mes con mayor gradiente de temperatura ambiente diaria para varios lugares de la República. Dichas temperaturas son el promedio de mediciones efectuadas durante 20 a 30 años (según la localidad) por el Servicio Meteorológico Nacional.

El procedimiento recomendado para determinar el número de repeticiones de carga del avión de diseño equivalente consiste en dos pasos: primero, determinar el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente, y segundo, determinar el número de "repeticiones" de dicho avión.

Para determinar el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente se considera como el más adecuado el criterio de la Administración Federal de Aviación (FAA) de los Estados Unidos que considera que la relación entre los esfuerzos acumulados en el pavimento debidos a un número de repeticiones de una carga de rueda, comparada con otras cargas de rueda y sus correspondientes repeticiones, es una relación logarítmica:

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{1/2}$$

en donde:

R_1 y R_2 = número de operaciones

P_1 y P_2 = carga por rueda

Se considera que el 95% del peso del avión lo toma el tren de aterrizaje principal. La ecuación anterior está limitada para grupos de aviones con la misma configuración de trenes de aterrizaje principal.

Cuando el tráfico incluya aviones con diferentes configuraciones de tren de aterrizaje (sencillo, doble y doble tandem) se utilizarán los siguientes factores:

Para convertir de	a	Multiplicar R por
rueda sencilla	ruedas dobles	0.80
rueda sencilla	doble tandem	0.50
rueda doble	doble tandem	0.60

Una vez determinado el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente el siguiente paso es determinar el número de "repeticiones" efectivas de dicho avión sobre el pavimento para lo cual se utilizará la tabla 5-4.3, propuesta por la PCA en su método de diseño. En dicha tabla se presentan los factores de repetición de cargas para los aviones más comunes utilizados para diseño.

En la fig. 5-4.2 se presenta una zonificación típica de pavimento rígido para un aeropuerto.

En las figs. 5-4.4 a 5-4.11 se presentan las gráficas de diseño de pavimentos para los aviones que más comunmente operan en México. Dichas gráficas están basadas en las de la PCA y están expresadas en unidades del sistema métrico decimal, aunque también tienen su referencia a unidades inglesas. Para determinar el espesor de la losa "h" necesario para áreas críticas (áreas de tráfico tipo "A": fig. 5-4.2) se utiliza el factor de seguridad obtenido de la tabla 3-4.1 y se aplica al módulo de ruptura del concreto que se haya escogido; de esta manera se obtiene el esfuerzo de trabajo del concreto a la tensión por flexión. Con este último valor se entra a la gráfica correspondiente al avión de diseño (fig. 5-4.4 a 5-4.11) localizando el punto en la escala vertical izquierda de la gráfica. A partir de este punto se traza una línea horizontal hasta intersectar con la línea diagonal correspondiente al valor de la carga por pierna del tren principal del avión de diseño. De este punto se traza una línea vertical (hacia arriba o hacia abajo) hasta intersectar con la curva correspondiente al valor de "k" de diseño. A partir de este último punto se traza una línea horizontal, para leer en la escala vertical derecha de la gráfica el espesor requerido de la losa. En la fig. 5-4.11 el procedimiento varía ligeramente y se muestra en la misma figura con las líneas a trazas.

Para determinar el espesor de losa necesario para áreas de —

tráfico tipo "B" (fig. 5-4.2) se considera el 90 por ciento del espesor "h" de losa obtenido para áreas críticas.

(La PCA, el Cuerpo de Ingenieros, y la FAA, concuerdan sensiblemente con el valor adoptado en este proyecto de método).

El área de tráfico tipo "B" corresponde a la franja central de las pistas, que no vayan a ser utilizadas como rodajes, y a las salidas de alta velocidad, que no vayan a ser utilizadas como rodajes de entrada.

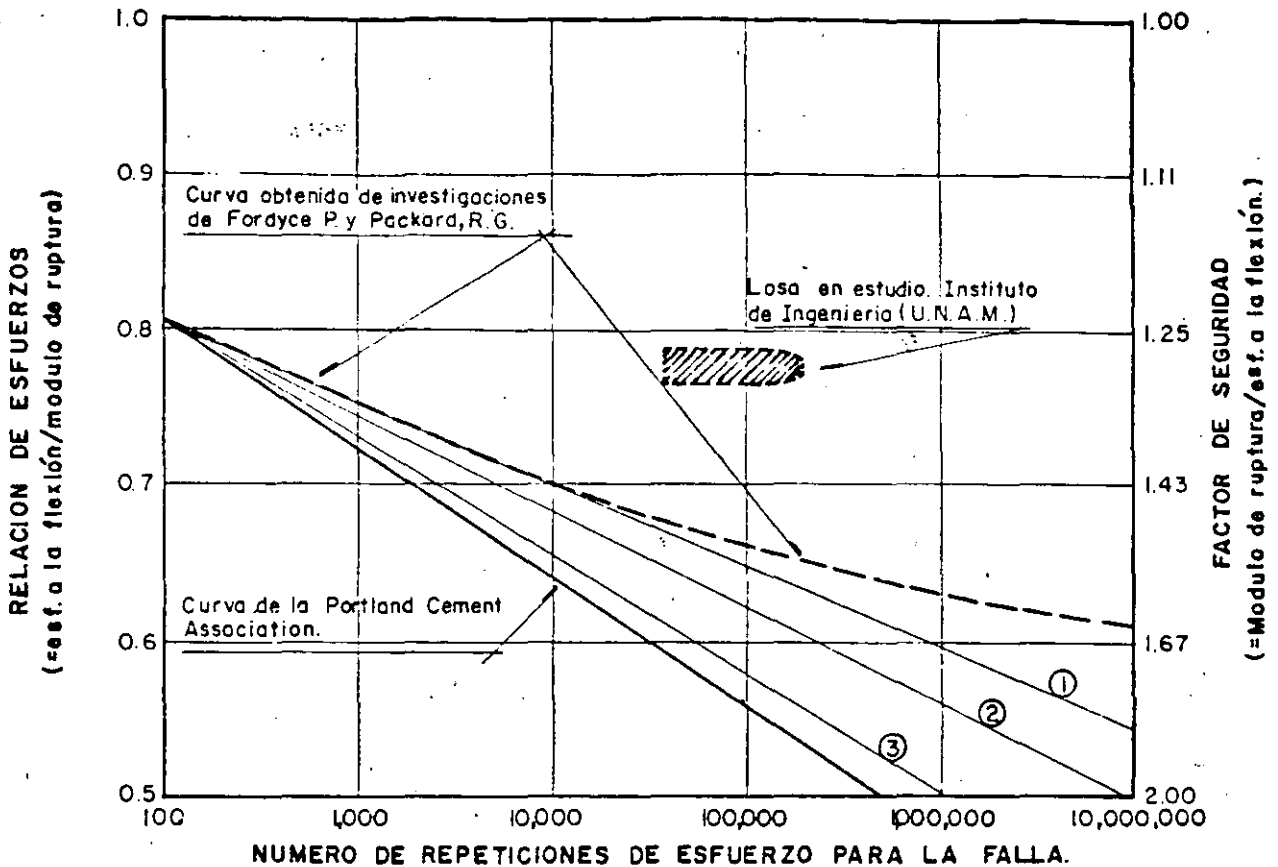
Para determinar el espesor de losa necesario para áreas de tráfico tipo "C" (fig. 5-4.2) se considera el 70 por ciento del espesor "h" de losa obtenido para áreas críticas. (Este valor concuerda con el adoptado por la FAA, y con el adoptado, en forma indirecta, por el Cuerpo de Ingenieros. La PCA recomienda que este valor sea entre 75 y 80%). El área de tráfico tipo "C" — corresponde a las franjas de las orillas de la pista.

El ancho de franja sobre la pista, de las áreas de tráfico tipo "A", "B" y de las transiciones, dependerá de las características del equipo con que se cuente para la construcción del pavimento; sin embargo no deberán ser inferiores a lo indicado en la fig. 5-4.2.

Para determinar el espesor de losa necesario para pisos de hangares y rodajes de servicio, se utilizará la gráfica correspondiente al avión para el que se diseñe (figs. 5-4.4 a 5-4.11) pero tomando en consideración el peso real que tenga el avión (generalmente los aviones en estas zonas van sin carga). El factor de -

seguridad se estimará de la tabla 5-4.1.

Cuando un pavimento vaya a tener tráfico de aviones con trenes de aterrizaje complejos (B-747; DC-10-20; DC-10-30), el pavimento diseñado como se indicó anteriormente deberá ser revisado para este tráfico. Se utilizarán las figs. 5-4.4, 5-4.5 y 5-4.6 para determinar el espesor de losa en áreas críticas, la tabla 5-4.1 para factor de seguridad y la tabla 5-4.3 para el factor de repetición. Si el espesor obtenido en esta revisión es mayor que el obtenido en el diseño, se tomará este último para áreas críticas, y con base en éste se determinarán los espesores para las otras áreas de tráfico, como se indicó anteriormente.



CURVAS DE FATIGA PARA CONCRETO
SUJETO A ESFUERZOS DE FLEXION.

FIG. 5 - 4.1

NOTA:

(1),(2)y(3) : Curvas propuestas

CURVA (1) : Para diferencias de temperatura diarias menores a 10 °C .

CURVA (2) : Para diferencias de temperatura diarias entre 10 y 14 °C .

CURVA (3) : (Tentativo) Para diferencias de temperatura diarias de más de 14°C .

TABLA-5-4-1

NUMERO DE REPETICIONES DE AVION CRITICO EQUIVALENTE	FACTOR DE SEGURIDAD RECOMENDADO PARA AREAS CRITICAS.		
	Diferencia de temperatura ambiente entre la madrugada y el medio día.		
	MENOS DE 10°C	DE 10 A 14°	MAS DE 14°C (*)
Hasta 6,000	1.40	1.44	1.49
10,000	1.42	1.46	1.53
15,000	1.44	1.48	1.56
22,000	1.46	1.50	1.59
30,000	1.48	1.525	1.62
45,000	1.50	1.55	1.65
60,000	1.52	1.575	1.68
90,000	1.54	1.60	1.71
140,000	1.56	1.625	1.75
200,000	1.58	1.65	1.795
300,000	1.60	1.68	1.84
700,000	1.65	1.75	1.94
1'600,000	1.70	1.82	2.00
3'000,000	1.75	1.87	2.00
7'000,000	1.80	1.96	2.00

(*) VALORES TENTATIVOS.

DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
 DEPARTAMENTO TECNICO
 OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VOBO EL JEFE DE LA OFICINA
 ING. FCO. FDO. RODARTE L.
 REVISO: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
 FORMO: FERL

5.4-10

TABLA-5 -4-2

180

GRADIENTES MAXIMOS DE TEMPERATURA.
(Promedio mensual)

LOCALIDAD	GRADIENTE PROM. EN EL MES DE MAYOR VARIACION DE TEMP (°C)	M E S
ACAPULCO, GRO.	8.7	FEBRERO
CAMPECHE, CAMP.	8.9	MARZO y ABRIL
COZUMEL, Q. R.	9.6	MARZO y ABRIL
CHIHUAHUA, CHIH.	16.8	MARZO
GUADALAJARA JAL.	18.7	MARZO
HERMOSILLO, SON.	18.1	MAYO
JUAREZ, CHIH.	19.2	MAYO
LA PAZ, B.C.	15.8	MAYO
MAZATLAN, SIN.	6.2	ABRIL
MERIDA, YUC.	12.1	ABRIL
MEXICALI, B.C.	20.2	JUNIO
MEXICO, (TEXCOCO)	20.9	FEBRERO
MONTERREY N.L.	12.5	MARZO
OAXACA, OAX.	19.9	FEBRERO
PUERTO VALLARTA, JAL.	13.2	FEBRERO MARZO y ABRIL
REYNOSA, TAMPS.	12.7	FEBRERO
SAN LUIS POTOSI, S.L.P.	18.0	ABRIL
TAMPICO, TAMPS.	8.5	DICIEMBRE y ENERO
TAPACHULA, CHIS.	14.9	FEBRERO
TIJUANA, B.C.	14.0	DICIEMBRE
TORREON, COAH.	22.8	MAYO
VERACRUZ, VER.	7.0	AGOSTO
VILLA HERMOSA, TAB.	13.1	MAYO

AVION	FACTOR DE REPETICION DE CARGA (Valores tentativos)			
	CALLE DE RODAJE		PISTA	
	$\sigma = 61 \text{ cm.}^{(1)}$	$\sigma = 122 \text{ cm.}^{(1)}$	$\sigma = 244 \text{ cm.}^{(1)}$	$\sigma = 488 \text{ cm.}^{(1)}$
DC-3	0.12	0.07	0.05	0.03
B-727	0.41	0.23	0.13	0.09
DC-8 y B-707	0.83	0.46	0.25	0.17
B-747	0.58	0.38	0.33	0.28
DC-10-10 y L-1011	0.57	0.40	0.22	0.12
CONCORDE	0.83	0.44	0.23	0.15

TABLA 5 - 4.3 a

NOTAS:

(1) σ = Desviación estandar de la curva de distribución normal que representa la distribución del tráfico de aviones en el sentido transversal.

La relacion entre el ancho de tráfico "T" tal como lo define el Cuerpo de Ingenieros al establecer el concepto de "Cubrimiento", y la desviación estandar

$$\text{es: } \sigma = \frac{(0.88) T}{2}$$

(2) La PCA recomienda _____ que para efectos de diseño se tome $\sigma = 61 \text{ cm.}$

para calles de rodaje y $\sigma = 488 \text{ cm.}$ para pistas; con base en lo observado por N.C. Yang. _____ se recomienda en el presente estudio lo siguiente :

$\sigma = 61 \text{ cm.}$ para pavimentos de calles de rodaje que vayan a tener luces de eje.

$\sigma = 122 \text{ cm.}$ para pavimentos de calles de rodaje normales.

$\sigma = 244 \text{ cm.}$ para pavimentos de pistas que vayan a tener luces de eje.

$\sigma = 488 \text{ cm.}$ para pavimentos de pistas normales.



DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS

DEPARTAMENTO TECNICO

OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VoBo EL JEFE DE LA OFICINA
ING. FCO. FDO. RODARTE. L.

REVISO: J. SECC. ING. R. DAMAN G.
FORMO: F. F. R. L.

FACTORES DE REPETICION DE CARGA PARA ANCHOS DE BANDA QUE INCLUYEN EL 98% DE LAS OPERACIONES.

(N. C. Yang) (adaptado por F. Rodarte)

Tabla 5-4-3 b

AVION	FACTOR DE REPETICION DE CARGA							
	CALLE DE RODAJE				P I S T A			
	Banda A		Banda B		Banda C		Banda D	
	2.7m.*	3.7m.	4.9m.*	6.1m.	6.1m.*	7.6m.	12.2m.*	13.7m.
B-727	0.62	0.53	0.45	0.36	0.36	0.30	0.20	0.16
B-707	0.70	0.58	0.50	0.45	0.45	0.38	0.28	0.26
DC-8-63	1.00	0.86	0.70	0.58	0.58	0.50	0.32	0.28
B-747	0.63	0.50	0.45	0.40	0.40	0.38	0.38	0.38
DC-10-10	0.92	0.78	0.69	0.62	0.62	0.56	0.46	0.46
L-1011	1.10	0.96	0.84	0.75	0.75	0.65	0.46	0.42

* Valor correspondiente al ancho medio de banda.

Banda A : Calles de rodaje con luces de eje. Ancho de banda = 1.80 a 3.70 m.

Banda B : Calles de rodaje normales. Ancho de banda = 3.70 a 6.10 m.

Banda C : Pistas con luces de eje. Ancho de banda = 4.60 a 7.60 m.

Banda D : Pistas normales. Ancho de banda = 10.70 a 13.70 m.

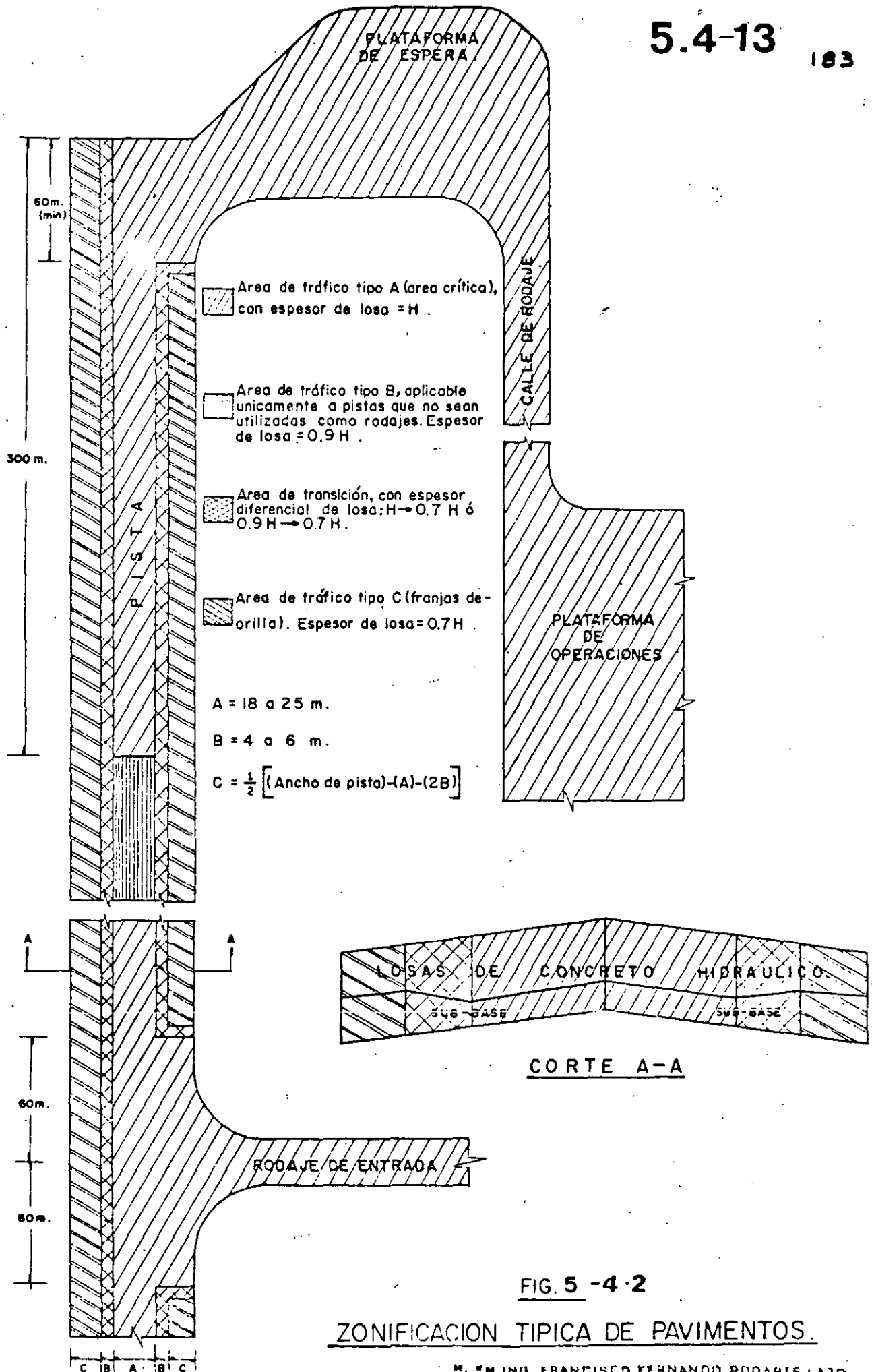


FIG. 5 -4-2

ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS.

TABLA 5-4-4 VALORES DE RADIO DE RIGIDEZ RELATIVA μ en cm.

ESPEJOR DE LOSA. (cm.)	K=1.5 (Kg/cm ³)	K=2	K=4	K=6	K=8	K=10	K=12	K=14
18	95.41	88.79	74.66	67.46	62.78	59.38	56.73	54.59
19	99.35	92.46	77.75	70.26	65.38	61.83	59.08	56.85
20	103.25	96.09	80.80	73.01	67.95	64.26	61.40	59.07
21	107.10	99.67	83.81	75.73	70.48	66.65	63.68	61.28
22	110.91	103.21	86.79	78.42	72.98	69.02	65.95	63.45
23	114.67	106.71	89.73	81.08	75.45	71.36	68.18	65.60
24	118.38	110.17	92.64	83.71	77.90	73.67	70.39	67.73
25	122.07	113.59	95.52	86.31	80.32	75.96	72.58	69.84
26	125.71	116.99	98.37	88.89	82.72	78.23	74.75	71.92
27	129.32	120.34	101.20	91.44	85.10	80.48	76.89	73.99
28	132.89	123.67	104.00	93.97	87.45	82.70	79.02	76.03
29	136.44	126.97	106.77	96.48	89.78	84.91	81.13	78.06
30	139.95	130.24	109.52	98.96	92.09	87.10	83.22	80.07
31	143.44	133.48	112.25	101.42	94.39	89.26	85.29	82.06
32	146.89	136.70	114.95	103.87	96.66	91.42	87.34	84.04
33	150.32	139.89	117.63	106.29	98.92	93.55	89.38	86.00
34	153.72	143.06	120.30	108.70	101.16	95.67	91.41	87.95
35	157.10	146.20	122.94	111.09	103.38	97.77	93.41	89.88
36	160.46	149.32	125.57	113.46	105.59	99.86	95.41	91.80

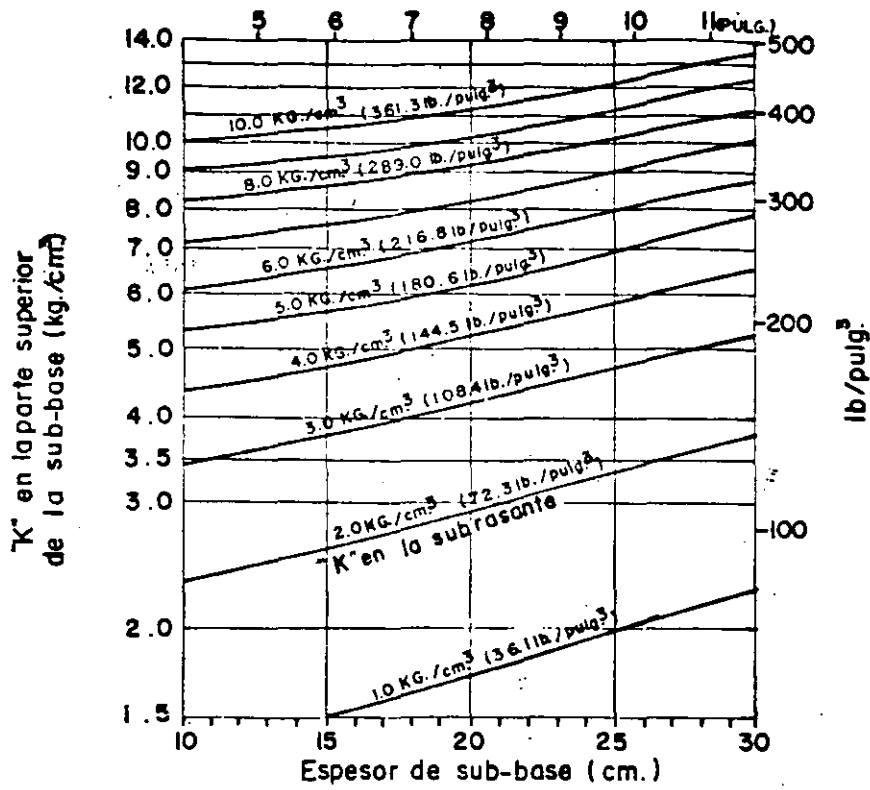
5-4-14

(*) VALORES CALCULADOS PARA E = 250,000 Kg/cm² y $\mu = 0.15$

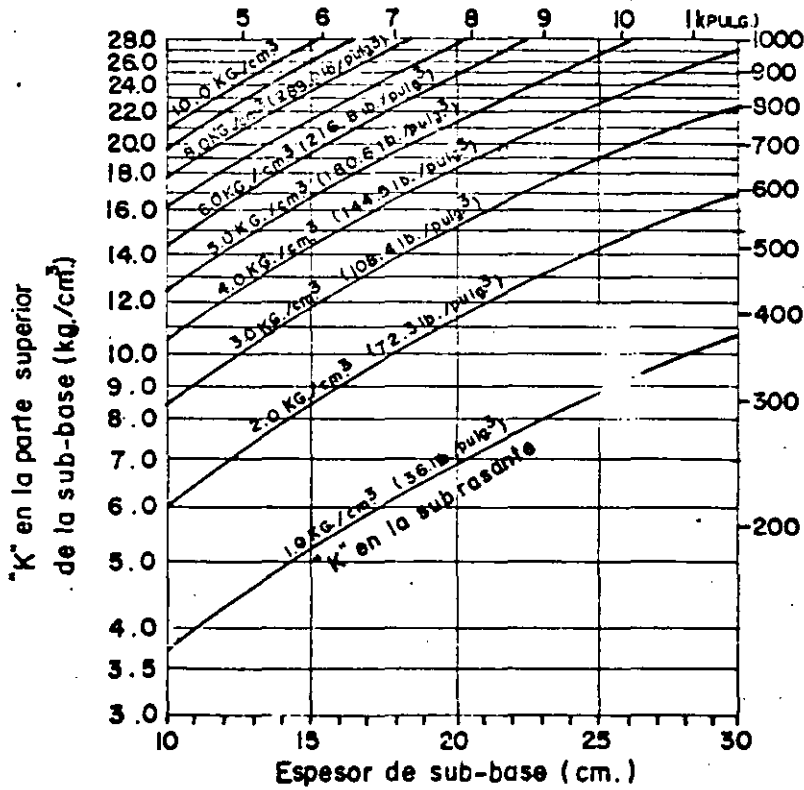
$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}} = 12.0826 \sqrt[4]{\frac{h^3}{K}}$$

184

DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS	VoBo EL JEFE DE LA OFICINA
DEPARTAMENTO TECNICO	ING. FCO. FDO. RODARTE L.
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES	REVISO: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
	FORMO: F. F. R. L.



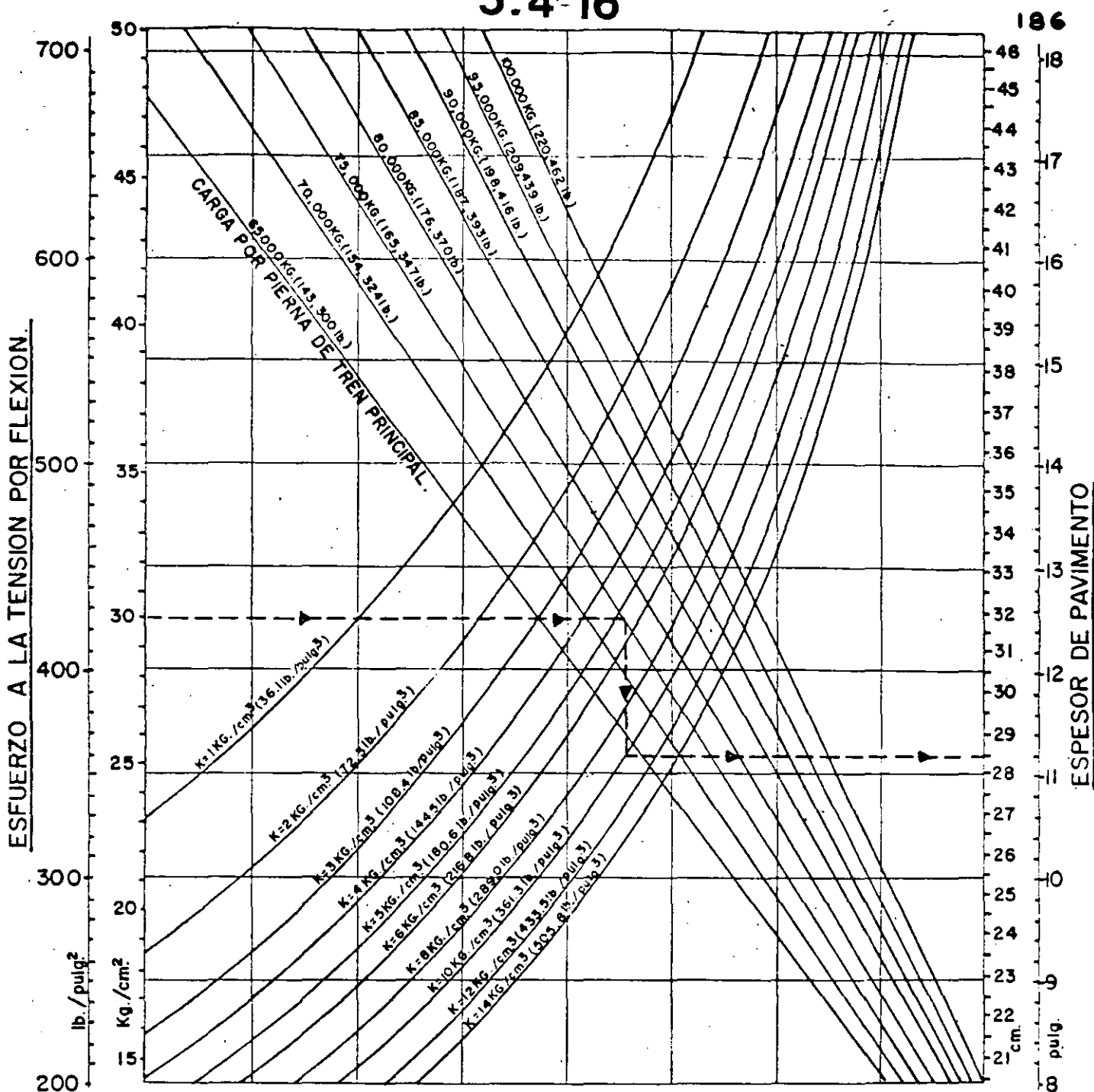
A) EFECTO DE LA SUB-BASE HIDRAULICA EN LOS VALORES DE "K"



B) EFECTO DE LA SUB-BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO EN LOS VALORES DE "K"

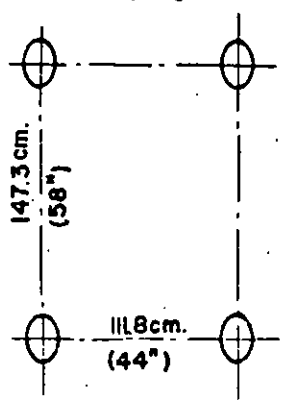
FUENTE:
PORTLAND CEMENT
ASSOCIATION. 1973

Fig. 5-4-3



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,316.1cm² (204 pulg.²)

Fig. 5 - 4 - 4



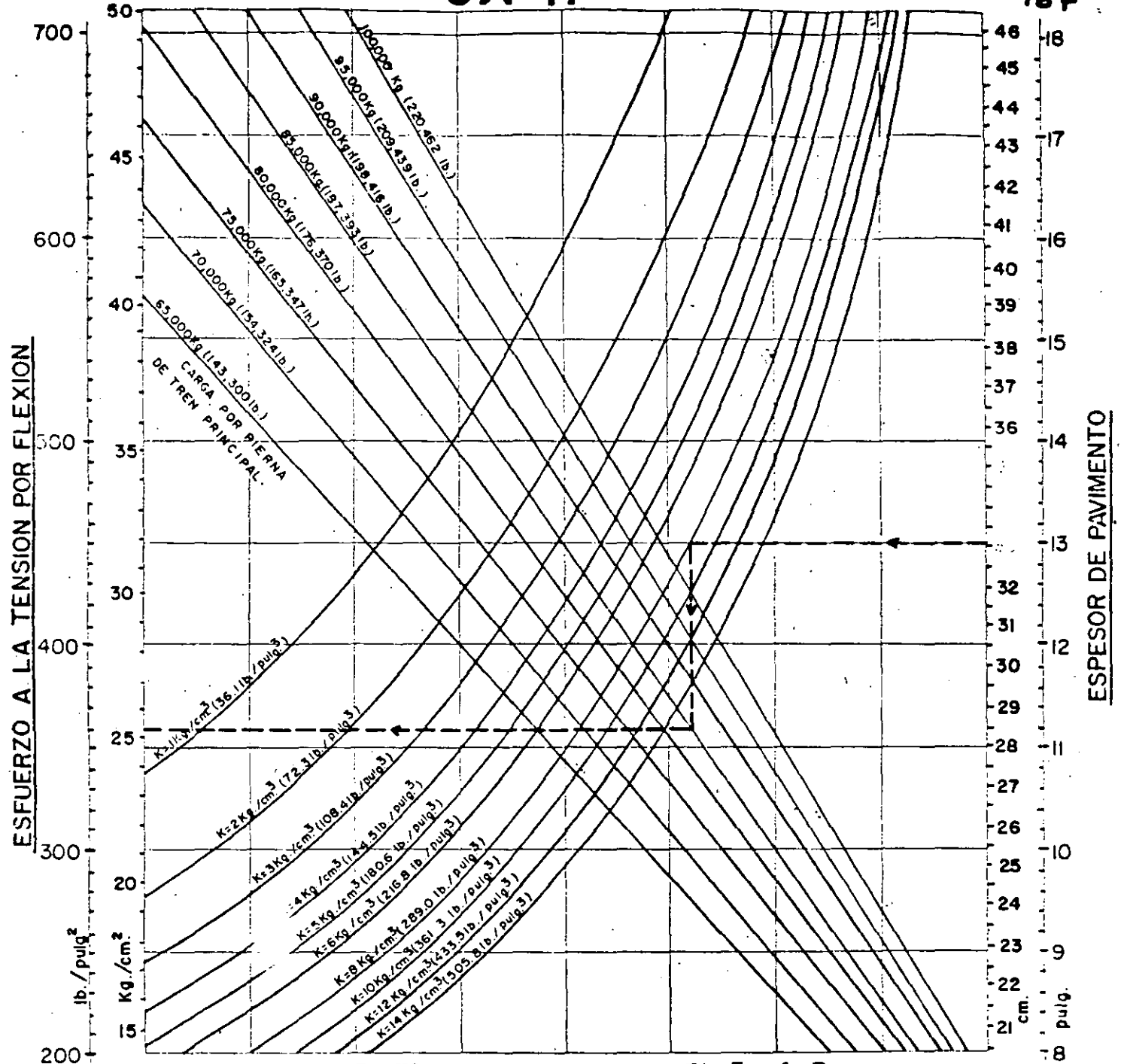
AVION: BOEING B-747

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tandem.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,638.7cm² (254 pulg²)

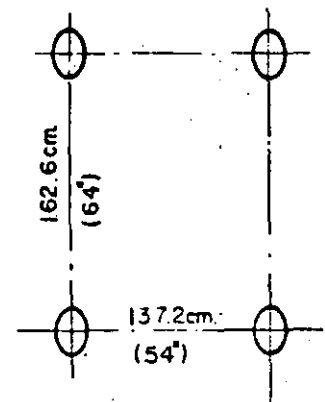


Fig. 5 - 4 - 5

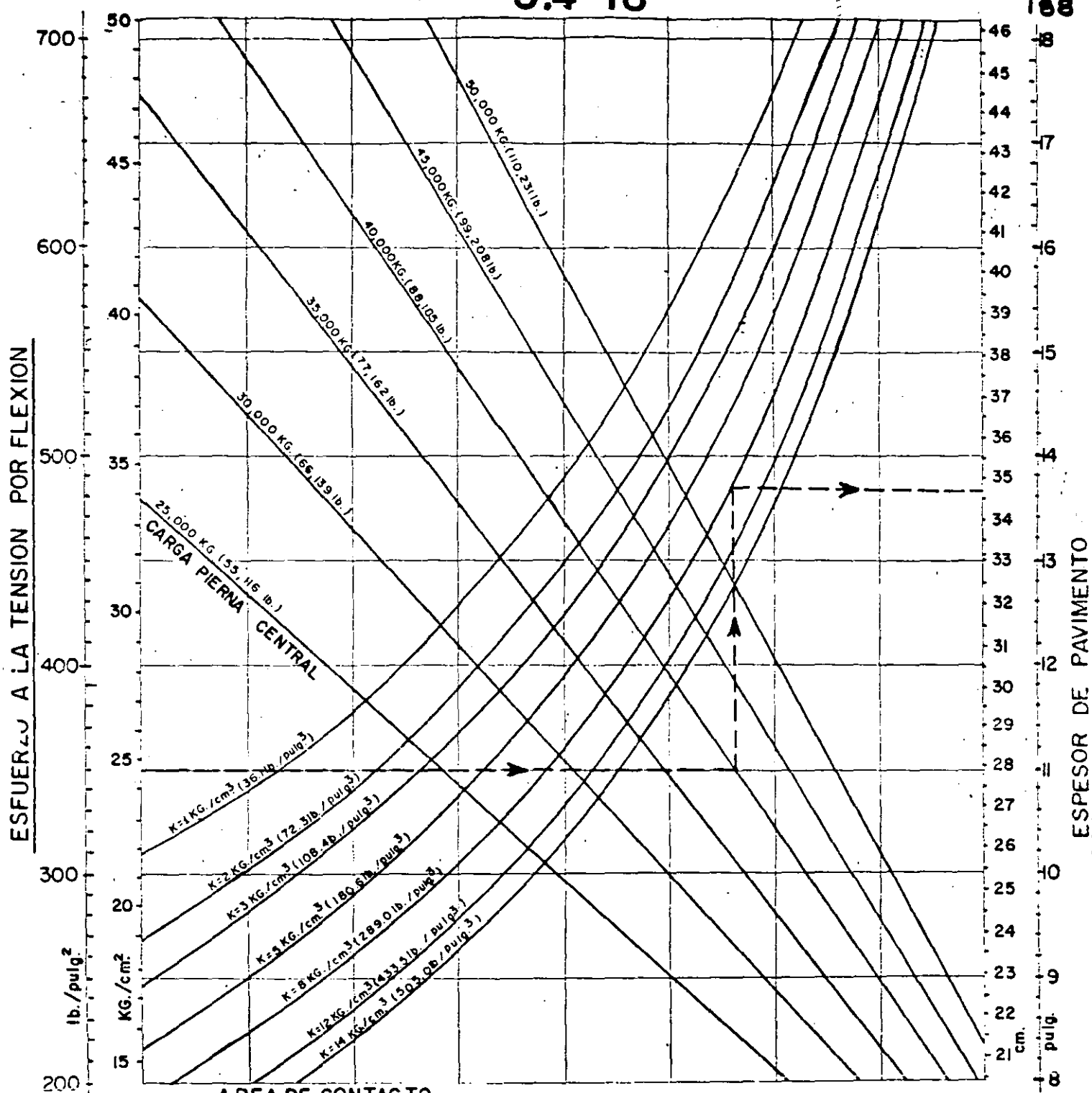
AVION: Mc.DONNELL-DOUGLAS DC-10

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tandem.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,780.6cm² (276 pulg²)

AVION: Mc DONNELL-DOUGLAS DC-10
(Series 20y 30, solo para la pierna central.)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna central: Ruedas dobles.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

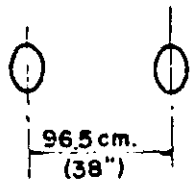
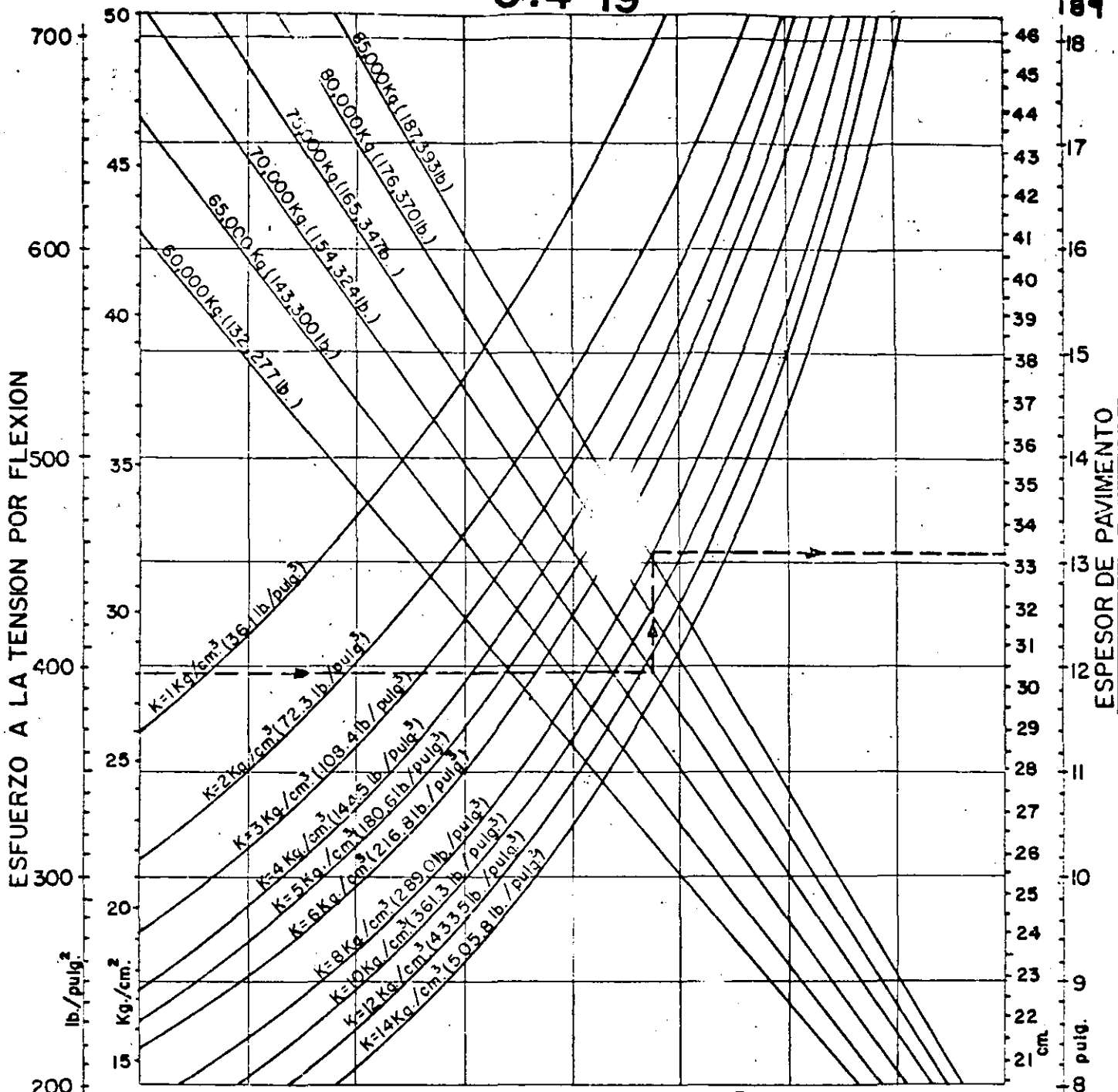


Fig. 5 - 4 - 6



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,419.4cm.²
(220 pulg.²)

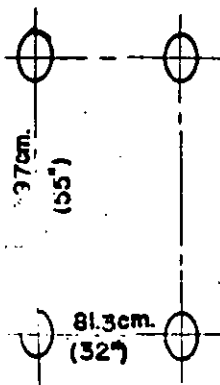


Fig.5-4.7

AVION: Mc DONNELL-DOUGLAS DC-8 (Modelos 62,63)
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pier principal: Doble tandem
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



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

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I^o

CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS CORTAS Y ASFALTOS AHULADOS

ING. MARIO TENA BERNAL

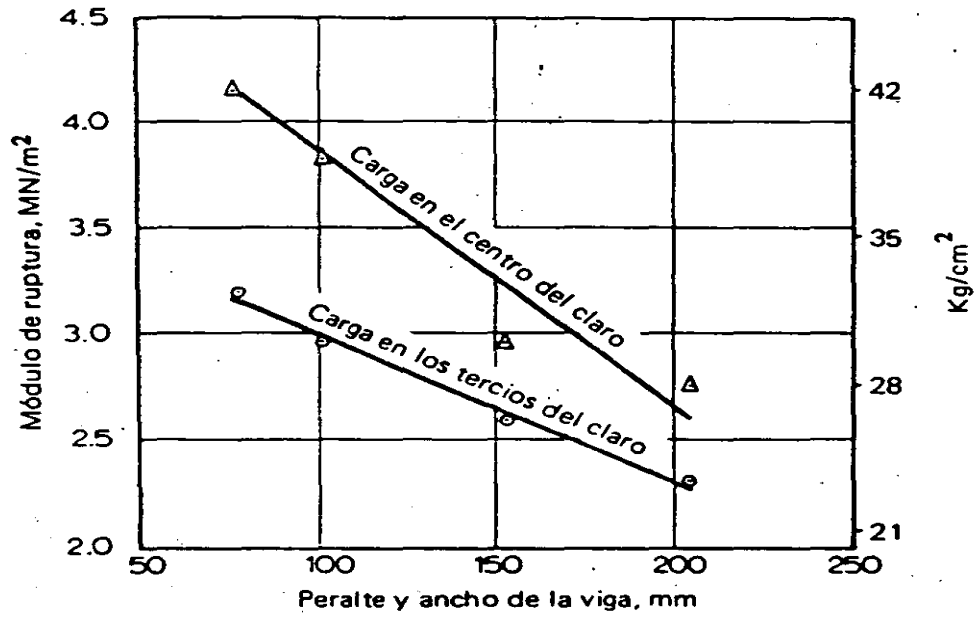


Figura 8.9. Módulo de ruptura de vigas de diferentes tamaños, sometidas a cargas concentradas en el centro y a los tercios del claro.^{8.20}

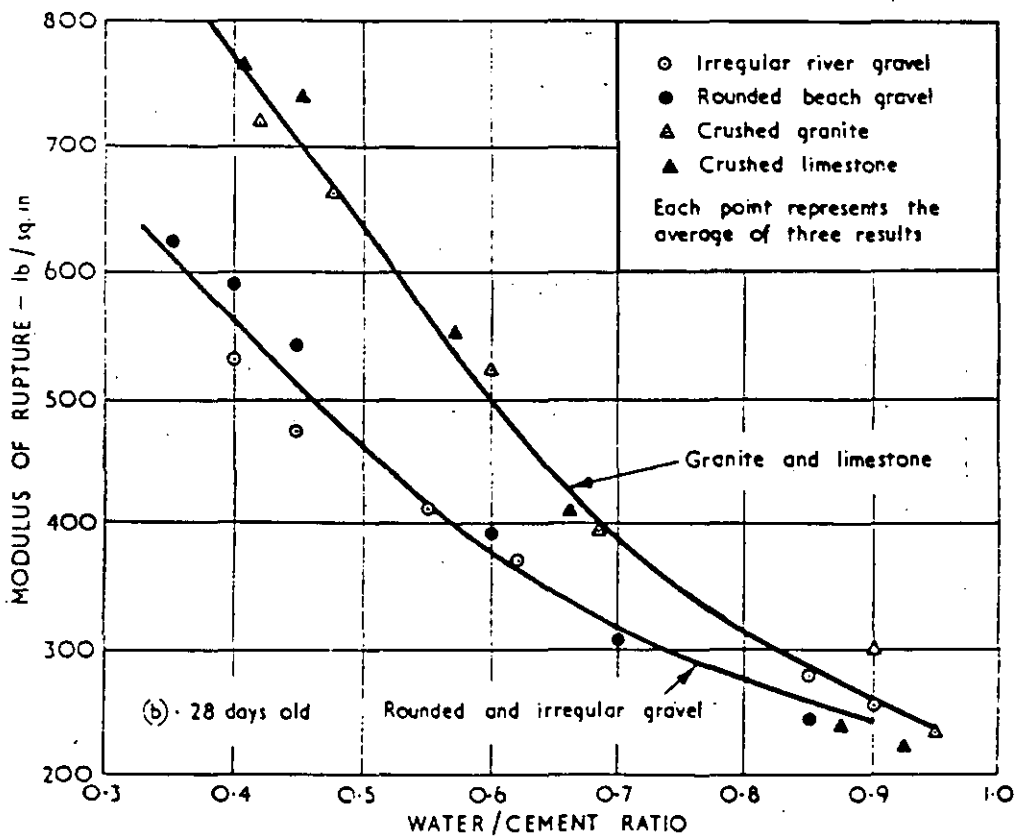
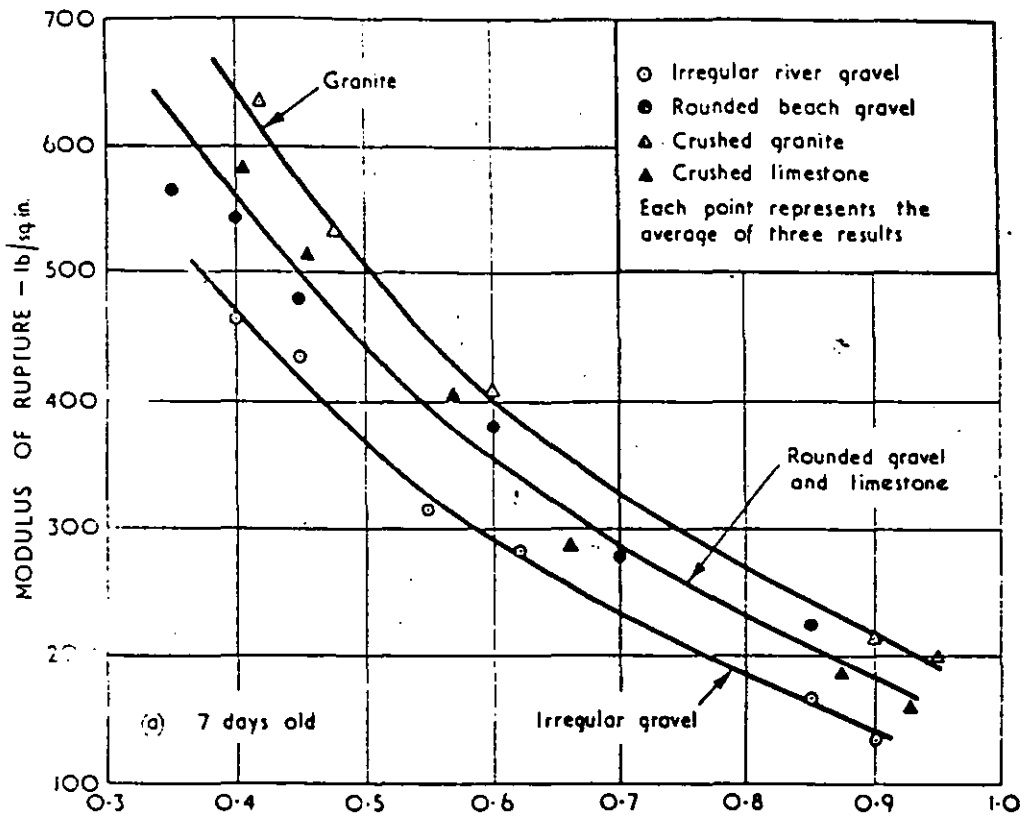


FIG. 4-9. EFFECT OF TYPE OF AGGREGATE ON MODULUS OF RUPTURE OF CONCRETE (See p. 72)

6-in. beams tested under two-point loading on a span of 27 in.

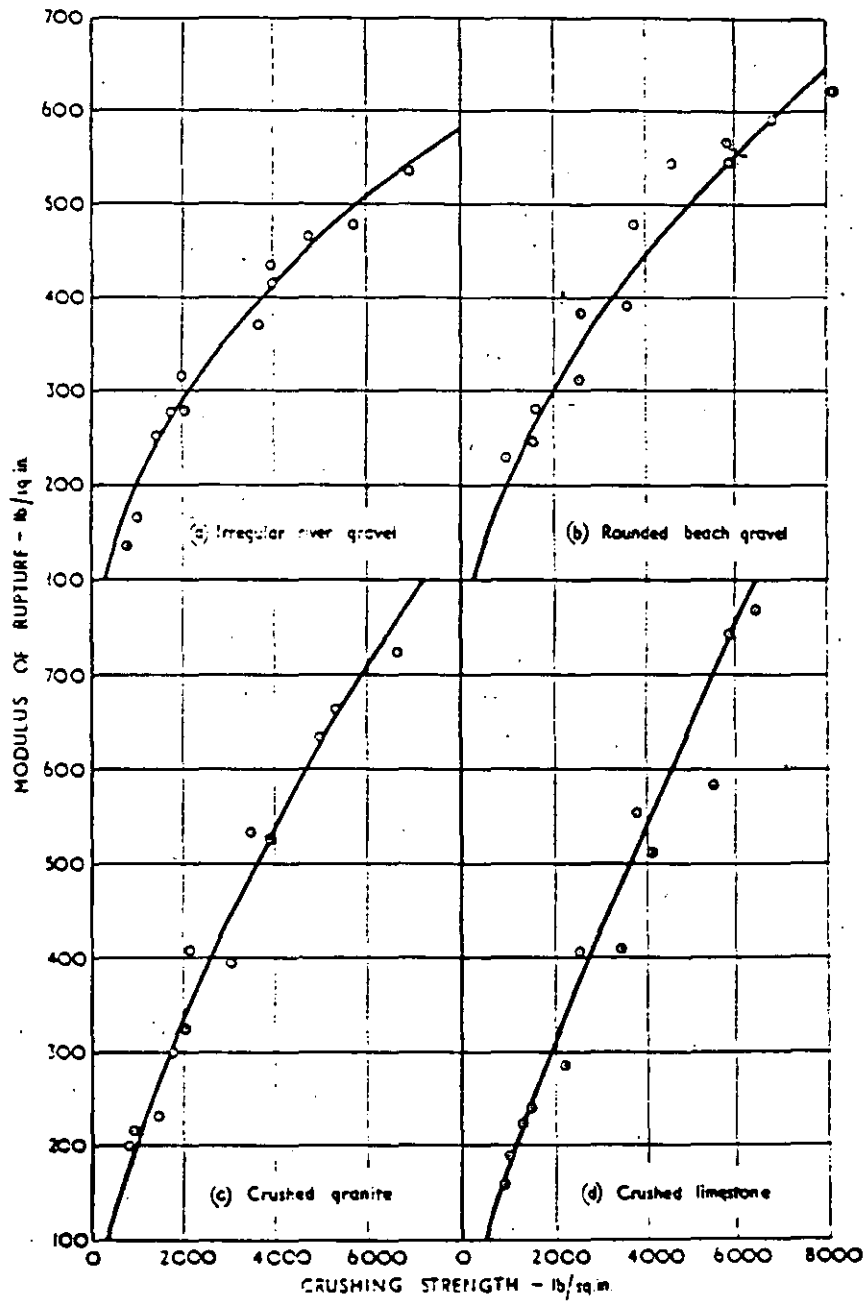


FIG. 4-10. RELATION BETWEEN MODULUS OF RUPTURE AND CRUSHING STRENGTH OF CONCRETE MADE WITH DIFFERENT AGGREGATES

6-in. beams loaded at the third points on a span of 27 in. and 4-in. cubes

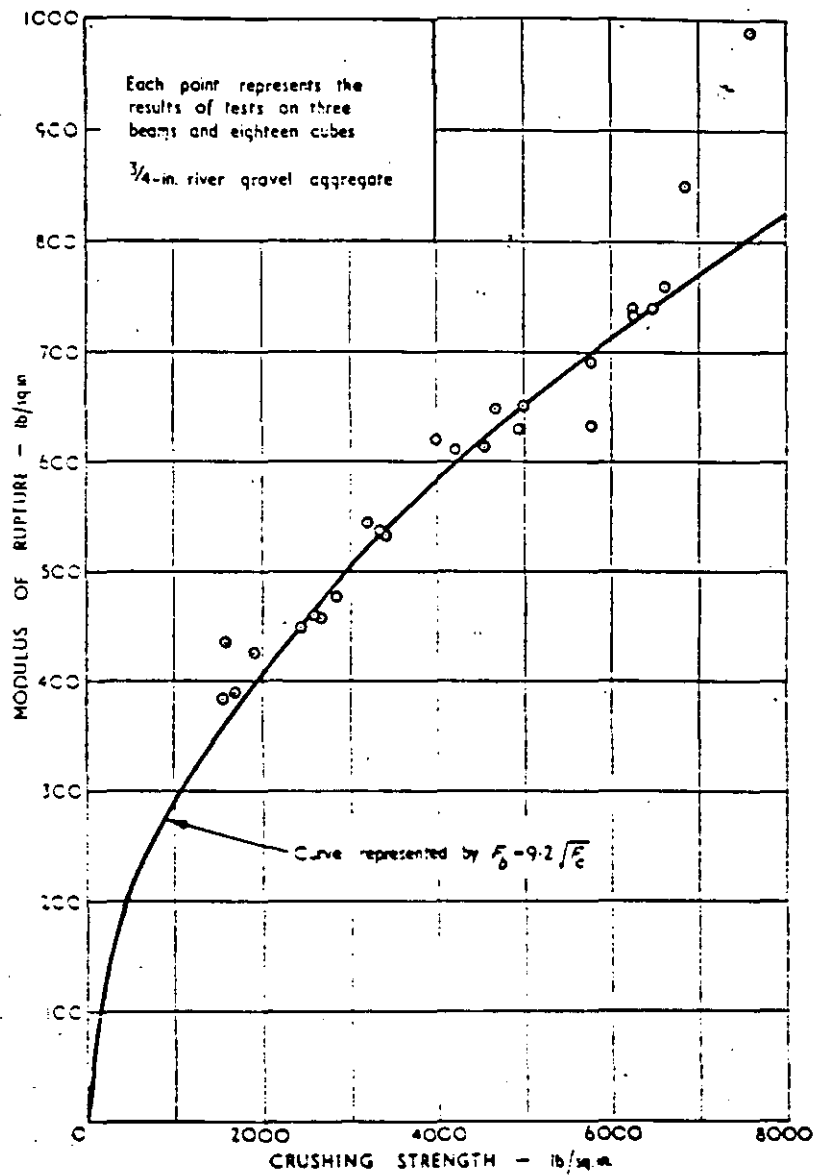


FIG. 4.6. RELATION BETWEEN MODULUS OF RUPTURE OF 4-IN. SQ. BEAMS CENTRALLY LOADED AND CRUSHING STRENGTH OF 4-IN. CUBES

(The same relation would not necessarily hold for tests carried out under different conditions)

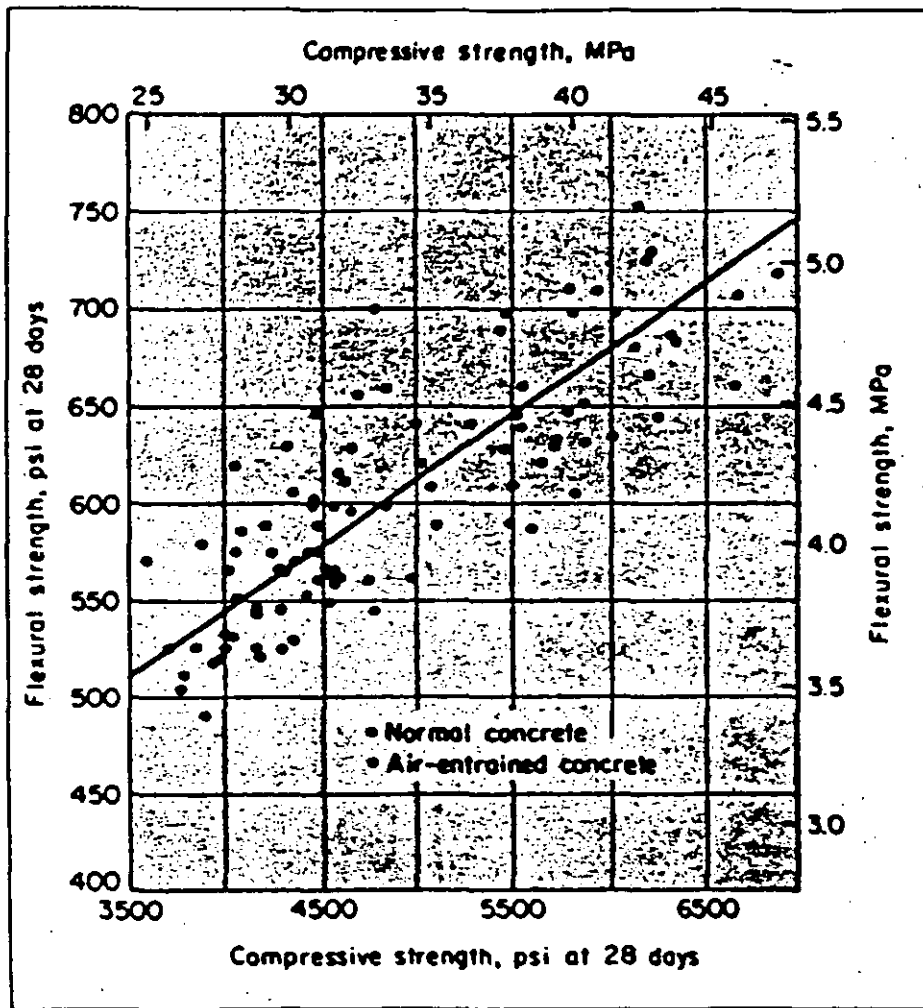


Fig. 1. Relationship between flexural and compressive strength for various aggregate combinations. Reference 5.

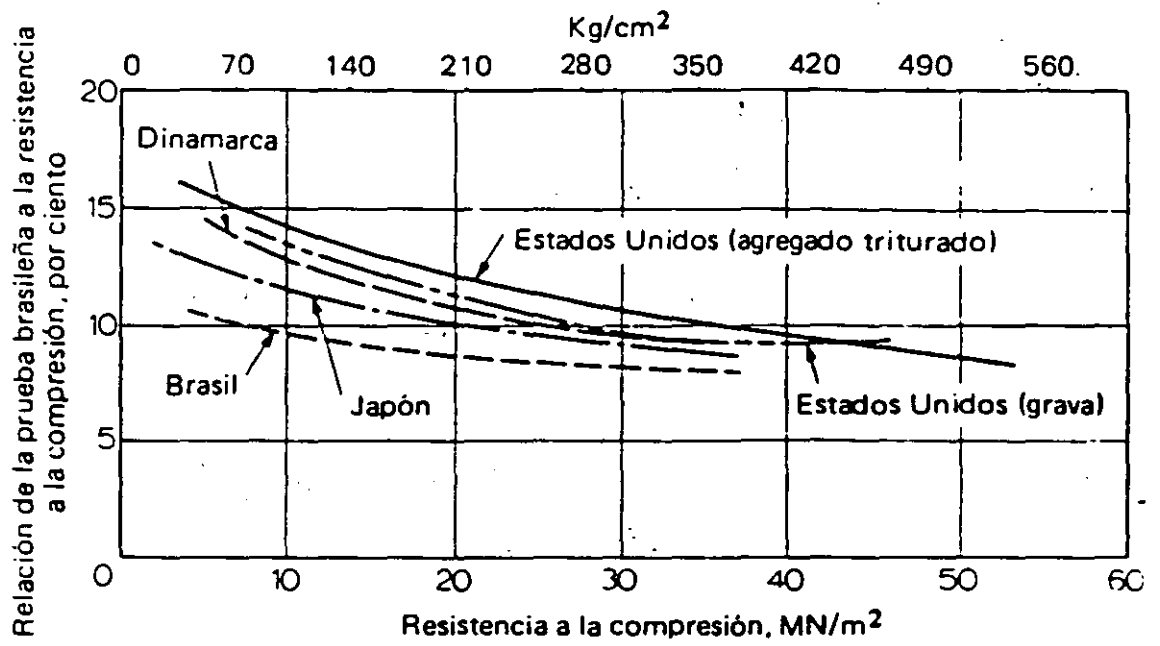


Figura 8.13. Resistencia a la tensión por separación de cilindros de diversos niveles de resistencia a la compresión.^{8.25}



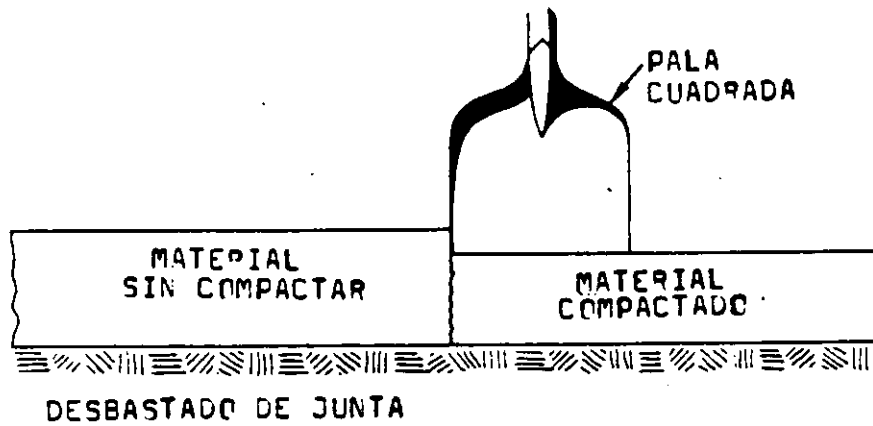
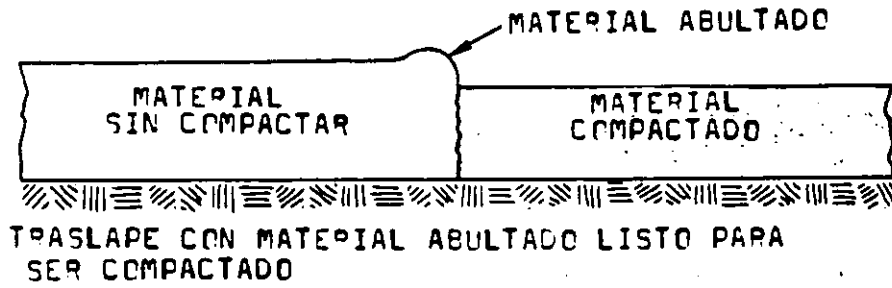
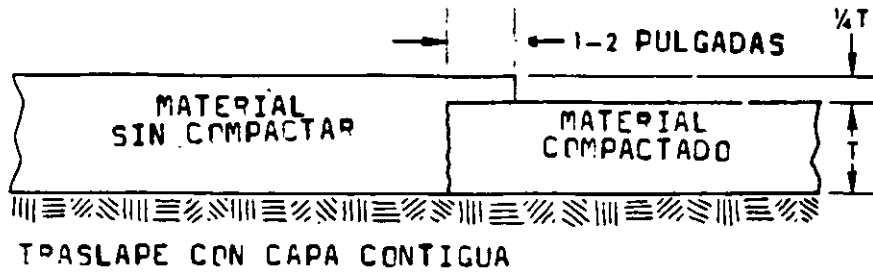
**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

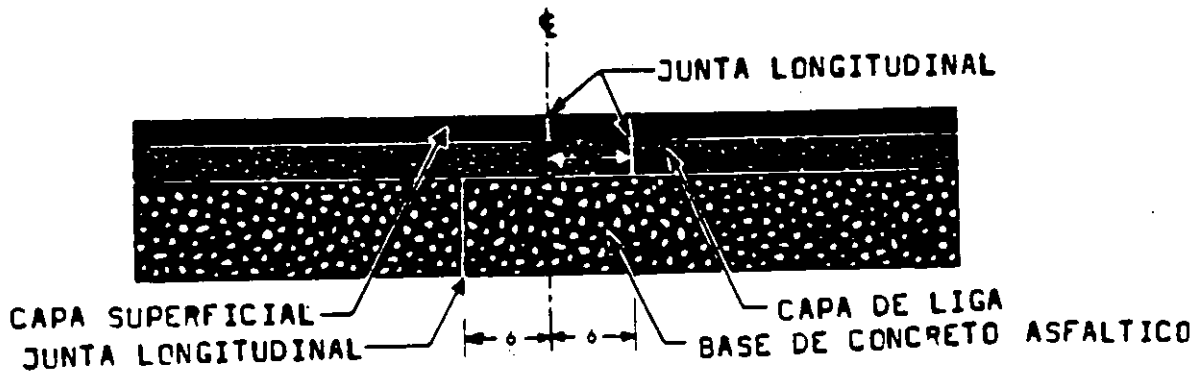
PAVIMENTOS I

*INCORPORACION DE LOS PAVIMENTOS RIGIDOS A LA INFRAESTRUCTURA
VIAL DE MEXICO*

ING. MARIO TENA BERNAL



CONSTRUCCION Y PREPARACION DE JUNTAS LONGITUDINALES

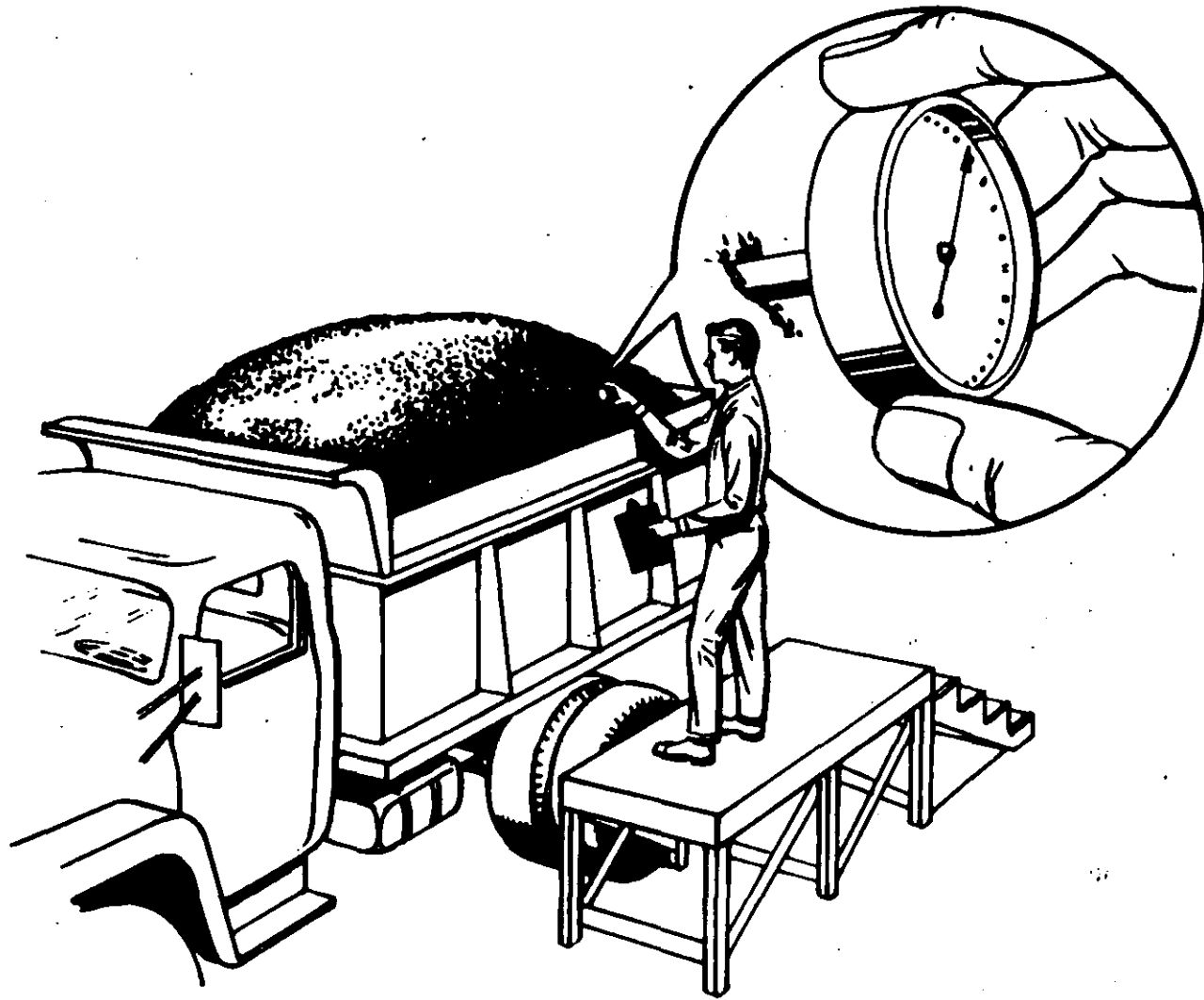


TRASLAPE DE CAPAS SUCCESIVAS PARA AYUDAR, A PREVENIR LA APARICION DE GRIETAS A LO LARGO DE LA JUNTA LONGITUDINAL

FACTORES QUE AFECTAN LA COMPACTACION DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS

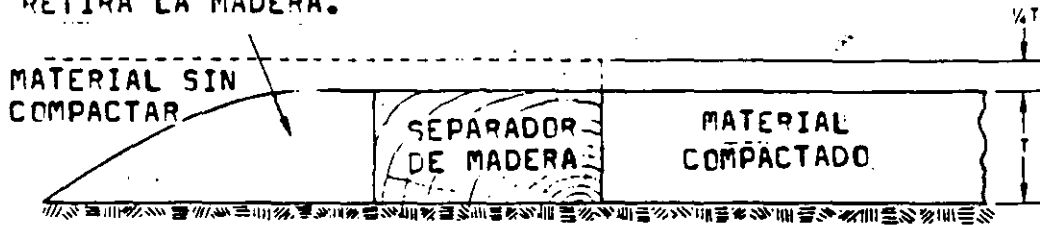
EN CALIENTE

- TEMPERATURA.- A LA TEMPERATURA ADECUADA EL ACOMODO ES FACIL. A MENOR TEMPERATURA SE TIENEN PROBLEMAS DE ACOMODO.
- ESPESOR.- A MENOR ESPESOR LA MEZCLA SE ENFRIA MAS RAPIDAMENTE POR LO QUE REQUIERE SER COMPACTADO DE INMEDIATO. A MAYOR ESPESOR (POR EJEMPLO 7 CM) SE TIENE MAYOR TIEMPO PARA COMPACTAR.
- EQUIPO DE COMPACTACION EMPLEADO.

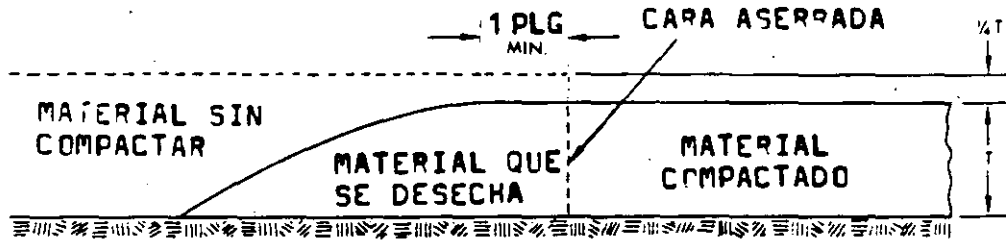


VERIFICACION DE LA TEMPERATURA DE LA MEZCLA A LA SALIDAD DE LA PLANTA

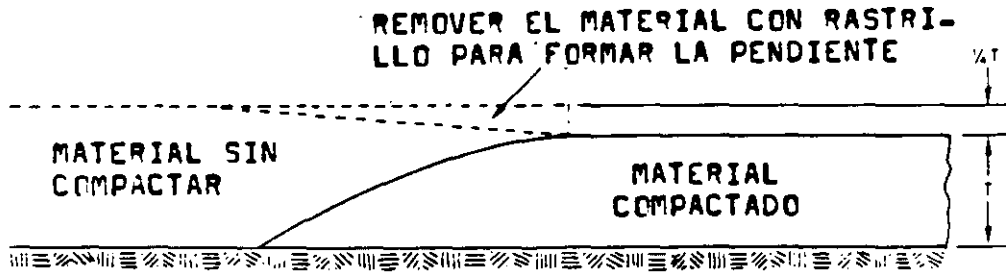
MATERIAL QUE SIRVE COMO RAMPA Y
SOPORTE. SE DESECHA CUANDO SE
RETIRA LA MADERA.



CONSTRUCCION DE JUNTA TRANSVERSAL
USANDO UN SEPARADOR DE MADERA



JUNTA TRANSVERSAL CON UNA CARA VERTICAL ASERRADA



JUNTA TRANSVERSAL AHUSADA

PREPARACION Y CONSTRUCCION DE JUNTAS TRANSVERSALES

ASPHALT TECHNOLOGY & CONSTRUCTION

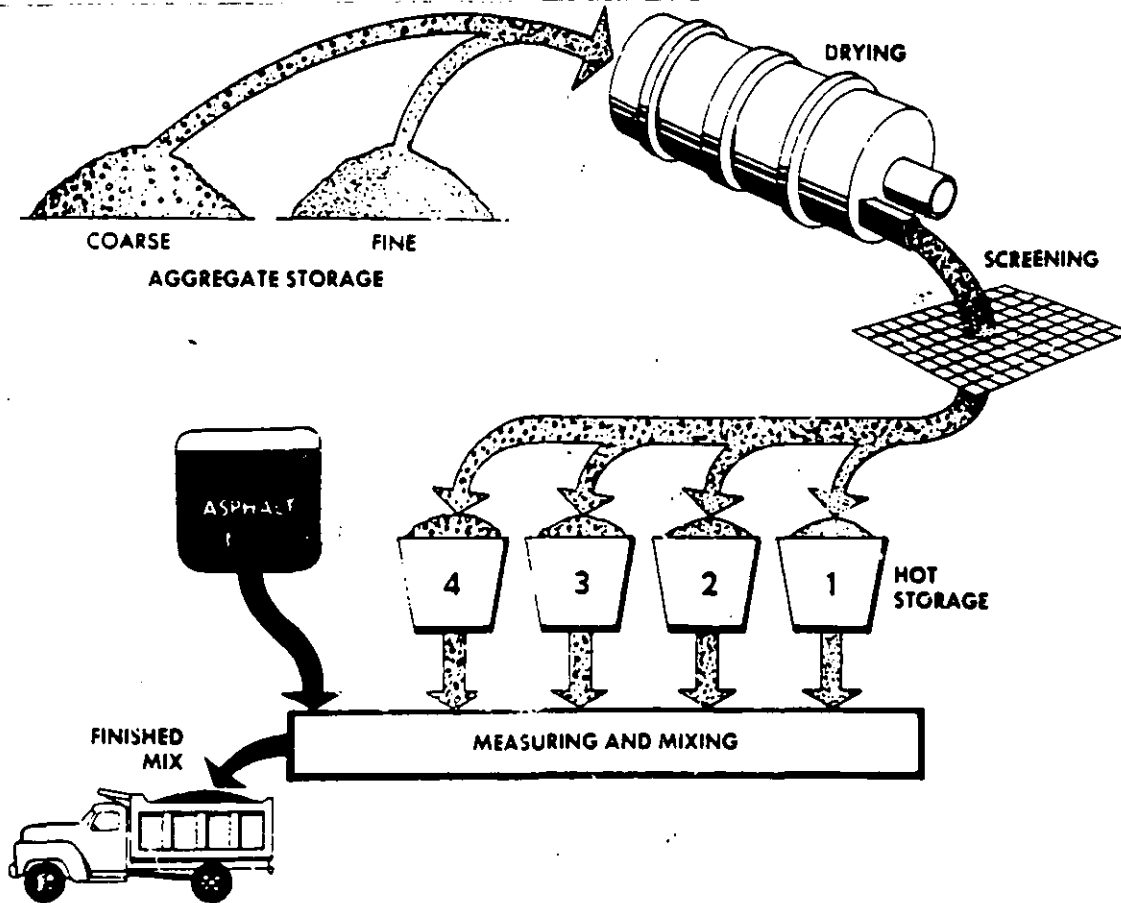


Figure 1. Typical diagram of asphalt plant

ASPHALT TECHNOLOGY & CONSTRUCTION

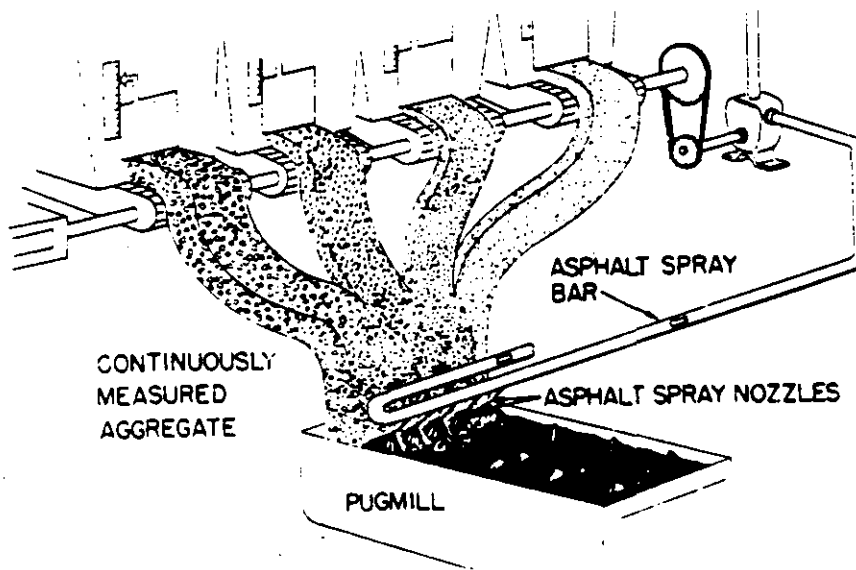


Figure 16. Spray bar operation, asphalt distribution mechanically interlocked with aggregate feeders

INSTALACION MEZCLADORA CONTINUA

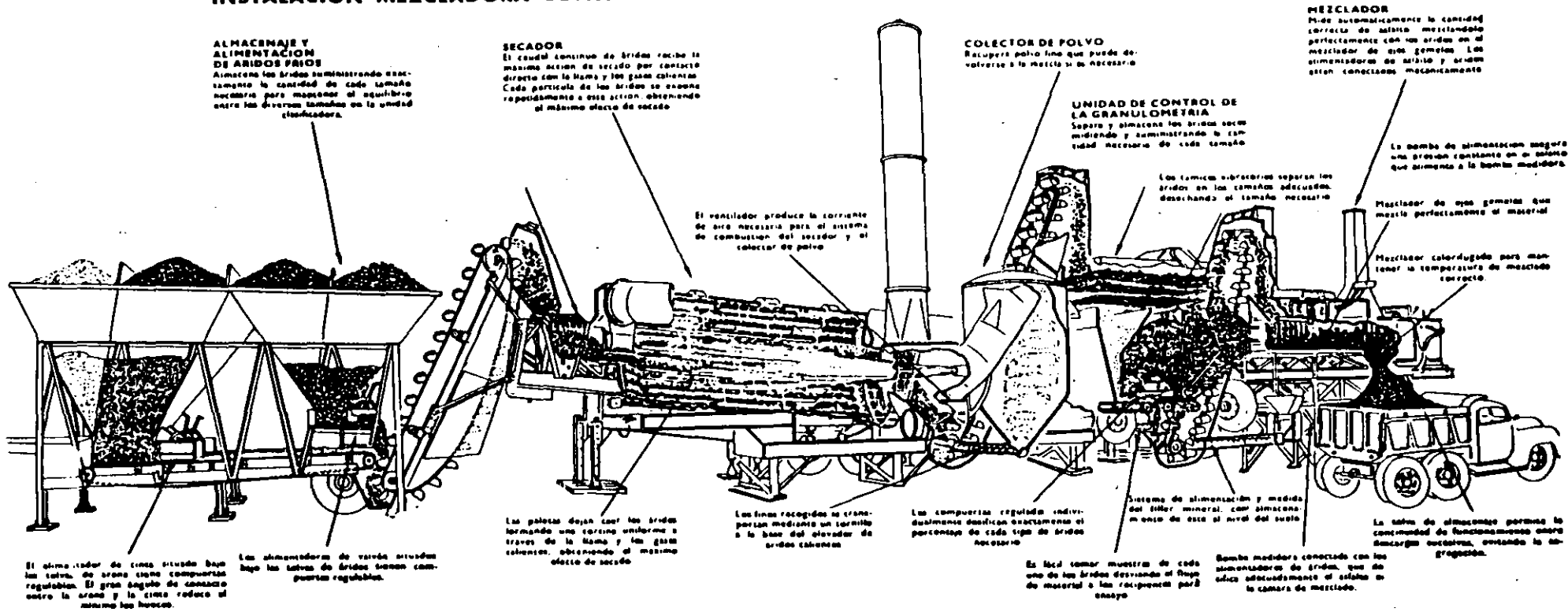


Figura VIII-8. Instalación mezcladora continua.

ENSAYES DE LABORATORIO QUE SE REALIZAN USUALMENTE EN MEZCLAS ASFALTICAS, PARA CONOCER SU CALIDAD.

MEZCLAS EN EL LUGAR

- **CONTENIDO OPTIMO DE ASFALTO (DISEÑO)**
- **CONTENIDO DE ASFALTO Y SOLVENTE**
- **CONTENIDO DE HUMEDAD**
- **PESO VOLUMETRICO MAXIMO Y DE LUGAR**
- **RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE**
- **VERIFICACION GRANULOMETRICA**

MEZCLAS EN CALIENTE

- **CONTENIDO OPTIMO DE ASFALTO (DISEÑO)**
- **CONTENIDO DE ASFALTO**
- **PESO VOLUMETRICO MAXIMO Y DE LUGAR**
- **ESTABILIDAD**
- **FLUJO**
- **CONTENIDO DE VACIOS**
- **VERIFICACION GRANULOMETRICA**

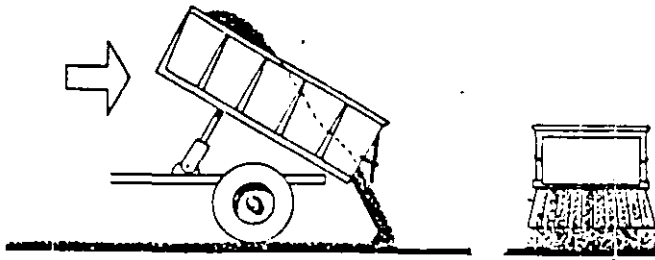
TENDIDO Y COMPACTACION DE CARPETA POR
EL SISTEMA DE MEZCLA EN EL LUGAR

- BARRIDO DE LA CAPA SUBYACENTE
- APLICACION DEL RIEGO DE LIGA
- TENDIDO DE LA MEZCLA ASFALTICA CON MOTOCONFORMADORA O CON OTRA CLASE DE EQUIPO ADECUADO.
- VERIFICACION DE LA RELACION DISOLVENTE-CEMENTO ASFALTICO
- COMPACTACION DE LA MEZCLA TENDIDA EMPLEANDO UN RODILLO LISO TIPO TANDEM PARA DAR EL ACOMODO INICIAL
- COMPACTACION DE LA CAPA UTILIZANDO COMPACTADORES DE LLANTAS NEUMATICAS ADECUADAS PARA ALCANZAR EL GRADO MINIMO DE PROYECTO.
- ACABADO FINAL EMPLEANDO UNA PLANCHA DE RODILLO LISO PARA BORRAR LAS HUELLAS DEJADAS POR LAS LLANTAS NEUMATICAS.

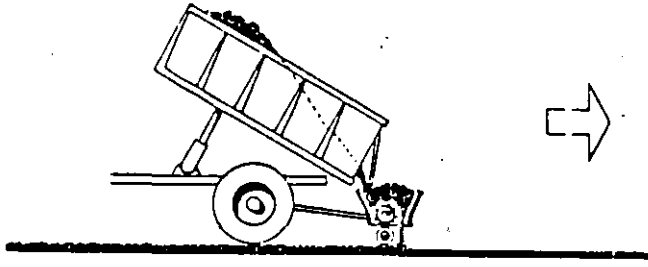
N O T A: EN CARRETERAS, LA COMPACTACION CON RODILLO LISO TIPO TANDEM O EL COMPACTADOR NEUMATICO SE HARA REALIZANDO EL RECORRIDO PARALELAMENTE AL EJE DEL CAMINO, DE LAS ORILLAS DE LA CARPETA HACIA EL CENTRO DE LINEA, EN LAS TANGENTES; Y DEL INTERIOR HACIA EL EXTERIOR, EN LAS CURVAS.

EN AEROPISTAS LA COMPACTACION, ADEMAS DE LA FORMA DE COMPACTACION PARA CARRETERAS, EL EQUIPO DE COMPACTACION DEBERA PASARSE EN DIRECCIONES PERPENDICULAR Y OBLICUA CON RESPECTO AL EJE DE LA PISTA.

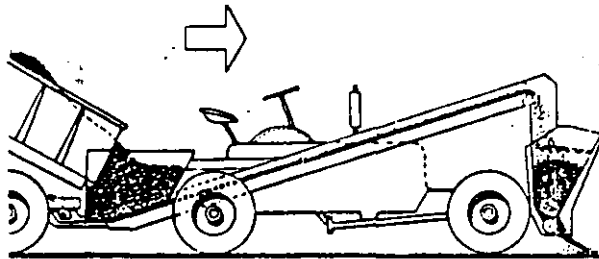
- RECORTE DE ORILLAS PARA AJUSTAR EL ANCHO Y ALINEAMIENTO CONFORME AL PROYECTO.
- APLICACION DE UN RIEGO DE SELLO PARA IMPERMEABILIZAR O PARA PROPORCIONAR UNA SUPERFICIE ANTIDERRAPANTE.



Extendedor de compuerta.

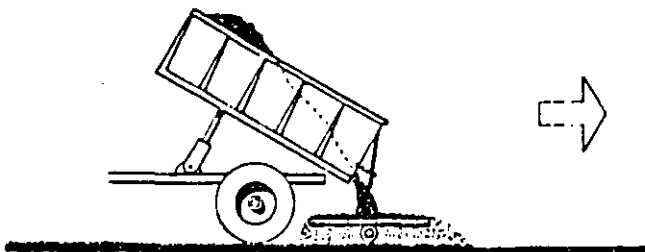


Extendedor con tolva (sobre ruedas).



Extendedor autopropulsado.

137



Extendedor centrífugo.

136

ETAPAS CONSTRUCTIVAS DE CARPETAS DE UN RIEGO

- BARRIDO DE LA BASE IMPREGNADA
- APLICACION DE UN RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO
- APLICACION DE UN RIEGO DE MATERIAL PETREO 3A ó 3E
- RASTREADO Y PLANCHADO DEL MATERIAL PETREO
- RECOLECCION DEL MATERIAL PETREO EXCEDENTE QUE NO SE HAYA ADHERIDO AL MATERIAL ASFALTICO

MATERIALES QUE SE EMPLEAN EN LA CONSTRUCCION DE
 CARPETAS ASFALTICAS POR EL SISTEMA DE RIEGOS

MATERIALES	TIPO DE CARPETA		
	TRES RIEGOS	DOS RIEGOS	UN RIEGO
CEMENTO ASFALTICO	0.6 - 1.1 1		
MATERIAL PETREO No.1	20 - 25 1		
CEMENTO ASFALTICO	1.0 - 1.4 1	0.6 - 1.1 1	
MATERIAL PETREO No.2	8 - 12 1	8 - 12 1	
CEMENTO ASFALTICO			0.7 - 1.0 1
MATERIAL PETREO 3-A			8 - 10 1
CEMENTO ASFALTICO	0.7 - 1.0 1	0.8 - 1.1 1	
MATERIAL PETREO 3-B	6 - 8 1	6 - 8 1	
CEMENTO ASFALTICO			0.8 - 1.0 1
MATERIAL PETREO 3-E			9 - 11 1

CORRECCIONES DE LA DOSIFICACION DEL LIGANTE EN RIEGO DE SELLO

FACTORES: - ESTADO SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO.

- TRANSITO.
- CLIMA.
- NATURALEZA DEL MATERIAL PETREO.

DOSIFICACION CONSIDERADA: PAVIMENTO NO POROSO, TRANSITO ENTRE 200 Y 500 VEH/DIA; CLIMA TEMPLADO CON TEMPERATURA MEDIA DIARIA DE 20°C.

SUPERFICIE EXCEDIDA DE ASFALTO: REDUCIR ENTRE 12 Y 20%

SUPERFICIE CON ASFALTO BLANDO: REDUCIR ENTRE 5 Y 12%

SUPERFICIE POROSA O FISURADA: AUMENTAR ENTRE 5 Y 12%

SUPERFICIE RUGOSA: AUMENTAR ENTRE 5 Y 20%

EFECTO DE LA COMPACTACION ADICIONAL POR EL TRANSITO:

- INTENSO —> AFLORACION DEL ASFALTO —> REDUCIR
- MUY LIGERO —> AUMENTAR PARA REFORZAR SU ACCION PROTECTORA

<u>TRANSITO (VEH/DIA)</u>	<u>REDUCIR</u>	<u>AUMENTAR</u>
800 - 1,500	5% MAX.	----
500 - 800	3% MAX.	----
200 - 500	----	----
50 - 200	----	4 a 8%
0 - 50	----	8 a 12%

APLICACION DEL RIEGO: CLIMA CALUROSO: REDUCIR 3 a 8%

CLIMA TEMPLADO: AUMENTAR 4 a 5%

CLIMA FRIO: AUMENTAR 10%

POR LA POROSIDAD DEL MATERIAL: AUMENTAR HASTA 7%

MATERIAL CON POLVO: AUMENTAR 3% MAX.

POLVO EXCESIVO: NO DEBE USARSE (LAVAR)

PARTICULAS REDONDEADAS: MAS ASFALTO QUE LAS TRITURADAS: HASTA 6%

INFERIOR A ± 10% ENTRE ± 10 y ± 15% SUPERIOR A ± 15%

APLICAR % REAL

APLICAR ± 10%

CAMBIAR PROCED.

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL PETREO PARA RIEGO DE SELLO

- + MATERIAL TRITURADO DE BUENA CALIDAD.
- + DUREZA SUFICIENTE (DESGASTE LOS ANGELES ≤ 30).
- + MATERIAL LIMPIO, SIN ARCILLA NI MATERIA ORGANICA.
- + FORMA DE LAS PARTICULAS APROXIMADAMENTE CUBICAS (NO LAJAS NI AGUJAS).
- + TAMANO DE PARTICULAS APROXIMADAMENTE UNIFORME:

$$d > 0.6 D$$

D = ABERTURA QUE PASA 90%

d = ABERTURA QUE PASA 10%

- + LA PIEDRA NO DEBE CONTENER POLVO, PORQUE DIFICULTA LA ADHERENCIA (LAVADO DE MATERIALES).

DOSIFICACION EMPIRICA DEL PETREO

$$A = \frac{d + D}{2}; \quad A = \text{DIMENSION MEDIA DE PARTICULAS}$$

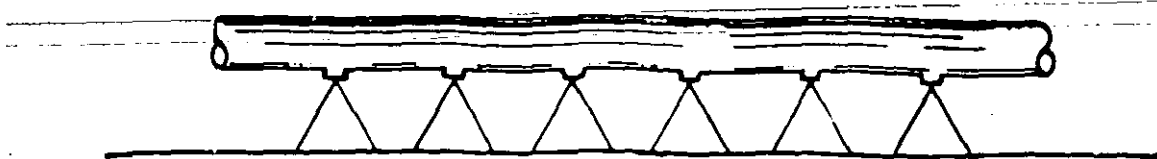
A (mm)	V_f (l/m ²)	V_o (l/m ²)
25	0.76 A = 19.0	0.82 A = 20.5
20	0.80 A = 16.0	0.87 A = 17.4
15	0.84 A = 12.6	0.93 A = 14.0
10	0.90 A = 9.0	1.02 A = 10.2
5	1.00 A = 5.0	1.20 A = 6.0

SUPERFICIE DE PAVIMENTO LISO Y PARTICULAS APROXIMADAMENTE CUBICAS.

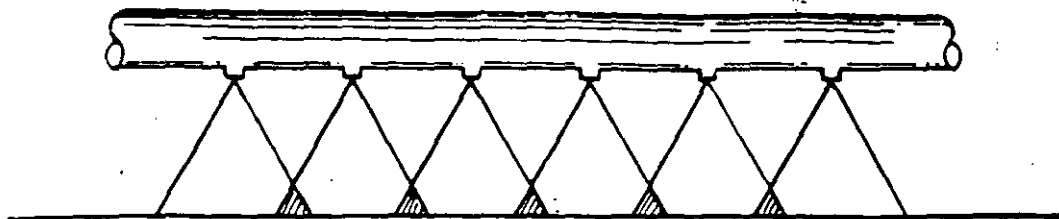
AUMENTAR DOSIFICACION SI HAY IRREGULARIDADES O FORMA DE PARTICULAS DISTINTA.

MATERIALES QUE SE EMPLEAN EN LA CONSTRUCCIÓN DE
 CARPETAS ASFALTICAS POR EL SISTEMA DE RIEGOS

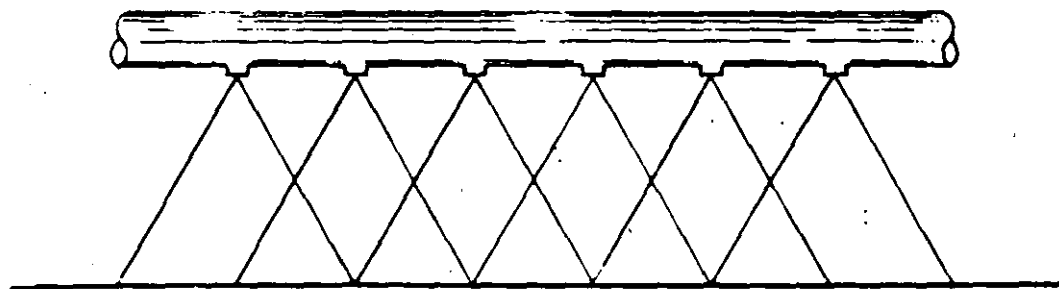
MATERIALES	TIPO DE CARPETA		
	TRES RIEGOS	DOS RIEGOS	UN RIEGO
CEMENTO ASFALTICO	0.6 - 1.1 1		
MATERIAL PETREO No.1	20 - 25 1		
CEMENTO ASFALTICO	1.0 - 1.4 1	0.6 - 1.1 1	
MATERIAL PETREO No.2	8 - 12 1	8 - 12 1	
CEMENTO ASFALTICO			0.7 - 1.0 1
MATERIAL PETREO 3-A			8 - 10 1
CEMENTO ASFALTICO	0.7 - 1.0 1	0.8 - 1.1 1	
MATERIAL PETREO 3-B	6 - 8 1	6 - 8 1	
CEMENTO ASFALTICO			0.8 - 1.0 1
MATERIAL PETREO 3-E			9 - 11 1



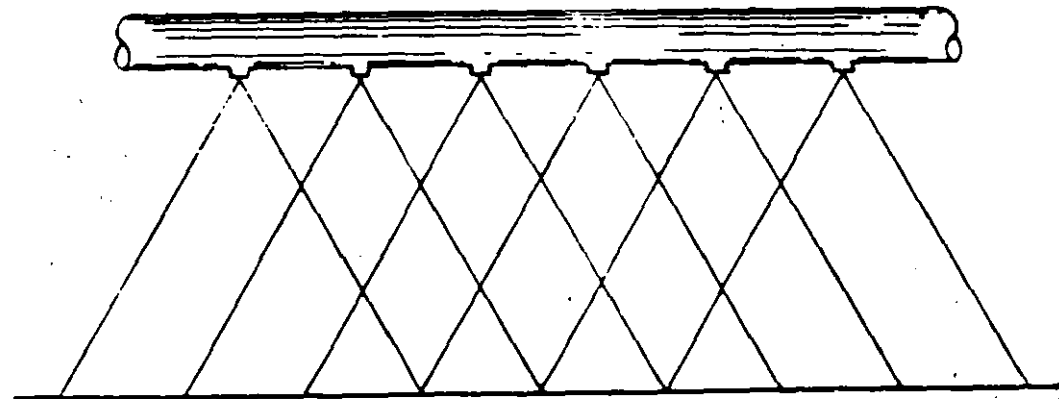
Si la barra está demasiado cerca de la superficie por regar, se obtendrán fajas sin asfalto.



Si la barra no está a suficiente altura, se obtienen fajas muy cargadas de asfalto.



Una altura correcta de la barra de distribución produce un doble traslape.



Con una mayor altura se obtiene un triple traslape.

VENTAJAS E INCONVENIENTES DEL TIPO DE LIGANTE PARA RIEGO DE SELLO

A.- CEMENTO ASFALTICO

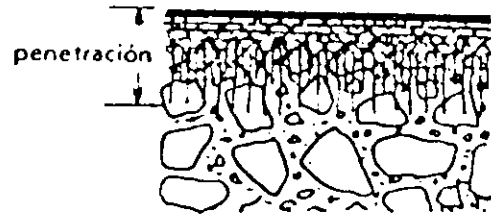
- + ELEVADAS TEMPERATURAS DE APLICACION (OBSTRUCCIONES POR ENFRIAMIENTO)
- + EXTENDIDO INMEDIATO DE LA GRAVILLA. DECREMENTO RAPIDO DE VISCOSIDAD - POR ENFRIAMIENTO.
- + TIEMPO CALIDO Y SECO PARA ASEGURAR ADHESIVIDAD MINIMA DE LA PIEDRA.
- + ANGULO DE CONTACTO NEGATIVO POR TENSION SUPERFICIAL.
- + PERMITE ABRIR PRONTO AL TRANSITO SIN FUERTES DETERIOROS.
- + CONTRAINDICADO PARA DOSIFICACIONES REDUCIDAS.

B.- ASFALTO REBAJADO

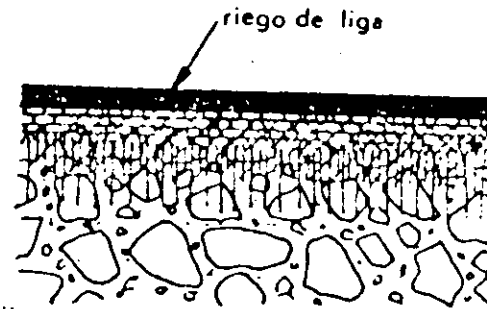
- + MODERADAS TEMPERATURAS DE APLICACION.
- + FACIL MOJADO DE LA GRAVILLA AUNQUE SU EXTENSION NO SEA INMEDIATA AL LIGANTE (VISCOSIDAD BAJA POR EVAPORACION DEL SOLVENTE).
- + NO PERMITE APERTURA INMEDIATA AL TRANSITO.
- + EMPLEO DE ACTIVANTES CON MATERIALES ACIDOS, PARA MEJORAR ADHESIVIDAD.
- + ANGULO DE CONTACTO NEGATIVO, PERO SUPERFICIE DE CONTACTO MAYOR.
- + PELIGRO DE INCENDIO CONSIDERABLE.
- + CONTENIDO DE ASFALTO: 50-82% - FACILIDAD DE DISTRIBUCION EN PEQUENAS DOSIFICACIONES.

C.- EMULSION ASFALTICA

- + TRANSPORTE Y APLICACION EN FRIJO O A TEMPERATURAS MODERADAS.
- + AUMENTO DE VISCOSIDAD: ROMPIMIENTO DE LA EMULSION Y ELIMINACION DEL AGUA, PRINCIPALMENTE POR EVAPORACION.
- + BUENA ADHESIVIDAD A LA PIEDRA SI SE EMPLEA TIPO DE EMULSION ADECUADO A LA NATURALEZA DEL PETREO.
- + ANGULO DE CONTACTO POSITIVO.
- + NO HAY PELIGRO DE INCENDIO
- + BAJA PROPORCION DEL LIGANTE: DOSIFICACIONES MAS PRECISAS, PERO SE TRANSPORTA 31 A 45% DE AGUA.

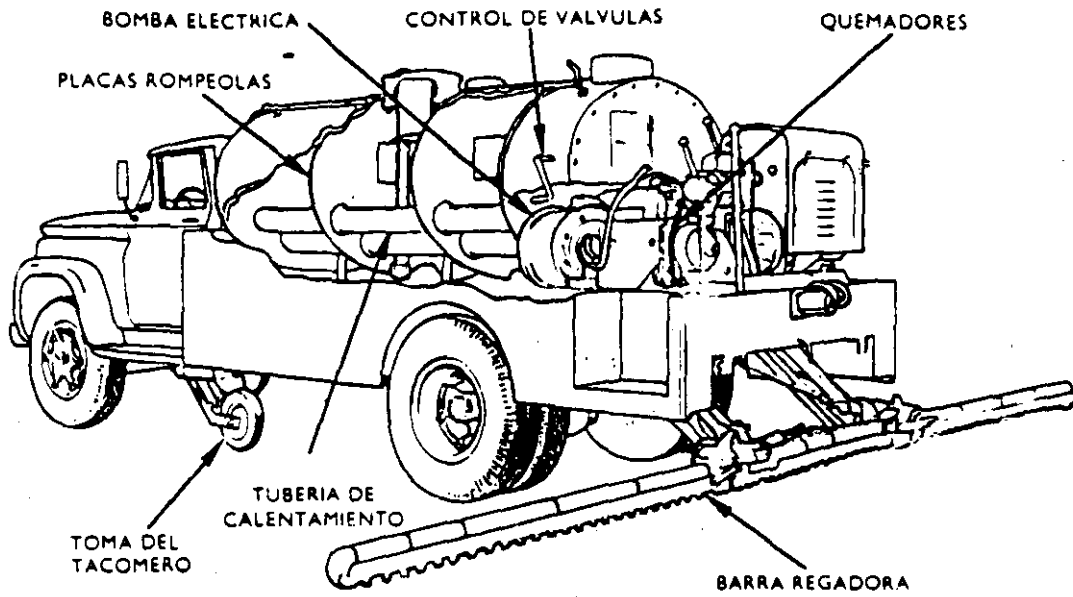


Base impregnada, con una óptima penetración.



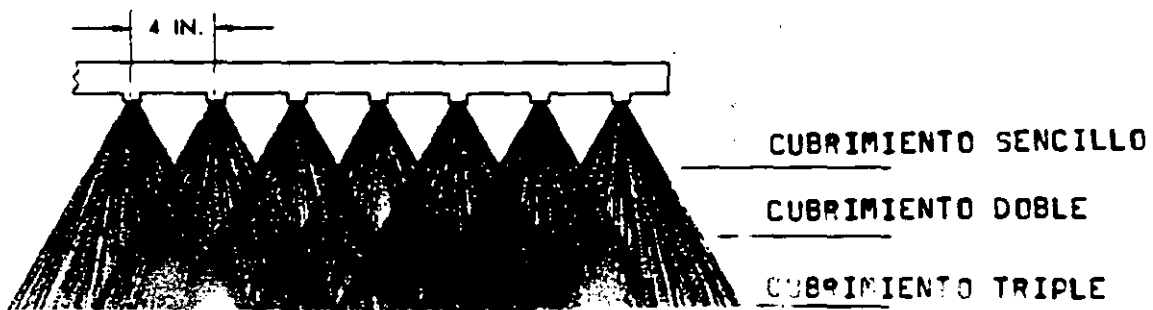
Riego de liga del mayor espesor posible.

Figura VII-2. Distribuidor.



131

DISTRIBUIDOR DE ASFALTO

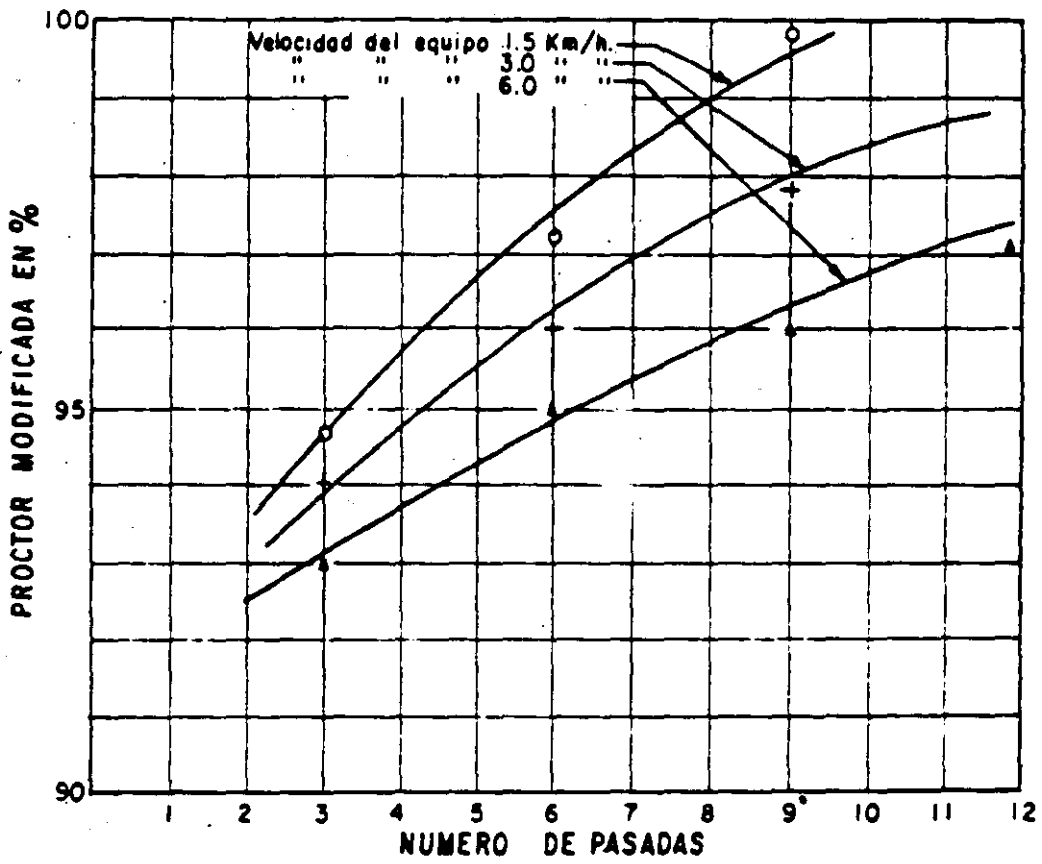


TRASLAPE DE ROCIO DE ABANICO

EJEMPLOS TÍPICOS:

EQUIPO	PROFUNDIDAD DE LA CAPA (CM)	No. DE PASADAS	
		PARA 90%	PARA 95%
RODILLO METALICO	10 A 20	7 A 9	10 A 12
NEUMATICO LIGERO	15 A 20	5 A 6	8 A 9
NEUMATICO PESADO	HASTA 70	4 A 5	6 A 8
RODILLO DE IMPACTO	20 A 30	5 A 6	6 A 8
RODILLO DE REJA	20 A 25	6 A 7	7 A 9
PATA DE CABRA VIBRATORIA	20 A 30	3 A 5	6 A 7
LISO VIBRATORIO	20 A 30	VER GRAFICA SIGUIENTE	

RELACION ENTRE EL GRADO DE COMPACTACION Y NUMERO DE PASADAS
Equipo liso-vibratorio



FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COMPACTACION

- CONTENIDO DE HUMEDAD
- GRANULOMETRIA DEL MATERIAL
- NUMERO DE PASADAS DEL EQUIPO
- PESO DEL COMPACTADOR
- PRESION DE CONTACTO
- VELOCIDAD DEL EQUIPO COMPACTADOR
- ESPESOR DE CAPA

SELECCION DE EQUIPO

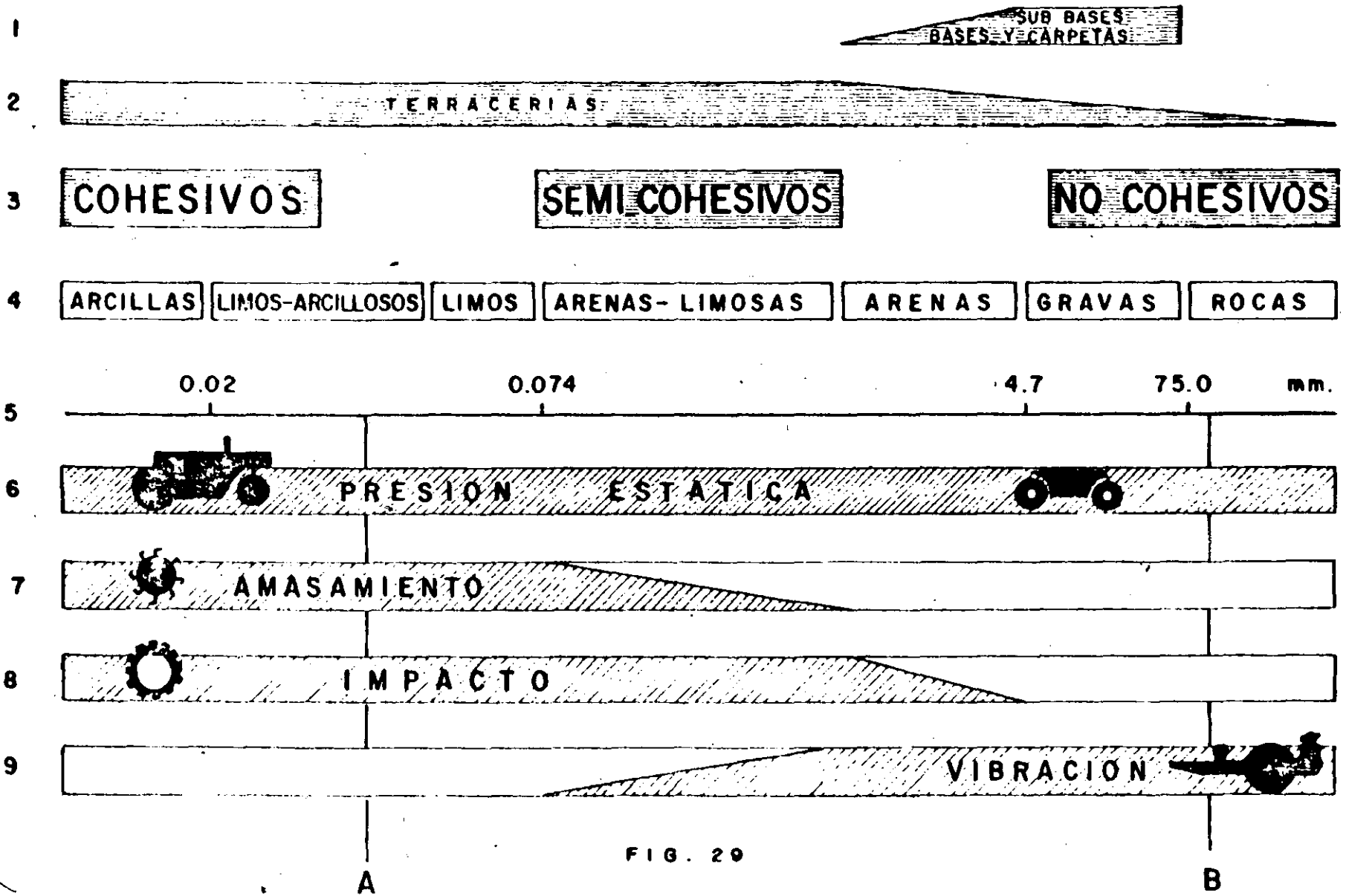


FIG. 29

81

La gráfica siguiente es un ejemplo de la prueba proctor y la prueba proctor modificada efectuadas en el mismo material (Fig. 5).

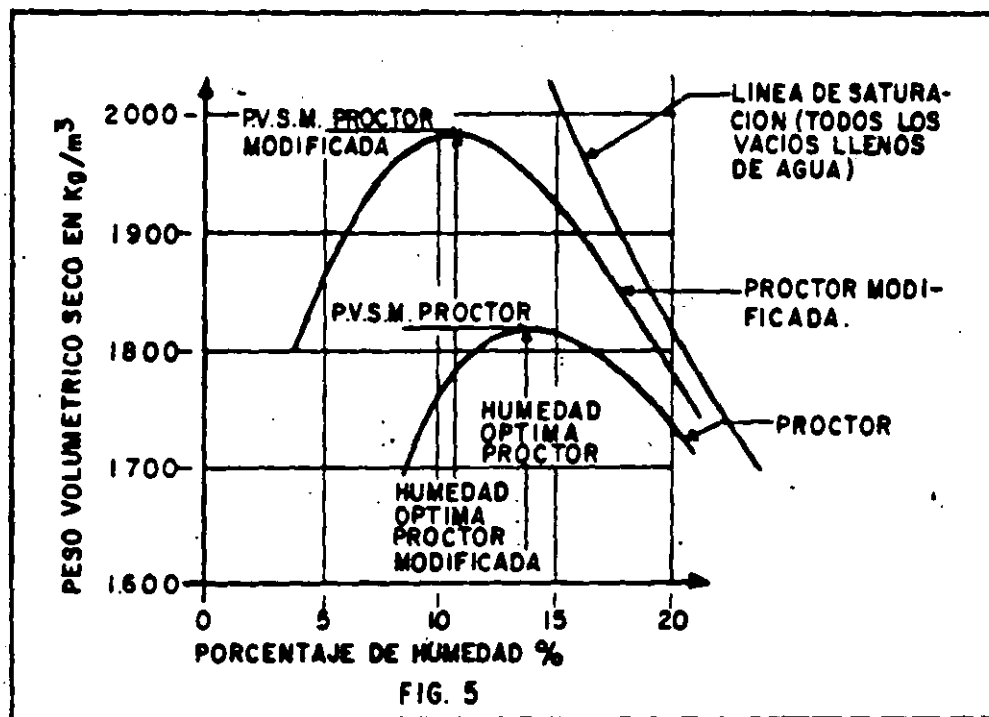


FIG. 5

Obsérvese en esta gráfica que aunque el trabajo de compactación se ha incrementado 4.5 veces, la densidad solamente se incrementó 9%, y que la humedad óptima disminuyó 3%. Esto último es invariablemente cierto.

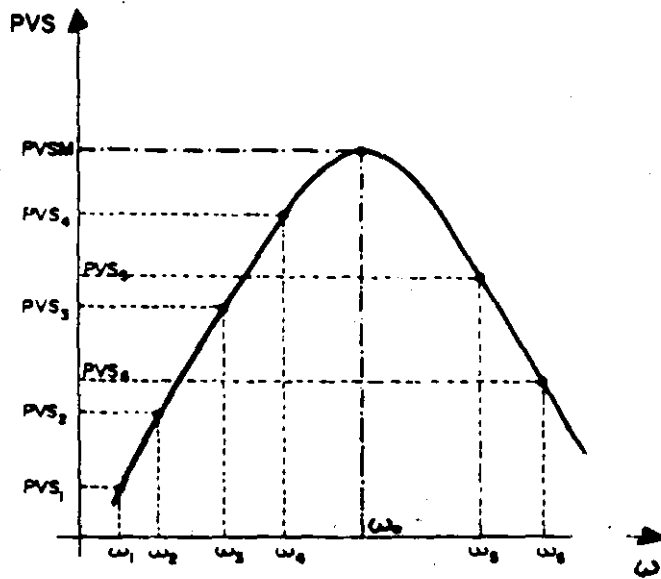


Fig. 6-8 Curva Proctor que muestra la acción del agua en la compactación de los suelos, el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima.

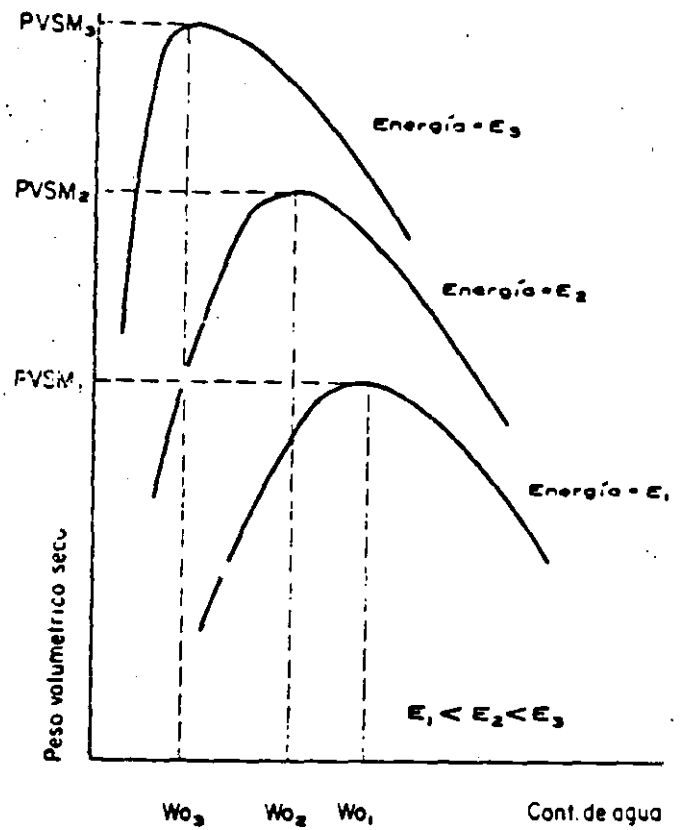
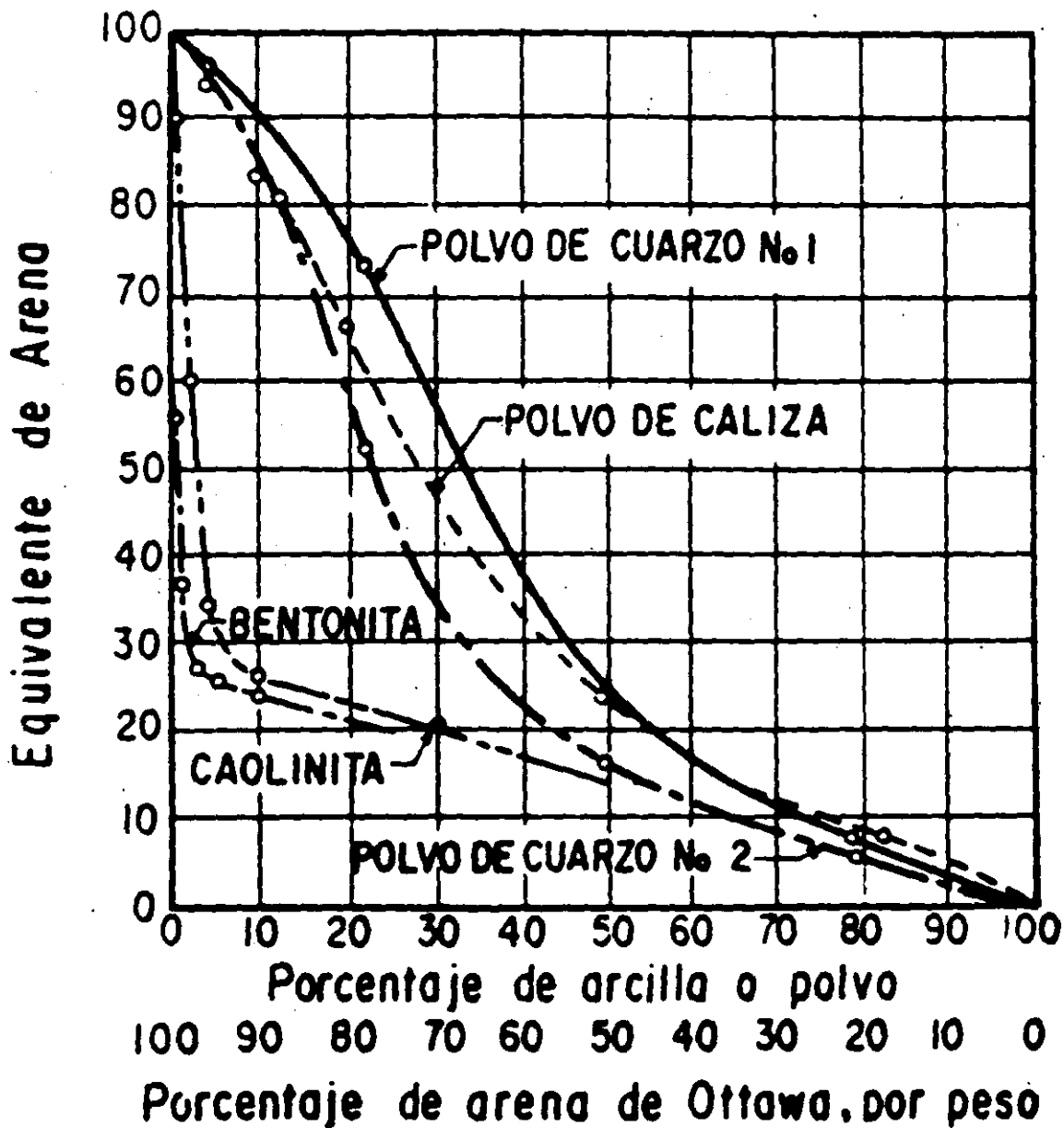


Fig. 6-9 Curvas tipo Proctor para diferentes energías de compactación. A mayor energía, mayor P.V.S.M. pero menor humedad óptima.

Efecto de varios materiales finos en el equivalente de arena



TRABAJOS DE COMPACTACION

COMPACTACION ESTATICA.

- LA COMPACTACION SE EFECTUA DE ARRIBA HACIA ABAJO
- SE CONSUME MAYOR ENERGIA PARA LOGRAR LA COMPACTACION DE LA PARTE INFERIOR DE LA CAPA.
- FRAGMENTACION DE PARTICULAS POR SOBRE COMPACTACION O EXCESO DE ENERGIA COMPACTIVA.
- SE FOMENTA LA RESISTENCIA DE LA FRICCION INTERNA DEL MATERIAL.

COMPACTACION POR IMPACTO

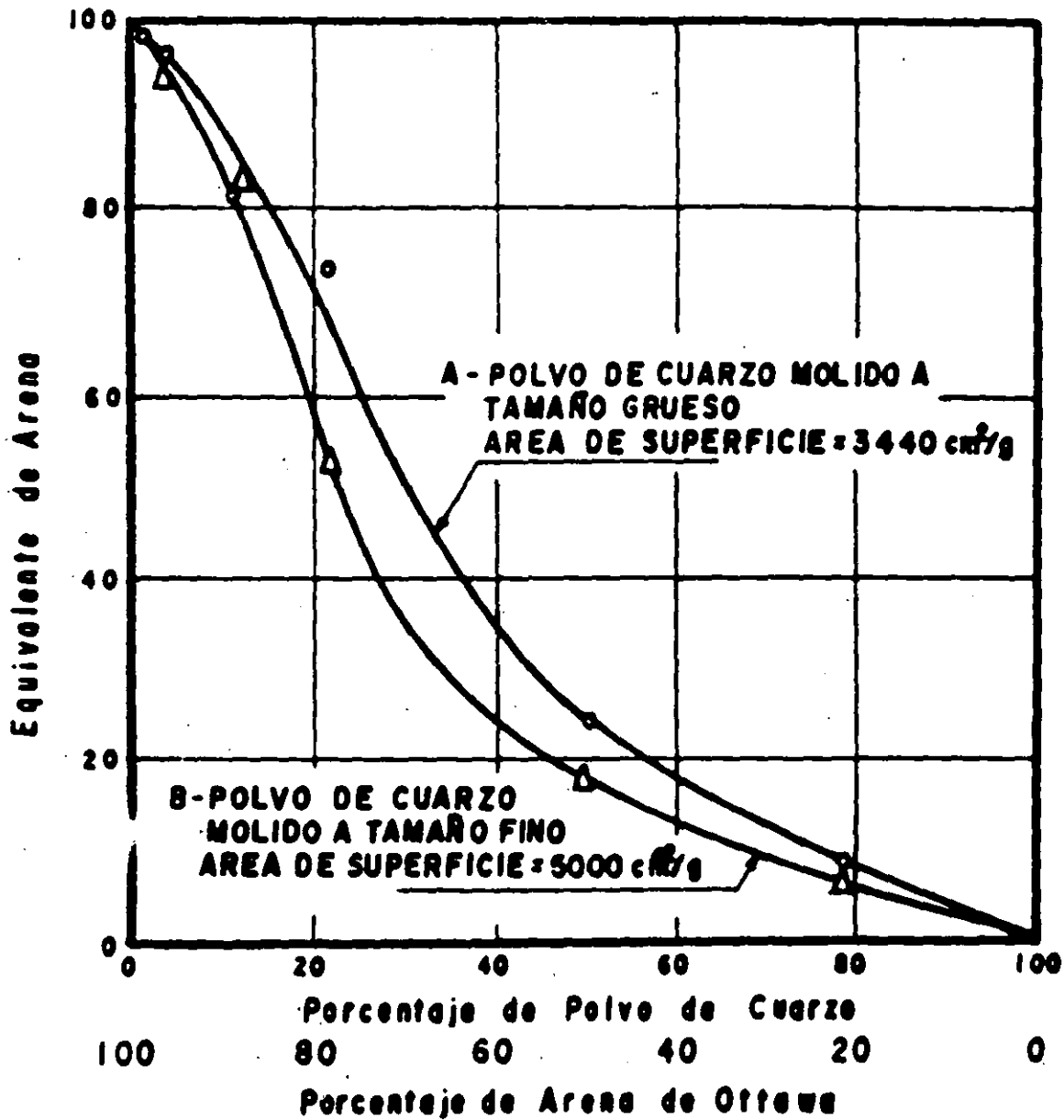
- APLICACION REPETIDA SOBRE EL SUELO, CON ALTA AMPLITUD Y BAJA FRECUENCIA.

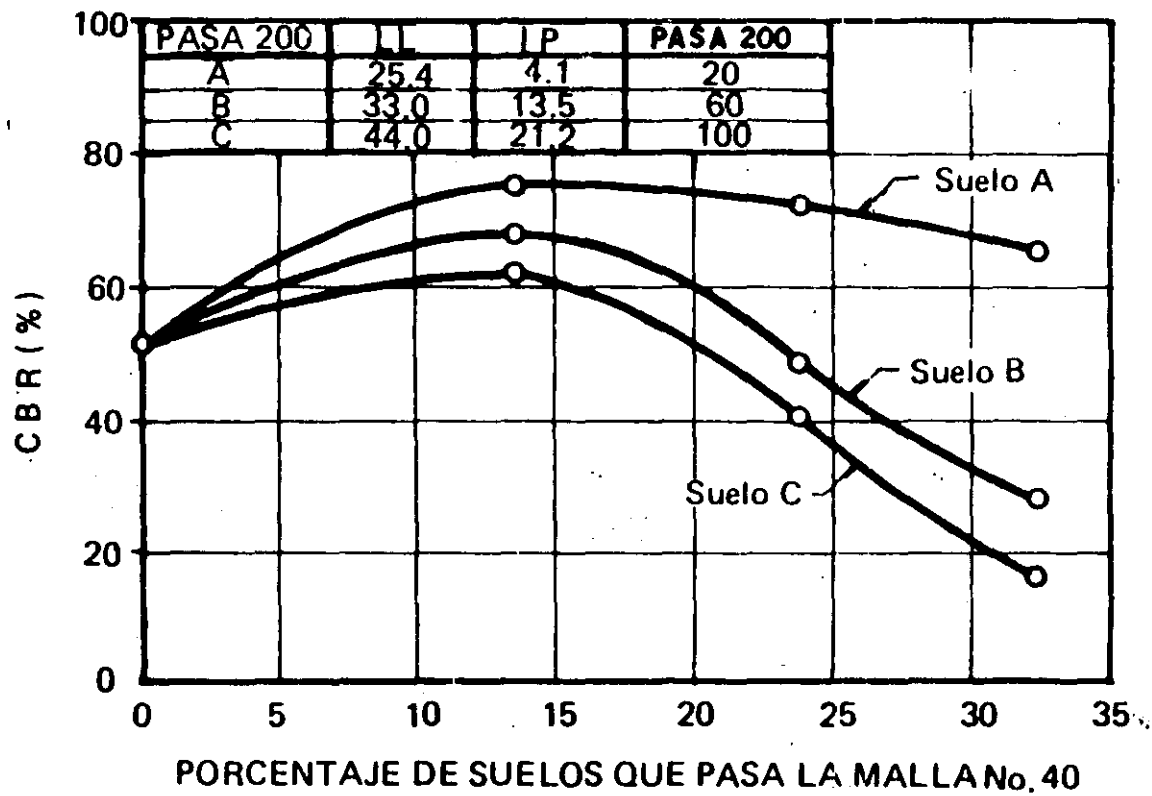
COMPACTACION POR VIBRACION

- SOMETE A LAS PARTICULAS A PRESION ESTATICA Y A IMPULSOS DINAMICOS
- LA DENSIFICACION SE EFECTUA DE ABAJO HACIA ARRIBA.
- VENTAJAS:

ES POSIBLE OBTENER MAS ALTAS DENSIDADES PERMITE EL USO DE COMPACTADORES MAS PEQUEÑOS SE PUEDE TRABAJAR EN CAPAS DE MAYOR ESPESOR REDUCE EL NUMERO DE PASADAS. REDUCE COSTO DE COMPACTACION.

Polvo de cuarzo y arena de Ottawa. Efecto del tamaño de las partículas en el equivalente de arena





**MATERIALES DE USO PROBABLE E. MEZCLAS ASFALTICAS
Y TRATAMIENTOS SUPERFICIALES DE PAVIMENTOS**

- + GRAVA - ARENA DE RIO
(TRITURACION PARCIAL Y CRIBADO)

- + CONGLOMERADO
(TRITURACION PARCIAL Y CRIBADO) (LAVADO)

- + ROCA PROCEDENTE DE MANTOS, DEPOSITOS, O DE
PEPENA.
(TRITURACION TOTAL Y CRIBADO) (LAVADO)

- + MATERIALES ESPECIALES
(TEZONTLE, ESCORIAS, ARENAS, CONCHUELA)

TRATAMIENTO DE MATERIALES PETREOS

- + ELIMINACION A MANO DEL DESPERDICIO
 - 5-10% DESPERDICIO MAYOR A TAMANO MAXIMO REQUERIDO.

- + DISGREGACION
 - CONGLOMERADOS CALIHOCHOS - ARENISCAS CEMENTADAS - ROCAS ALTERADAS

- + CRIBADO
 - 5/25% DE DESPERDICIO

- + TRITURACION
 - PARCIAL
 - TOTAL

- + LAVADO
 - ELIMINACION DE FINOS
 - CONTAMINACION CON ARCILLA O MATERIA ORGANICA

- + DOSIFICACION EN PLANTA
 - ASEGURAR GRANULOMETRIA REQUERIDA
 - EVITAR CONTAMINACIONES INDESEABLES
 - HACER EFICIENTE LA PRODUCCION DE MATERIALES

BANCOS DE MATERIALES PETREOS

+ PLAYONES DE RIO

+ DEPOSITOS

+ MANTOS DE ROCA

+ CONGLOMERADOS

+ AGLOMERADOS

+ ZONA DE PEPENA

USO PROBABLE DE MATERIALES PETREOS EN:

- SUB-BASES Y BASES DE PAVIMENTO

+ GRAVA - ARENA DE RIO

(TRITURACION PARCIAL Y CRIBADO)

+ CONGLOMERADO

(TRITURACION PARCIAL Y CRIBADO)

+ ARENISCA

(DISGREGACION O TRITURACION PARCIAL)

+ ROCA ALTERADA

(TRITURACION PARCIAL - MEJORAMIENTO).

+ ROCA PROC. DE MANTOS, DEPOSITOS, PEPENA.

(TRITURACION TOTAL Y CRIBADO)

+ MATERIALES DE MENOR CALIDAD

(ESTABILIZADOS CON CAL, CEMENTO, PUZOLANA O
O ASFALTO)

CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS CORTAS Y ASFALTOS AHULADOS

Introducción:

Basándonos en las predicciones de los expertos de que en los próximos 20 años debemos transformar a nuestro país, construyendo dos nuevas ciudades por cada una de las que ya existían en 1981 y 60 km. de caminos diariamente, debido a que en el mejor de los casos seremos 110 millones de mexicanos, significa que en el plazo de 20 años, debemos triplicar el desarrollo urbano y quintuplicar el producto de la actividad económica. Para lograr lo anterior, necesariamente se requiere una programación racional de los recursos y nuestra decidida participación en los proyectos de desarrollo; también necesitaremos en muchos pavimentos con tránsito muy pesado y que fueron construidos en forma convencional, transformarlos en superficies que se acerquen mucho a la definición de "cero mantenimiento", o sea, que tengan una adecuación estructural tal que no se deban bachear, reparar juntas si son pavimentos rígidos, colocar sobrecarpetas, etc., por un tiempo aproximado de 20 años, manteniendo sus condiciones de servicio dentro de un valor satisfactorio, pues en estas calles, carreteras o aeropistas, programar un mantenimiento preventivo representa, casi siempre, cerrar carriles de circulación, embotellamientos, accidentes y molestias al público y también generalmente, este mantenimiento de rutina es deficiente y muchas veces acelera el deterioro del pavimento, pues la interferencia al tránsito y el movimiento de los trabajadores se realiza en condiciones difíciles; todo lo anterior, sin tomar en cuenta el costo que se origina por el control del tráfico y las demoras del tránsito por carriles cerrados o desviaciones, que en muchas ocasiones es una cantidad fantástica.

Las consideraciones anteriores, justifican plenamente la construcción de pavimentos especiales, que normalmente significa una erogación de 15 a 20 por ciento más que si se construyera un pavimento convencional, pero que al integrar todos los costos como bacheos, sobrecarpetas, etc., el costo total de este último tipo de pavimento, excede la erogación del pavimento que estamos bautizando como especial.

ANTECEDENTES.

Históricamente las fibras se han empleado para reforzar materiales frágiles desde tiempos muy remotos.

Recientemente las fibras de asbesto se utilizan para reforzar el cemento portland.

Desde el siglo XIX se cuenta con el concreto reforzado con varillas.

Romualdi y Batson, Romualdi y Mandel, investigan el comportamiento de alambres con espaciamiento muy pequeño y fibras distribuidas aleatoriamente, en los años 1950 a 1960, sentando las bases para el concreto reforzado con fibras.

La Portland Cement Association (PCA) inició la investigación del refuerzo con fibras al final de los años "50s".

Los métodos de mezclado, colocación, compactación y terminado del concreto reforzado con fibras de acero, se han desarrollado particularmente para pavimentos.

CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS CORTAS. - Formado por cemento portland, agregados fino y grueso o sólomente fino y una dispersión de discontinuas y pequeñas fibras, generalmente de acero.

Usualmente, el concreto contiene puzolanas y aditivos.

FIBRAS. - De acero, plástico, vidrio, asbesto y otros materiales naturales.

$$\text{RELACION DIMENSIONAL} = \frac{\text{LONGITUD DE LA FIBRA}}{\text{DIAMETRO EQUIVALENTE}}$$

cuyo valor normalmente es de 30 a 150, con longitudes de la fibra de 6.5 a 75 mm, preferentemente de 25 a 75mm.

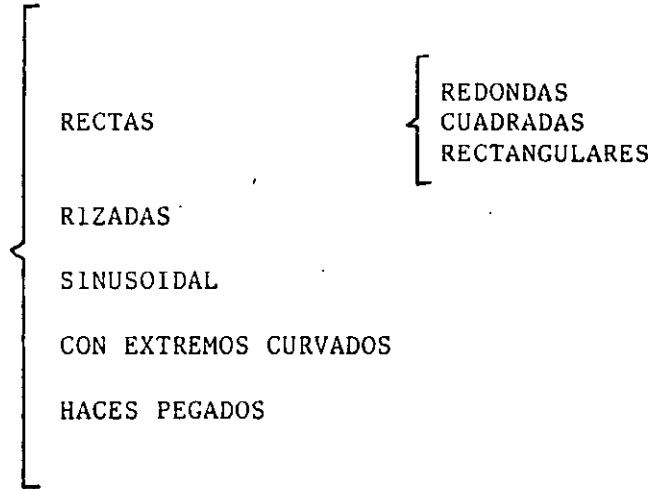
Las fibras se presentan aglutinadas por un pegamento soluble al agua en paquetes de 10 a 20 fibras, para facilitar su manejo y mezclado.

Estas fibras se adicionan al concreto en cantidades que varían de 30 a 120kg/m³ (0.5 a 1.5% en volumen) - para mejorar significativamente muchas propiedades de los morteros y concretos.

TIPOS DE FIBRAS CORTAS:

ACERO
VIDRIO
POLIPROPILENO
CARBON
ASBESTO

FIBRAS DE ACERO
LONGITUD DE
24 A 75 mm



RELACION DIMENSIONAL: L/D

D = LONGITUD DE LA FIBRA

D = DIAMETRO NOMINAL DE LA FIBRA

7

PREPARACION DEL CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS.

Los agregados gruesos que normalmente se usan, son con tamaño máximo de 9mm. (3/8") ó 20mm. (3/4"). Tamaño máximo más grande, generalmente no se usa para este tipo de concreto.

Aditivos: Cloruro de calcio no debe emplearse. Se recomienda emplear aditivos reductores de agua, ya sean normales o superfluidificantes.

Las fibras actualmente se especifican por las marcas o por una pequeña descripción que usualmente incluye la resistencia a la tensión, la relación dimensional L/D, la forma de la terminación de la fibra, si es en haces pegados o no, etc. Se deben almacenar de tal manera que se prevenga su deterioración o contaminación, ya que estas fibras no deberán utilizarse.

Es necesario tener una dispersión uniforme de las fibras y prevenir su segregación o apelotonamiento, durante el mezclado.

- Relación dimensional de las fibras.
- Tamaño del agregado grueso.
- Porcentaje en volumen de las fibras.

- Relación agua/cemento.
- Métodos de mezclado.

Para un mezclado uniforme, la relación dimensional de las fibras de acero debe ser de aproximadamente 100 como máximo. Un contenido de más de 2% en volumen también dificulta el mezclado por lo que es deseable utilizar más arena o grava de tamaño menor a 9.5mm (3/8")

DISEÑO DE MEZCLAS

FIBRAS DE ACERO: Inclusiones rígidas de área superficial grande que reduce la trabajabilidad.

TRABAJABILIDAD

Se requiere mayor cantidad de finos.
Volumen de mortero del orden del 35 al 45%.

Tamaño y cantidad de agregado grueso se debe optimizar para conservar la estabilidad dimensional de la matriz y evitar el apelotonamiento de las fibras.

- Tamaño máximo de agregado 1.3 cm. (1/2").
- Volumen de fibras en el concreto 4%.
- Cemento más fino (puzolánico)

ELABORACION DE MEZCLAS

Dispersión de las fibras.

Tiempo de mezclado.

Volúmenes de mezclado.

COLOCACION Y ACABADO

Se requiere más energía.

Vibrado externo.

7

PROPORCIONES DE CONCRETO NORMAL
REFORZADO CON FIBRAS CORTAS DE ACERO

	T.M. 9.5mm.	T.M. 20mm.
cimento kg/m ³	395 a 595	295 a 535
relación a/c	0.35 a 0.45	0.40 a 0.50
porcentaje de arena a grava	45 a 60	45 a 55
contenido de fibras en volumen		
a) fibras lisas	0.9 a 1.8	0.8 a 1.6
b) fibras deformadas	0.4 a 0.9	0.3 a 0.8
Contenido de aire, %	4 a 7	4 a 6

El uso de aditivos convencionales se utilizan normalmente en el concreto reforzado con fibras, encontrándose particularmente útil el uso de superfluidizantes.

METODOS DE MEZCLADO.

Es muy importante que las fibras se dispersen uniformemente en toda la mezcla.

Las fibras disponibles en haces de 30 fibras pueden ser colocadas directamente en las mezclas como último paso.

Para las fibras que se venden sin estar agrupadas en haces, se recomiendan los siguientes métodos:

1) Adición a camiones revolvedores al final de la elaboración de las mezclas.

- Prepárese la mezcla con un revenimiento de 5 a 7cm mayor al especificado.
- Con la revolvedora del camión girando a la velocidad normal de carga, adiciónense las fibras, a través de una malla o criba para no introducir las fibras apelotonadas, ya que estos apelotonamientos no se destruirán en la revolvedora.
- Una vez adicionadas todas las fibras, la revolvedora debe seguir girando 30 a 40 revoluciones más a la velocidad de mezclado.

2) Adición de las fibras al agregado, por medio de bandas transportadoras.

- Las fibras se incorporan al agregado fino por medio de un agitador o a través de una "manga" o a la banda transportadora durante la inclusión del agregado y se mezcla de la forma tradicional.

METODOS DE COLOCACION.

Las mezclas con fibras cortas, generalmente requieren mayor energía de compactación. Se pueden emplear vibradores internos, pero es preferible usar vibradores externos para prevenir la segregación de las fibras.

Las herramientas metálicas o cepillos rígidos se pueden emplear para terminar el concreto con fibras.

La protección y curado del concreto se debe realizar de igual forma que para el concreto tradicional.

PROPIEDADES TÍPICAS DEL MATERIAL.

Resistencia Estática.

Las fibras aumentan la ductilidad del concreto en forma importante, dependiendo del tipo y porcentaje de fibras.

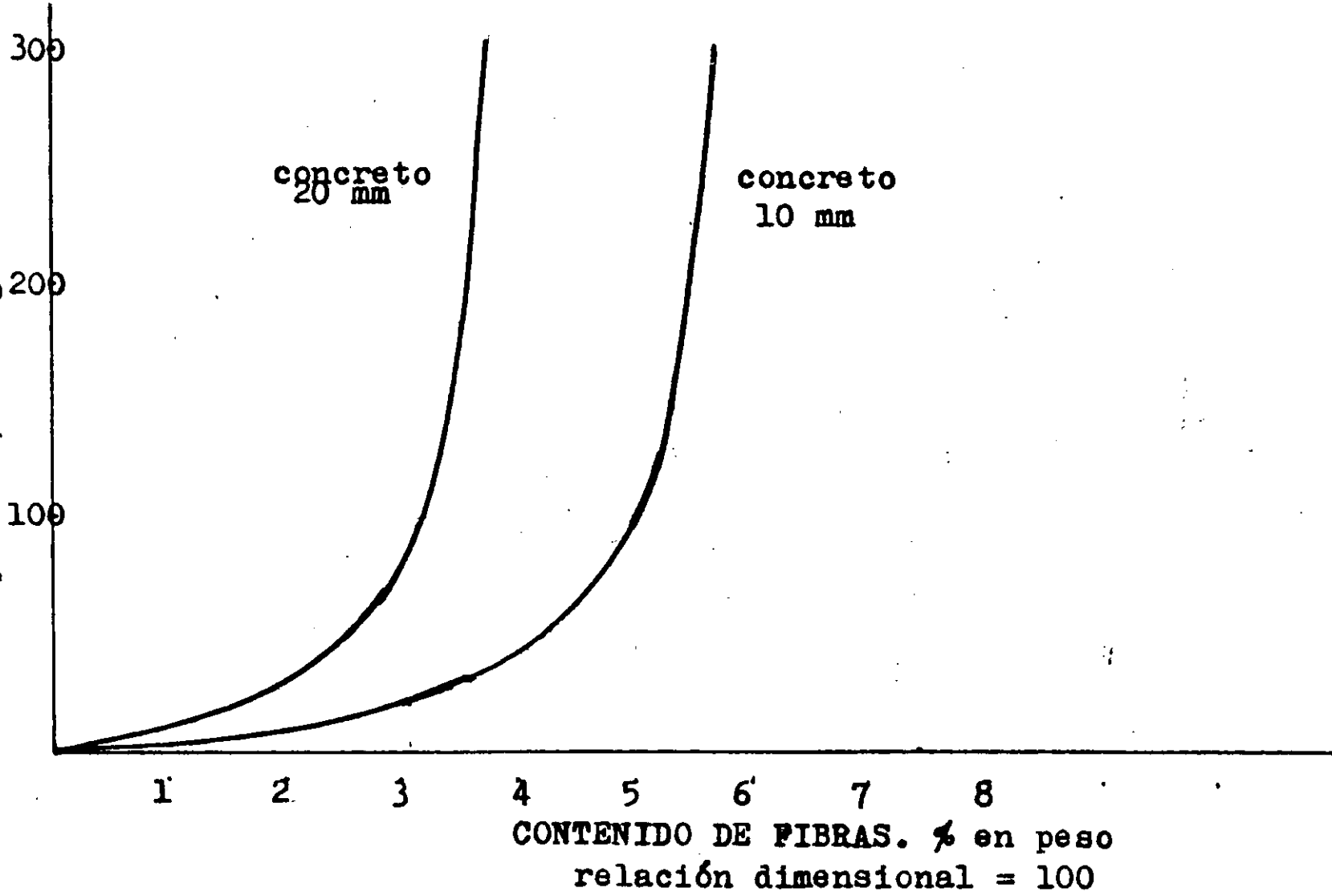
Las fibras con terminaciones especiales pueden proporcionar las mismas propiedades que las fibras rectas de la misma longitud y diámetro, pero con 40% menos de fibras.

Resistencia Dinámica.

La resistencia dinámica para varios tipos de cargas es de 5 a 10 veces mayor que la resistencia del concreto sin fibras.

Los requerimientos de mayor energía para desprender las fibras del concreto, proporcione resistencia al impacto y a la fragmentación. Para el concreto en fibras se requieren varios cientos de golpes para la falla en comparación de 30 a 50 golpes que se requieren para el concreto simple.

T R A B A J A B I L I D A D
tiempo VeBe, en segundos



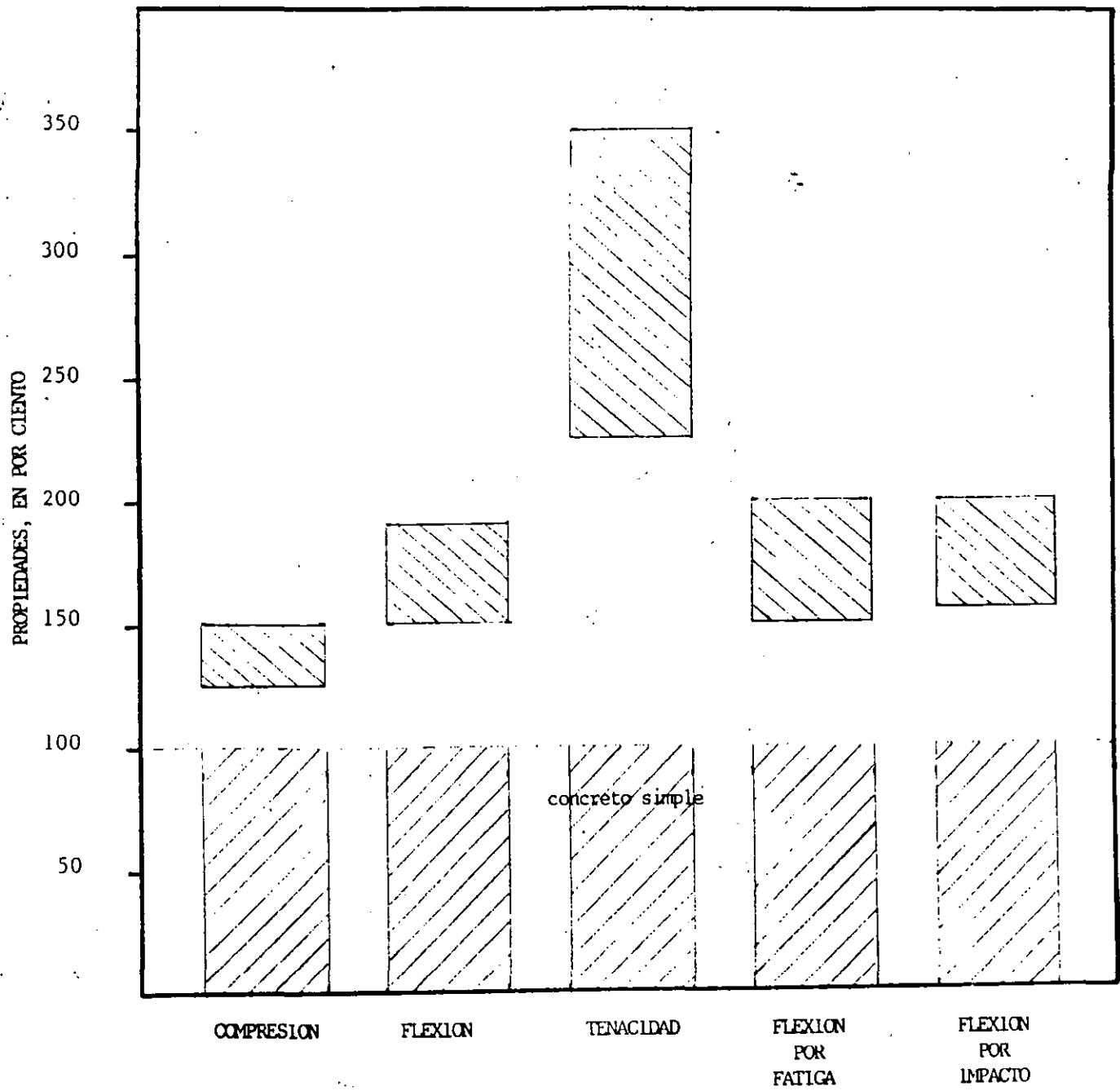


Figura No. 2.- Propiedades medidas en concretos reforzados con 1.5% de fibras de acero, en volumen.

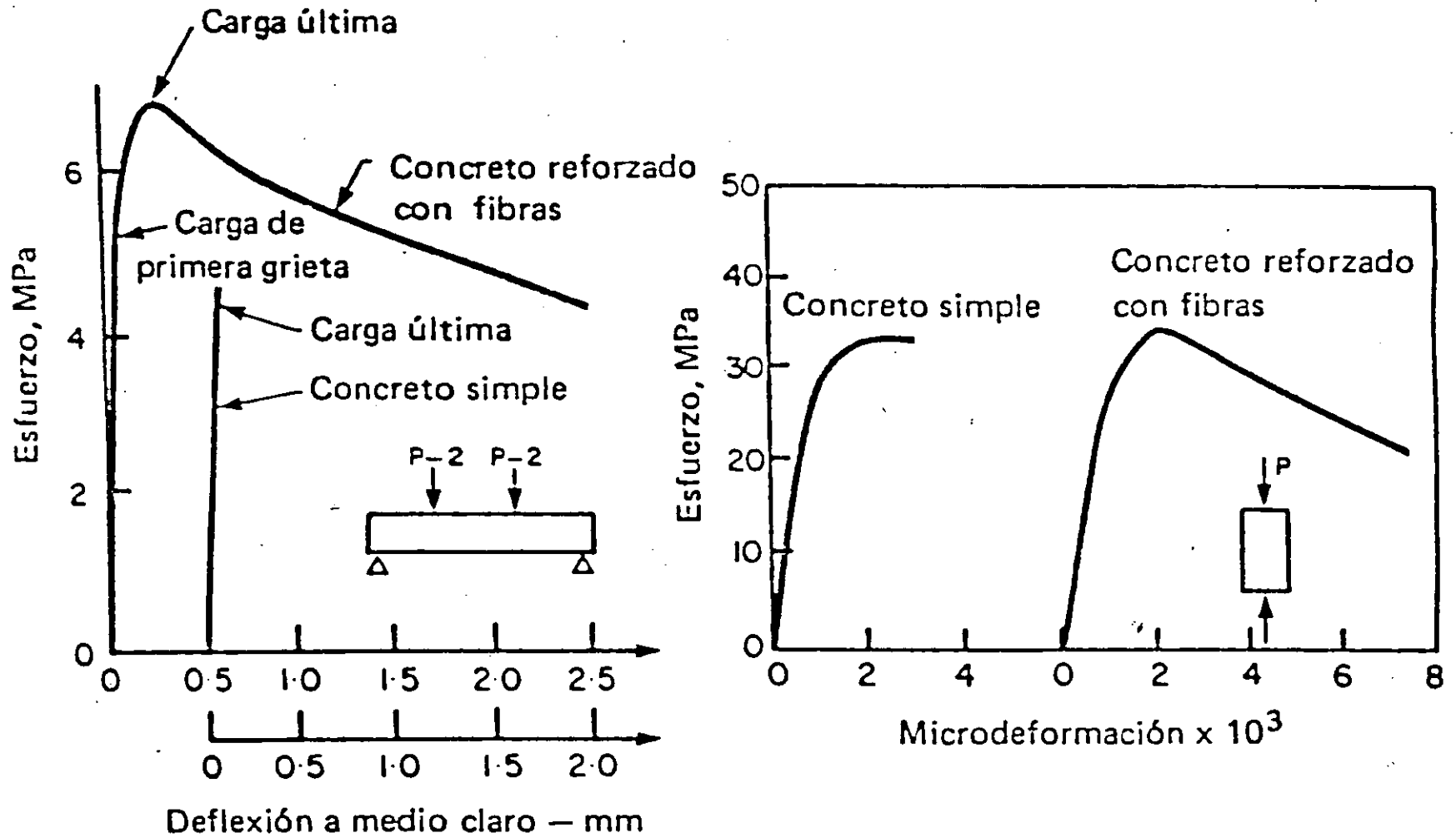


Fig. 1. Comportamiento comparativo de materiales cementantes no reforzados y reforzados con fibras, en flexión (izquierda) y en compresión (derecha). 1 MPa = 10.7 kg/cm²



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

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS 3"

**5. EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS Y
CRITERIOS PARA SU REHABILITACION.**

ING. MANUEL ZARATE AQUINO.

1 9 9 5 .

EVALUACION DE PAVIMENTOS

1.4 Evaluacion de Pavimentos.

Con anterioridad a la ejecución del Tramo de Prueba AASHO, se prestaba poca atención a la evaluación de un pavimento; simplemente el pavimento era bueno o requería una reparación.

El conocimiento de las condiciones en que se encuentra un pavimento, es un aspecto que en la actualidad interesa sobremanera a los ingenieros y personal encargados de su diseño y conservación, incluyendo en forma especial, a los usuarios. Consciente o inconscientemente, el usuario califica las condiciones en que se encuentra un pavimento cada vez que conduce un automóvil o durante el carreteo de una aeronave en una operación de aterrizaje o despegue.

Son varias las razones que motivan el estudiar y conocer las condiciones en que se encuentra un pavimento, pudiendo señalarse entre otras, las siguientes:

1. Al ingeniero que ha realizado el proyecto de un pavimento, le ayuda a determinar el grado de éxito alcanzado por su proyecto, al cumplir con los criterios de diseño y, en su caso, le ayuda a comprender las causas de su fracaso.
2. Sirve para efectuar la planeación de un programa óptimo de mantenimiento y establecer la necesidad de realizar trabajos de conservación más importantes, reconstrucción y de reubicación del camino.
3. Permite realizar un pronóstico de la vida útil del pavimento.
4. Ayuda a determinar la capacidad del pavimento para soportar un volumen de tránsito, permitiendo asimismo, efectuar la actualización del pavimento, acorde con las futuras necesidades del tránsito.
5. Sirve para determinar el refuerzo que un pavimento deteriorado requiere para funcionar adecuadamente.
6. Constituye una base para el establecimiento de nuevos conceptos, importantes en el diseño de pavimentos.

Los estudios efectuados para la evaluación de un pavimento pueden clasificarse en dos grupos:

1. Estudios del comportamiento funcional, desde el punto de vista de su operación y servicio.
2. Evaluación mecanicista, desde el punto de vista de su capacidad estructural.

Los primeros proporcionan un juicio para valorar el grado en que un pavimento es adecuado para su transitabilidad. Los segundos permiten efectuar la evaluación estructural del pavimento, proporcionando la información suficiente para poder diseñar el refuerzo que en su caso llegara a requerir.

Estudios de Comportamiento-Servicio.

Comprenden estudios de evaluación de las condiciones superficiales que guarda un pavimento, estableciendo una apreciación de su capacidad para prestar servicio desde el punto de vista de su transitabilidad. La evaluación de esta cualidad es un problema complejo en el que intervienen tres

sistemas interrelacionados entre sí: el usuario, el vehículo y la rugosidad del pavimento, entendiéndose por esto último, como las irregularidades en la superficie de un pavimento que influyen en la calidad del rodamiento.

Los estudios a realizar son los siguientes:

1. La apreciación subjetiva de la transitabilidad del pavimento, efectuada mientras se conduce un vehículo a una velocidad normal.
2. La medición de la rugosidad del pavimento.
3. Valoración de los deterioros superficiales, mostrando la ubicación y extensión de los aspectos observados.

Los ingenieros de la prueba AASHO desarrollaron un método para la apreciación del estado superficial del pavimento, basado en el Concepto de Servicio Actual, de acuerdo con el cual, para un tramo específico de pavimento, el Servicio Actual es la capacidad que tiene, según la opinión del usuario, para proporcionar un tránsito suave y cómodo en condiciones normales de operación.

El método requiere que un grupo de cinco personas, como mínimo, efectúe un recorrido por el pavimento, previamente dividido en secciones. Basándose exclusivamente en las condiciones superficiales del pavimento y en el hecho de que este deberá prestar servicio a un volumen de tránsito mezclado bajo cualquier condición de tiempo, las personas que integran el grupo, deberán emitir una calificación del pavimento, variable entre cero para muy malo y 5 para muy bueno.

Las bases en que se apoya este método son las siguientes:

1. Las carreteras se construyen para conveniencia y comodidad del usuario.
2. La opinión del usuario en torno a la forma en que se da servicio una carretera, es enteramente subjetiva.
3. Las características que pueden medirse en una carretera, analizadas y manejadas convenientemente, pueden relacionarse con la opinión subjetiva del usuario.
4. El servicio dado por una carretera puede expresarse por el promedio de la evaluación efectuada por los usuarios de la misma.
5. El comportamiento de un pavimento puede establecerse a partir de las observaciones periódicas del servicio desde el momento de su construcción hasta el momento que se desee.

De los resultados de la prueba AASHO se obtuvo que la rugosidad de un pavimento o su perfil, se encuentran estrechamente relacionados con la apreciación de su servicio y que el comportamiento del pavimento evaluado en esta forma, se encuentra correlacionado con ciertos factores de diseño.

Para la medición de la rugosidad o bien, de las deformaciones de la superficie del pavimento se han diseñado dispositivos que permiten la evaluación superficial en forma rápida y mecánica. Los valores obtenidos en esta forma han sido correlacionados con las calificaciones obtenidas en la forma antes descrita, obteniéndose un valor numérico llamado Índice de Servicio Actual.

Entre estos dispositivos se pueden señalar los rugómetros desarrollados por la Oficina de Carreteras Públicas, y Departamento de Carreteras de California, fotografía (1); el perfilómetro CHLOE, fotografía (2) desarrollado en la Prueba AASHO y el perfilógrafo del Departamento de Carreteras de California, fotografía (3).

El primero determina un índice de rugosidad, en pulgadas por milla. Con el segundo se obtiene una medida del perfil del pavimento, expresada en términos del cambio del ángulo de dos líneas de referencia y el último proporciona un índice de perfil, expresado en pulgadas por milla.

El perfilógrafo transversal es otro dispositivo que permite obtener información sobre las deformaciones del pavimento en una sección transversal, fotografía (4).

Se llevan a cabo investigaciones del verdadero perfil del pavimento, en correlación con estudios de la sensibilidad del usuario para obtener ecuaciones de índice de servicio. También se investiga en aspectos de requisitos de operación y seguridad de las aeronaves. La Dirección General de Aeropuertos de la S.O.P. realiza estudios de este tipo en los aeropuertos del país.

Evaluación Mecanicista.

1. Examen de las condiciones que exhibe un pavimento.

Este aspecto es tan antiguo como la utilización misma de los caminos y constituye en sí la primera forma de investigación, que permitió la acumulación de la experiencia, a través de la observación del comportamiento del pavimento bajo diferentes situaciones. El examen y análisis de las condiciones que exhibe un pavimento proporciona la información necesaria para valorar el papel que desempeña cada elemento que lo constituye, en el comportamiento integral del pavimento, constituyendo una de las herramientas básicas en el conocimiento de la ciencia de los pavimentos.

Los pavimentos fracasan a menudo debido a una combinación de varias razones, en ocasiones difíciles de determinar, siendo por lo tanto necesario que las inspecciones del estado del pavimento se realicen por personal experimentado, para conocer la causa o causas del fracaso. Al respecto es indispensable conocer los tipos y causas de falla en los pavimentos.

Las inspecciones se realizan con mayor detalle que el requerido para la calificación de un tramo, e incluyen un registro de la ubicación, magnitud y tipo de los deterioros observados, así como tipo y condiciones de los trabajos de mantenimiento.

Para el efecto, existen varias formas usadas para reportar la información recabada en el campo, incluyendo en la actualidad el empleo de tarjetas perforadas, en las que pueden anotarse los datos de construcción. Se está haciendo uso además de fotografías y películas, éstas últimas tomadas desde un camión en movimiento.

2. Pruebas no destructivas.

Es muy deseable poder efectuar una evaluación de la capacidad estructural de los elementos constituyentes de un pavimento, sin alterarlos o destruirlos. De esta manera, las mediciones se realizan en la superficie del pavimento y los resultados se relacionan a las propiedades estructurales de los materiales de las capas inferiores.

Generalmente se mide la respuesta de la estructura del pavimento a la aplicación de una fuerza o energía externa, y puesto que no se altera la estructura del pavimento, las pruebas pueden repetirse varias veces en el mismo sitio.

Se clasifican las pruebas de este tipo en tres categorías principales.

1. Mediciones de respuestas bajo cargas estáticas o móviles, aplicadas a baja velocidad.
2. Mediciones de respuestas a la aplicación de cargas repetidas.
3. Mediciones de respuestas de una masa a una fuente controlada de energía nuclear.

La respuesta a la aplicación de una carga sencilla es obtenida midiendo la deflexión producida en la superficie del pavimento. El dispositivo generalmente usado es la Viga Benkelman, medidor portátil desarrollado en el Tramo de Prueba WASHO, que determina deflexiones de milésimos de pulgada-fotografía 5. Los resultados de un estudio efectuado en California indican que cuando las deflexiones de la superficie de un pavimento flexible exceden de un cierto valor, ese pavimento generalmente muestra signos de deterioro. La comparación de las deflexiones medidas con un valor de deflexión crítica proporciona un medio de programar el mantenimiento de los pavimentos flexibles. Por otra parte, los estudios realizados en el Tramo de Prueba AASHO indicaron que en el caso de pavimentos flexibles, existe una relación entre las deflexiones producidas y su comportamiento, por lo que este método puede utilizarse como un medio de evaluar el comportamiento de un pavimento. Puede señalarse que la Viga Benkelman es un instrumento sencillo de operar, pero existen variables como la temperatura del pavimento y el radio de curvatura de la deflexión producida, que requieren ser tomadas muy en cuenta en la interpretación de los resultados. En pavimentos de aeropuertos se ha usado este método utilizando la aeronave de diseño para aplicar la carga, figura 6.

Varias agencias emplean las pruebas de placa para obtener deflexiones en el pavimento bajo la acción de cargas estáticas y repetidas. La Portland Cement Association ha desarrollado, por ejemplo, un método para determinar el valor del módulo de reacción de la subrasante en pavimentos rígidos, aplicando una carga al pavimento y midiendo las deformaciones unitarias y deflexiones ocasionadas por la misma.

Pruebas de este tipo han sido desarrolladas para su aplicación en la evaluación de pavimentos de aeropistas, citándose entre ellas, las desarrolladas por el Departamento del Transporte de Cana-

da que permite obtener el Valor Soporte de la Subrasante. Esta agencia ha establecido una correlación de este método con los resultados obtenidos con Viga Benkelman. Asimismo, puede citarse el Método de Número de Clasificación por Cargas (LCN), aplicado a la evaluación de pavimentos rígidos y flexibles de Aeropuertos (Fotografías 7 y 8 Camión Lastrado con 110 ton y placa de 18" ϕ).

Instalando dispositivos especiales dentro de la estructura del pavimento ha sido posible medir las deflexiones producidas al paso de cargas repetidas en movimiento. Los citados dispositivos deben instalarse permanentemente en el pavimento, no estando aún aclarada la influencia, en los resultados obtenidos de un dispositivo que es diferente al medio que lo rodea.

En el tramo de prueba AASHO se realizaron mediciones de vibraciones producidas a pavimentos flexibles, al aplicar en la superficie una fuerza vertical alternante y midiendo posteriormente las deflexiones y la velocidad de propagación de las ondas. Las primeras proporcionan un valor de la rigidez elástica de la estructura total del pavimento, en tanto que la segunda puede proporcionar idea de la rigidez de las varias capas que lo integran. El Cuerpo de Ingenieros de E.U.A. ha empleado un equipo vibratorio para determinar el módulo de elasticidad del suelo bajo un pavimento, siguiendo el método desarrollado por la Compañía Shell en Holanda. A partir del valor del módulo obtenido y aplicando la teoría de la elasticidad puede determinarse la resistencia del pavimento.

En Texas se realizó un estudio utilizando un sistema de cargas dinámicas y midiendo las deflexiones en la superficie mediante geófonos aplicados a la misma. Estas deflexiones fueron comparadas con las correspondientes a la Viga Benkelman, obteniéndose como resultado, la indicación de que puede establecerse una correlación entre ambos métodos. El equipo empleado es de tipo móvil y el tiempo requerido para la ejecución de las pruebas es bastante corto, lo que constituye factores favorables para su aplicación. En la fotografía 9 se presenta este equipo conocido comercialmente como Dynaflect, que la S.O.P. está empleando para estudios de evaluación de pavimentos.

En la época actual se han empleado pruebas nucleares para medir la densidad y humedad en los materiales de pavimentación y se ha extendido su uso a la determinación del contenido de asfalto y densidad de mesclas. En Wisconsin se han iniciado experimentos para adaptar el uso de estos dispositivos a la evaluación de los pavimentos, midiendo por ejemplo las variaciones de la densidad en el transcurso del tiempo.

Los métodos descritos proporcionan buena información sobre la capacidad estructural de los pavimentos y del suelo de cimentación, sin embargo ninguno de ellos puede considerarse que proporciona una evaluación precisa de la resistencia de las capas inferiores. Existe actualmente la tendencia a emplear métodos electrónicos y nucleares, que permitan obtener mayor precisión en la determinación de la capacidad estructural de los elementos que constituyen el pavimento.

3. Pruebas destructivas.

Es necesario en ocasiones, observar directamente la estructura de un pavimento con el objeto de determinar dónde y porqué ocurrió una falla. En tales situaciones se requiere excavar una cala o una trinchera en el pavimento, destruyendo su estructura.

Las técnicas empleadas dependen del tipo de información requerida, llegando a requerir la obtención de muestras inalteradas de las diferentes capas.

La observación de las paredes del corte puede aclarar el mecanismo de falla y las pruebas ejecutadas en las muestras obtenidas proporcionarán información sobre la capacidad estructural del pavimento. La fotografía 10 ilustra una cala en el pavimento y la fotografía 11 una trinchera que permite apreciar las condiciones del pavimento.

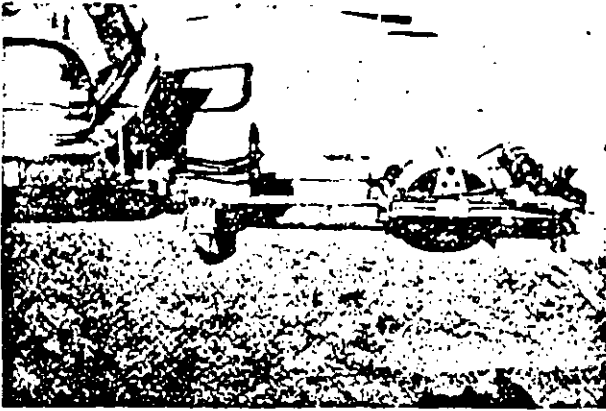
Adicionalmente se requiere evaluar todas las variables que afectan el comportamiento del pavimento, antes de establecer una conclusión.

Actualmente se llevan a cabo estudios de evaluación tanto del tipo de comportamiento funcional como mecanicista. Los métodos de investigación mediante sistemas destructivos se emplean en casos muy especiales.

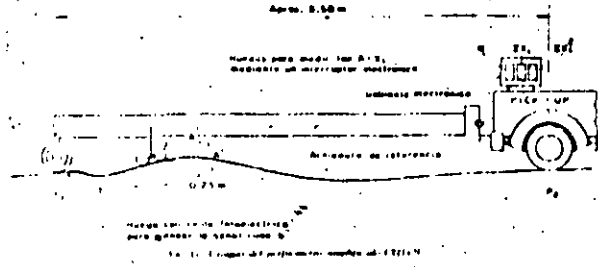
Investigación.- Algunos de los tópicos actualmente en investigación en este campo son los siguientes:

1. Desarrollar métodos de evaluación más rápidos y confiables.
2. Establecer técnicas de control de acabados superficiales durante la construcción.
3. Mejorar el concepto de índice de servicio.
4. Aumentar el conocimiento acerca de las propiedades mecánicas de los pavimentos y de sus componentes por métodos no destructivos.

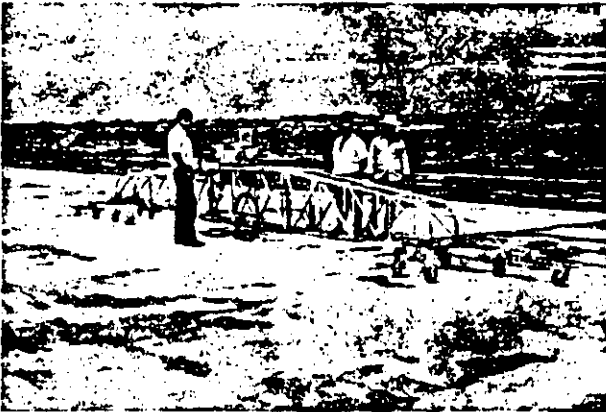
Cabe mencionar que los métodos de evaluación antes descritos, aunque en gran parte han sido desarrollados por técnicas extranjeras, constituyen en la actualidad métodos cada vez más familiares a los ingenieros de nuestro País, observándose una franca tendencia a utilizarlos cada vez más en el estudio de nuestras carreteras y aeropistas.



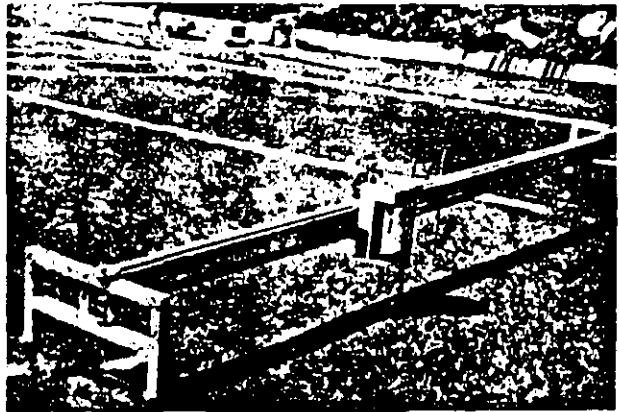
FOTOGRAFIA Nº 1



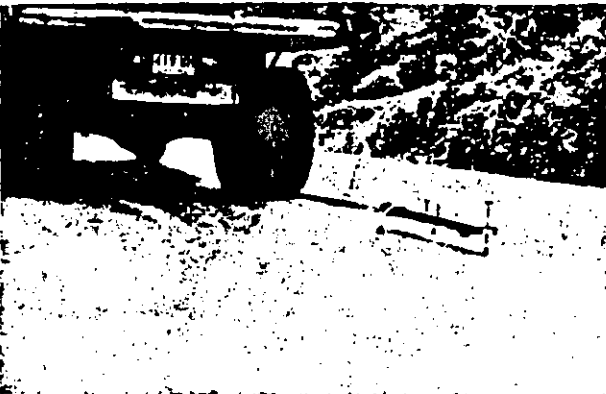
FOTOGRAFIA Nº 2



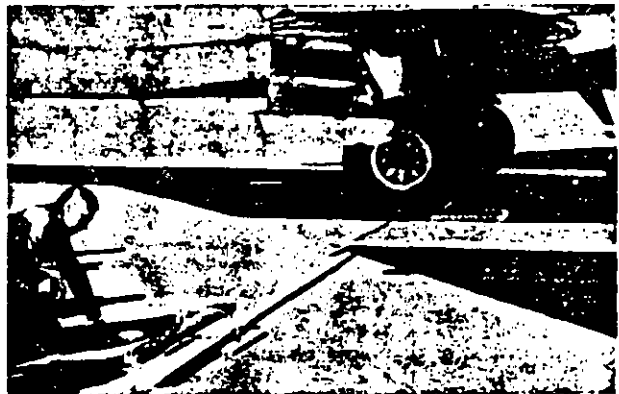
FOTOGRAFIA Nº 3



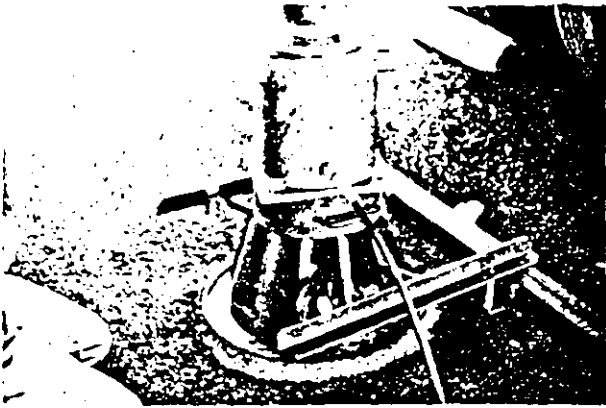
FOTOGRAFIA Nº 4



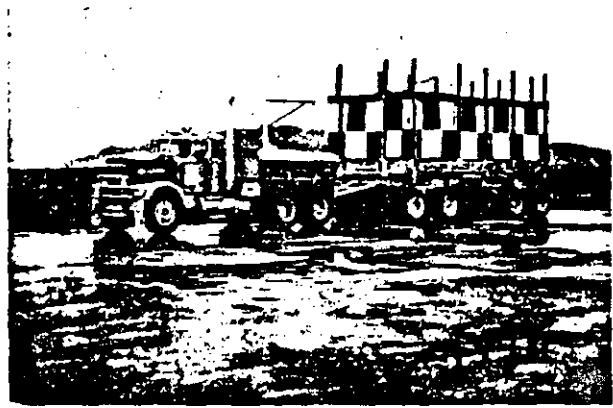
FOTOGRAFIA Nº 5



FOTOGRAFIA Nº 6



FOTOGRAFIA Nº 7



FOTOGRAFIA Nº 8



FOTOGRAFIA Nº 9



FOTOGRAFIA Nº 10



FOTOGRAFIA Nº 11

CONSERVACION Y REHABILITACION DE LAS OBRAS VIALES

M. ZARATE AQUINO

Geosol, S.A.

1.- INTRODUCCION

El deterioro de la perestructura de las obras viales se inicia en el momento mismo en que termina su construcción, reconstrucción o rehabilitación. Bien sea que se trate de un pavimento de carretera, calle o aeropista, o de una vía férrea, estas estructuras se ven sometidas de inmediato a los efectos agresivos del medio ambiente, tales como la variación de la temperatura, de la humedad, etc., los que aunados a los efectos destructivos del tránsito, determinan la amplitud de su vida útil. Es conveniente señalar que existen otros factores también determinantes en la vida útil de estas estructuras, tales como la calidad de los materiales empleados en su construcción y en la subrasante que les sirve de apoyo, las condiciones de drenaje y subdrenaje, así como el nivel de la calidad y cuidados ejercidos durante su construcción. Por lo tanto, a partir del momento en que una obra vial es puesta en operación, se hace necesario emprender el proceso requerido para que las estructuras mencionadas proporcionen durante su vida útil un servicio adecuado al usuario; este proceso comprende un conjunto de acciones denominadas "conservación y rehabilitación", las que requieren ser ejercidas por dependencias especializadas, con tecnologías y procedimientos específicos para su planeación, proyecto y ejecución. Estas acciones, adecuadamente planeadas, pueden asimismo prolongar la vida útil de las obras viales, dentro de límites económicos.

Para el caso específico de carreteras, la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), define las funciones de conservación y rehabilitación como las "necesarias para que cualquier tipo de camino, estructura vial e instalación carretera, se mantenga en condiciones similares a las de su estado original al término de su construcción o después de mejoras posteriores, así como la operación de las instalaciones carreteras y servicios necesarios, para proporcionar una transportación satisfactoria y segura". Aunque los términos anteriores fueron establecidos a propósito de las carreteras, es indudable que pueden ser igualmente aplicables a ca-

lles, aeropuertos y vías férreas.

Las acciones relativas a la conservación y rehabilitación han sido consideradas en el pasado en un nivel secundario, siendo desarrolladas por dependencias que desde el punto de vista de su organización, actúan en forma independiente de las que tienen a su cargo el proyecto y construcción, dando como resultado que los problemas que cada una de esas dependencias debe resolver, desemboquen en soluciones segmentadas de acuerdo con el sistema de organización adoptado.

Desde el punto de vista moderno de organización, se considera que las barreras entre las acciones de las dependencias mencionadas son artificiales, y que debe considerarse un sistema en el cual puedan coordinarse con efectividad las acciones de proyecto, construcción, evaluación y conservación, aun cuando tales dependencias funcionen independientemente desde el punto de vista administrativo. De esta manera se tendrán grandes ventajas al aumentar la posibilidad de tomar decisiones certeras, al considerar todos los factores relevantes y alternativas en forma coordinada y a la vez, poder hacer un mejor uso de la tecnología disponible, mediante procesos de coordinación y retroalimentación.

Al respecto es importante mencionar como un ejemplo, la estrecha relación que existe entre los procedimientos y prácticas de diseño y construcción y los problemas que deben afrontar la conservación y la rehabilitación, ya que éstas reciben a manera de herencia, todas las fallas y defectos cometidos en las etapas mencionadas.

Finalmente es importante mencionar que la conservación y la rehabilitación demandan la disponibilidad de recursos económicos suficientes para que esas tareas sean oportunas, adecuadas y por lo tanto eficientes. Generalmente tales recursos resultan escasos, dando lugar a diferir la ejecución de dichos trabajos, con lo que los problemas aumentan en magnitud, tanto física como económica, generando situaciones muy complicadas para su correcta solución, llegando con el tiempo a requerirse de importantes trabajos de re-

construcción, o bien un rezago que mantiene a una red vial en condiciones precarias de servicio, ejecutándose si acaso, acciones de emergencia o meramente a nivel de paliativos.

2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE LA CONSERVACION Y REHABILITACION

La conservación como fue definida anteriormente, significa mantener los elementos e instalaciones de que consta una obra vial en condiciones tan parecidas como sea posible, a las de su estado original cuando fue construida o mejorada, bajo condiciones normales de tránsito y del medio ambiente, ref. 1. Dependiendo de las circunstancias prevalecientes, lo anterior sugiere la periódica y casi inmediata aplicación de acciones rutinarias, que tiendan a la prevención y corrección de situaciones inaceptables o desfavorables, desde el punto de vista de la correcta utilización de la obra vial. Estas acciones son aplicables principalmente a la estructura de dicha obra, sin embargo se extienden además a las fajas del derecho de vía; únicamente se hará referencia a las que correspondan a la estructura de la obra vial, bien sea que se trate de carreteras, elementos de operación terrestre de aeropuertos y vías férreas.

La ejecución de las acciones mencionadas deben ser oportunas y adecuadas para que cumplan con su cometido. De ser así, se podrá prolongar la vida útil de la estructura; sin embargo, a pesar de ello, con el tiempo se incrementará el número e importancia de los deterioros que se manifiestan en la superficie de la estructura, se volverá incómodo e inclusive peligroso su rodamiento y los costos de conservación se incrementarán, alcanzándose niveles excesivos para estos parámetros, por lo que deberán emprenderse otro tipo de acciones, de mayor importancia y de costo superior, que se denominan de rehabilitación, cuyos principales objetivos, de acuerdo con el criterio de la AASHTO son: 1) mejorar las condiciones superficiales para un recorrido cómodo y seguro, 2) ampliar la vida de la estructura vial, iniciando un nuevo ciclo de vida, 3) reconstruir las secciones que manifiesten debilidad estructural o de su terreno de cimentación, 4) mejorar las condiciones de drenaje y subdrenaje, y 5) mejorar las condiciones geométricas, incluyendo los alineamientos vertical y horizontal, ancho de corona, visibilidad, etc. En otras palabras, las acciones comprendidas en la conservación serán de carácter preventivo y correctivo, en tanto que en la rehabilitación, deben considerarse las acciones necesarias para mejorar la calidad de rodamiento, incluyendo su seguridad, y adecuar la capacidad estructural de acuerdo con las condiciones de tránsito futuro.

Lo anterior puede verse gráficamente en la fig 1, en la que se muestra cómo varía el índice de servicio a través del tiempo.

Este concepto es una medida de la servicialidad o comodidad con que el usuario transita por la superficie de rodamiento, y su valor decrece paulatinamente dentro de una calificación de 0 a 5, a medida que en la superficie se inicia la aparición y desarrollo de diferentes tipos de deterioros que afectan la calidad de rodamiento. De esta manera, en el transcurso del tiempo el índice de servicio llegará a un valor límite tolerable, que es denominado nivel de rechazo y corresponde a las condiciones de rodamiento mínimas que el usuario puede soportar desde el punto de vista de su comodidad y seguridad. Este valor depende de la importancia de la carretera, estableciéndose convencionalmente un valor de 2.5 para carreteras de primer orden y de 2.0 para carreteras secundarias. En la citada figura se observa que el nivel de rechazo se alcanzó en el tiempo T_1 , sin embargo, de acuerdo con el tipo de conservación que se aplique podrá extenderse la vida útil del pavimento, prolongándose hasta alcanzar los tiempos T_2 , T_3 , etc., cuyos beneficios solamente podrán juzgarse analizando el costo de cada una de las diferentes alternativas de conservación propuestas y el incremento logrado en la vida útil. En la misma figura se observa que al llegar al tiempo T_1 se ha adoptado el criterio de restituir las condiciones originales del pavimento, para lo cual se hace necesario llevar a cabo las acciones de rehabilitación, dando origen a una nueva etapa o ciclo en la vida del pavimento.

Un aspecto importante en la conservación es el relativo a los costos que implican las acciones correspondientes. Independientemente de los gastos normales de conservación que deben realizarse dentro de un período normal de vida útil de un pavimento, en ocasiones es posible y necesario extender su vida aún cuando se encuentre severamente dañado, mediante una conservación que implique trabajos importantes y costosos, pero que deben realizarse por no disponer de los fondos necesarios para emprender una rehabilitación formal. La fig 2 muestra esta situación, en la que puede observarse que gracias a una conservación intensiva y costosa, es posible mantener el estado del pavimento ligeramente arriba del nivel del rechazo. La figura muestra el costo acumulativo de conservación, observándose que puede establecerse igualmente un nivel de rechazo para los costos, de tal manera que puede considerarse como un índice de que un pavimento ha fallado, el momento en que los costos de conservación se tornan excesivamente altos.

De lo anterior se desprende que para determinar el comportamiento de un pavimento, predecir su vida útil, establecer si ya ha llegado a la condición de falla y sobre todo, planear de una manera racional los trabajos que deben realizarse para su conservación y rehabilitación, es necesario efectuar un proceso específico de investigación.

ción, denominado evaluación, y cuyo mecanismo es necesario conocer con algún detalle, para los fines de conservación y rehabilitación.

3.- EVALUACION

Las condiciones de rodamiento y el comportamiento de una obra vial constituyen tópicos muy importantes para los ingenieros encargados de su diseño, construcción y conservación, ya que las actividades que deben realizar están íntimamente relacionadas con el comportamiento de la estructura. Existe además otro grupo sumamente interesado en estos aspectos y es el constituido por los usuarios de la obra vial, tratándose de un pavimento o de una vía férrea.

Para los fines específicos de la conservación y rehabilitación de las obras viales, consideradas individualmente o constituyendo una red, la información obtenida por medio de un proceso de evaluación es muy importante, pues permite establecer prioridades y estrategias de conservación y rehabilitación, planear la asignación de los recursos necesarios para su ejecución, y estimar el comportamiento futuro bajo las estrategias consideradas. La información recabada es igualmente importante para verificar y mejorar los criterios de diseño, la bondad de los procedimientos constructivos, la efectividad del control de calidad y anticipar el comportamiento futuro de un pavimento bajo determinadas condiciones de operación, por ejemplo ante un incremento de cargas, mayor afluencia de tránsito, etc. Ref 2.

Actualmente, las técnicas de evaluación son muy variadas en cuanto a los equipos y tecnologías empleadas, y forman parte de un campo de la ingeniería en el que se han registrado grandes avances, debido entre otras cosas, a la gran importancia que hoy en día se ha dado a la evaluación en cuanto a la toma de decisiones y a su trascendencia económica. Por otra parte debe considerarse el hecho de que en los países altamente desarrollados, sus redes viales están prácticamente completas, de manera que se observa en ellos una declinación en la construcción de obras viales nuevas a cambio de un incremento en las necesidades de su conservación y rehabilitación, lo que ha provocado el gran avance tecnológico a que se ha hecho referencia.

De acuerdo con los objetivos y recursos, la evaluación puede realizarse con equipos muy simples y poco costosos, o bien con equipos muy sofisticados y de alto costo, de manera que para definir el procedimiento a seguir será necesario tener en cuenta los parámetros que interesa medir, los equipos adecuados para ello, la forma en que se presenta, almacena y analiza la información captada y el proceso de retroalimentación para optimizar la técnica empleada.

En un proceso de evaluación se investigan tres componentes principales, que son los indicadores básicos de la condición en que se encuentra una estructura vial. Estos indicadores son 1) comodidad de rodamiento, 2) capacidad estructural, y 3) seguridad. De acuerdo con las circunstancias particulares de cada caso, se le otorga a cada uno de los citados indicadores la importancia requerida. Finalmente es necesario enfatizar que los indicadores varían con el tiempo, de tal manera que el conocimiento de su variación con respecto a este parámetro constituye la historia del comportamiento de la estructura.

3.1.- Procedimientos de Evaluación

3.1.1. Pavimentos de Carreteras

En el ámbito mundial se considera actualmente que el proceso de evaluación forma parte del denominado Sistema de Administración de Pavimentos (Pavement Management System, PMS), el cual está constituido por una serie de procesos que le permiten organizar, coordinar y controlar todas las actividades que afectan a la vida y el costo de los pavimentos. La función básica del PMS es la de proporcionar al usuario un sistema carretero seguro y eficiente, con énfasis en el proyecto, construcción y la conservación perpetua del sistema, a fin de garantizar la mejor calidad con el menor costo. La aplicación del PMS tiene como ventajas fundamentales las de aumentar la posibilidad de tomar decisiones certeras, al considerar todos los factores relevantes y las alternativas en forma coordinada, además de poder hacer un mejor uso de la tecnología disponible, mediante procesos de coordinación y retroalimentación, Ref 2 y 3. La fig 3 muestra las principales actividades involucradas en un PMS y la forma en que están interrelacionadas.

En cuanto a los principales indicadores del estado de un pavimento, en la fig 4 se representa esquemáticamente la forma en que varían con el tiempo, hasta alcanzar cada uno de ellos un nivel de rechazo prefijado, momento en que se define el fin de un ciclo de vida útil del pavimento. Como se mencionó anteriormente, mediante acciones de rehabilitación es posible iniciar un nuevo ciclo en la vida del pavimento, en el tiempo T_1 , de la figura por ejemplo, repitiéndose el proceso de degradación de las condiciones del pavimento, hasta cumplirse otra etapa en el tiempo T_2 , en que vuelve a repetirse el ciclo mediante la aplicación de nuevas acciones de rehabilitación. La figura manifiesta que durante la vida de diseño del pavimento una o más veces los indicadores pueden alcanzar niveles de rechazo, requiriéndose acciones de rehabilitación para que el pavimento pueda seguir prestando un servicio adecuado.

Como puede verse en la misma fig 4, además de los indicadores de capacidad estructural, comodidad de rodamiento, deterioros superficiales (que están ligados a problemas de capacidad estructural, comodidad y seguridad).

dad), así como la resistencia al derrapamiento, existen indicadores de orden económico que también pueden utilizarse para definir cuándo ha concluido una etapa en la vida útil de un pavimento; tales son los costos de conservación y los costos de operación.

Los primeros corresponden a todos los trabajos realizados para conservar el pavimento, cuyo monto se incrementa año tras año, a medida que aumentan los deterioros superficiales en el pavimento y disminuye la comodidad de rodamiento. Los segundos son efectuados por el usuario y corresponden a consumos de combustible, llantas, refacciones, etc., mantenimiento del vehículo y su depreciación, tiempo de recorrido, accidentes, etc., los cuales están muy ligados con el estado del pavimento. A medida que el pavimento se deteriora en mayor grado con el transcurso del tiempo, se reduce la velocidad de operación del vehículo y el recorrido se torna incómodo e inseguro, además de que aumentan las interferencias con los trabajos de conservación, que cada vez deben ser realizados con mayor frecuencia, lo que se traduce en congestiones, accidentes y en mayor costo para los usuarios, Ref 4. Por lo tanto el conocimiento de la forma en que varían ambos tipos de costos en el transcurso del tiempo, constituye otro indicador más del comportamiento de un pavimento, y pueden ayudar a definir la política a seguir.

La evaluación de los pavimentos, consistente en la medición de la evolución de los indicadores mencionados, debe realizarse periódicamente con el objeto de reunir la información necesaria para realizar las acciones siguientes:

- 1.- Proporcionar la información necesaria para poder comprobar el cumplimiento de la premisa y predicciones del proyecto, y en su caso poder modificar los criterios para actualizar el método o modelo de diseño.
- 2.- Predecir el comportamiento futuro del pavimento, para programar las acciones de conservación y rehabilitación, así como los fondos necesarios para ello.
- 3.- Obtener información que permita mejorar las técnicas de construcción, conservación y rehabilitación.
- 4.- Recabar la información necesaria para actualizar los programas de mejoramiento de la red.

Como puede verse, el proceso de evaluación constituye una pieza clave dentro del PMS y una herramienta muy útil para detectar necesidades y puntos débiles, tanto en una carretera o tramo en particular, como en toda una red.

Para la aplicación de un PMS, actualmente se pretende establecer modelos de predicción para varios de los principales parámetros de diseño, modelos que se basan en correlaciones teóricas o empíricas. Los principales modelos se refieren a 1) la predicción de comportamiento, que relaciona el comportamiento con el grado de deterioro y respuesta bajo cargas, 2) de resistencia al derrapamiento y seguridad y 3) costos de construcción inicial, conservación, rehabilitación y operación.

El proceso de evaluación requiere la medición periódica o monitoreo de un pavimento. A continuación se presentan en forma resumida, las variables que interesa conocer y los procedimientos de monitoreo más usuales.

1.- Estructurales

a). Procedimientos Destructivos. Se refieren a la estructuración del pavimento y resistencia de los materiales que lo constituyen. Pueden determinarse mediante la ejecución de pruebas destructivas que requieren de calas, pozos y trincheras, de las cuales pueda obtenerse en forma directa el número de capas y su espesor individual, así como el muestreo de los materiales que las constituyen, para determinar sus características mediante pruebas de laboratorio.

La extensión del programa de exploración y muestreo, incluyendo la ubicación, tipo, profundidad y clase de muestras que se desean obtener, se define de acuerdo con la finalidad de la evaluación, extensión del tramo evaluado, aspectos topográficos, geométricos, geotécnicos y ambientales, tránsito y características del pavimento que se va a evaluar. Un aspecto muy importante que debe tenerse en cuenta es la interferencia con el tránsito, lo cual constituye una gran limitación en cuanto al número, posición y tipo de exploración. Así mismo deben tenerse presente aspectos prácticos, como el manejo del tránsito para que no ocurran accidentes, tapar las excavaciones perfectamente el mismo día, etc.

El muestreo debe realizarse en forma tal que se obtengan especímenes representativos y de preferencia inalterados, con el objeto de ensayarlos con la estructuración y humedad reales. Por otra parte, el muestreo está condicionado con la clase de pruebas que se planee ejecutar. Al respecto, el criterio a seguir es definir el tipo de prueba que proporcione la información apropiada para los análisis que se van a ejecutar, por ejemplo, si se emplean procedimientos basados en modelos teóricos, deberán realizarse ensayos que permitan determinar módulos derivados de las relaciones esfuerzo-tiempo; en modelos viscoelásticos será necesario conocer las características de fluencia o propiedades similares y en los casos de métodos empíricos, las pruebas de ese mismo tipo.

Existe una amplia variedad de métodos y procedimientos de prueba tanto de campo como de laboratorio, que pueden clasificarse como empíricas o fundamentales, y que determinan propiedades como tensión, compresión, esfuerzo cortante, flexión, torsión o sus correlaciones con procedimientos empíricos. Las pruebas que determinan directamente propiedades fundamentales son muy útiles y en años recientes han sido motivo de un gran uso y desarrollo.

Las propiedades fundamentales de los materiales pueden determinarse mediante pruebas de laboratorio y de campo, que mediante simplificaciones tratan de eliminar las complejidades del comportamiento de los materiales, ocasionadas por los factores que lo determinan, tales como el tránsito y los factores ambientales. Se reconoce que dichas simplificaciones constituyen una aproximación a los verdaderos valores, pero aún así constituyen una práctica mejor que el empleo de pruebas empíricas.

Las pruebas que comunmente se realizan en los materiales de capa subrasante y pavimento, son las siguientes:

- a) Valor Relativo Soporte, Ref 5
- b) Pruebas de placa, Ref 5
- c) Módulo dinámico complejo, Ref 6
- d) Módulo de resiliencia, Ref 7
- e) Rigidez a la flexión, Ref 8
- f) Tensión indirecta estática o dinámica, Ref 9
- g) Módulo de rigidez, Ref 10
- h) Deformación viscoelástica, Ref 11

La primera prueba puede ejecutarse tanto en el campo como en el laboratorio y su utilización es sumamente amplia hoy en día, pese a que se le consideran bases empíricas. Las pruebas de placa se aplican al campo y su uso también es amplio.

Las pruebas c), d), e), f) y g) permiten determinar en el laboratorio las propiedades elásticas, gracias a la medición de esfuerzos y deformaciones unitarias bajo esfuerzos repetidos; la prueba que ha tenido una mayor aplicación actualmente es la de módulo de resiliencia.

Por lo que respecta a la prueba h), se utiliza para determinar el comportamiento viscoelástico de los materiales, introduciendo en su ejecución la influencia del tiempo en la magnitud y desarrollo de las deformaciones ocurridas; se considera además la influencia de la temperatura en el comportamiento de los materiales.

Debe decirse finalmente que el análisis de los valores obtenidos en las pruebas ejecutadas, debe someterse a la aplicación de conceptos probabilísticos, para tomar en cuenta la falta de uniformidad de los materiales, errores en el procedimiento de prueba, etc.

La ejecución de sondeos y trincheras permite además analizar el comportamiento de cada capa del pavimento, midiendo las deformaciones en cada una de ellas, investigando si dichas deformaciones ocurrieron por densificación o desplazamiento, lo cual se complementa con determinaciones de peso volumétrico del material. Puede investigarse igualmente la contaminación de materiales de capa subrasante o del terreno natural, así como la degradación que ocurra en el transcurso del tiempo.

b) Procedimientos no Destructivos.- Por otra parte, es altamente recomendable investigar la capacidad estructural de un pavimento existente sin destruir o alterar sus elementos componentes, para lo cual se han desarrollado pruebas que se realizan en la superficie del pavimento, cuyos resultados se relacionan de alguna manera con las propiedades estructurales del pavimento, y que se denominan pruebas no destructivas, debido a que no se altera la estructura del pavimento a causa de las mediciones, las que pueden efectuarse en el mismo sitio tantas veces como sea necesario. Estas pruebas se clasifican en las dos categorías siguientes:

- Mediciones de respuesta a una carga estática o a una sola aplicación de una carga que se mueve lentamente.
- Respuesta a una carga dinámica o repetida.

La respuesta del pavimento a la acción de una carga estática o que mueve lentamente, se obtiene por lo general midiendo la deflexión producida por la carga en el pavimento, siendo los dispositivos más utilizados los siguientes:

- Viga Benkelman, Ref 12
- Deflectómetro viajero, Ref 13
- Deflectógrafo Lacroix, Ref 14

El primer dispositivo tiene una amplia difusión debido a su facilidad de manejo, bajo costo y fácil interpretación; sin embargo es complicado su uso cuando interviene en carreteras de alto volumen de tránsito, debido a su lentitud. El deflectómetro viajero desarrollado por la División de Carreteras de California, opera bajo el mismo principio aunque en forma automatizada y utilizando dispositivos electrónicos es capaz de efectuar de 1500 a 2000 mediciones por jornada de trabajo, viajando a una velocidad del orden de 1 km/h, Ref 13. La versión europea de este dispositivo lo constituye el Deflectógrafo Lacroix, que se desplaza a una velocidad tres veces mayor, y puede proporcionar del orden de 2000 mediciones diarias, Ref 14.

En cuanto a la respuesta a cargas dinámicas



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

CURSO # 81
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

CONTROL DE CALIDAD.

ING. GABRIEL GUTIERREZ ROCHA.

TABLA 1
TERRACERIAS

CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE	SCT
GRANULOMETRIA (mm)	80% mín <76 95% mín <200	80% mín <750	-	-
TAMAÑO MAXIMO (mm)	-	1000 ó 1/2 espesor del cuerpo	1500 ó 1/2 espesor del cuerpo	-
% FINOS (MAT. < 0.074 mm)	30 máx	40 máx	40 máx	-
WL (%)	40 máx	50 máx	60 máx	-
IP (%)	15 máx	20 máx	25 máx	-
COMPACTACION (%) (AASHTO EST.)	95 mín	95 ± 2	95 ± 2	90 mín
C.B.R. (%)	10 mín	10 mín	5 mín	10 mín
EXPANSION (%)	3 máx	3 máx	3 máx	3 máx

TABLA 2
SUBRASANTE

CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE	SCT
GRANULOMETRIA TAMAÑO MÁXIMO (mm)	76	76	76	76
% FINOS (MAT. < 0.074 mm)	25 máx	35 máx	40 máx	-
WL (%)	30 máx	40 máx	50 máx	-
IP (%)	10 máx	20 máx	25 máx	-
COMPACTACION (%)	100 mín AASHTO EST.	100 ± 2 AASHTO EST.	100 ± 2 AASHTO EST.	95
C.B.R. (%)	30 mín	20 mín	15 mín	10 mín
EXPANSION (%)	-	-	-	3 máx

TABLA 3
SUB-BASES Y REVESTIMIENTO

CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE	SCT SUB-BASE	SCT REVESTIMIENTO
GRANULOMETRIA ZONA GRANULOMETRICA	1 - 2	1 - 3	1 - 3	1 - 3	1 - 3
TAMAÑO MAXIMO (mm)	51	51	76	51	76
% FINOS (MAT. < 0.074 mm)	15 máx	25 máx	10 mín 20 máx	-	-
WL (%)	25 máx	30 máx	40 máx	-	-
IP (%)	6 máx	10 máx	15 máx	-	-
COMPACTACION (%) (AASHTO MOD.)	100 mín	100 mín	95 mín (AASHTO EST.)	95 mín	FIJE EL PROYECTO
EQUIL ARENA (%)	40 mín	30 mín	-	20 mín	
C.B.R. (%)	40 mín	30 mín	30 mín	50 mín	30 mín
DESGASTE LOS ANGELES (%)	40 máx	-	-	-	-

TABLA 4
BASES

CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA	SCT
GRANULOMETRIA ZONA GRANULOMETRICA	1 - 2	1 - 3	1 - 3
TAMAÑO MAXIMO (mm)	38	51	50
% FINOS (MAT. < 0.074 mm)	10 máx	15 máx	-
WL (%)	25 máx	30 máx	30 máx
IP (%)	6 máx	6 máx	-
COMPACTACION (%) (AASHTO MOD.)	100 mín	100 mín	95 mín (AASHTO EST.)
EQUIL ARENA (%)	50 mín	40 mín	50 mín
C.B.R. (%)	100 mín	80 mín	100 mín
DESGASTE LOS ANGELES (%)	40 máx	40 máx	-

DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS DE AEROPUERTOS.

Ejemplo Anteproyecto de Método para México

FRL

Datos :

- Diseñar pavimento rígido de calle de rodaje con vida útil de 18 años
- Tráfico esperado durante la vida útil :

AVION	Peso de Operación (Kg)	Carga por rueda "P" (Kg)*	Número de Operaciones "R"
B-727-200	80,000	19,000	44,302 despegues
	68,000	16,150	44,302 aterrizajes
B-727-100	75,000	17,813	44,302 despegues
	62,000	14,725	44,302 aterrizajes
DC-9	49,000	11,638	59,067 despegues
	44,000	10,450	59,067 aterrizajes

* Se considera que el 95% del peso lo carga el tren principal.

- Diferencia de temperatura ambiente entre el día y noche = 9°C
- Módulo de reacción de la subrasante : $K = 10 \text{ Kg/cm}^3$
- Módulo de ruptura del concreto a los 90 días = $M_R = 49 \text{ Kg/cm}^2$

Ejemplo Anteproyecto de método para México (cont.)

f r l

Solución :

Se convierte el tráfico esperado a número de operaciones equivalentes de B-727-200 con peso total de 80,000 Kg. (avión crítico) con la expresión :

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{1/2}$$

Para B-727-200(despegues): _____ $R_1 = 44,302$

Para B-727-200(aterlizajes):

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 44,302 \left(\frac{16,150}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 19,222$$

Para B-727-100(despegues):

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 44,302 \left(\frac{17,813}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 31,546$$

Para B-727-100(aterlizajes):

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 44,302 \left(\frac{14,725}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 12,315$$

Para DC-9 (despegues) :

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 59,067 \left(\frac{11,638}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 5,423$$

Para DC-9 (aterlizajes) :

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 59,067 \left(\frac{10,450}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 3,456$$

Número de operaciones equivalentes de B-727-200 = 116,264

De tabla 5-4.3 (Pag. 5.4 - 11)

Factor de repetición de carga (para $\nabla = 122 \text{ cm.}$) = 0.23

Número de repeticiones del avión de diseño = $116,264 \times 0.23 = 26,740$

ABASTECIMIENTO DE MATERIALES PETREOS

- LOCALIZACION DE BANCOS.-

- + CALIDAD
- + DISTANCIA DE ACARREO
- + ACCESIBILIDAD
- + FACILIDAD DE EXPLOTACION
- + VOLUMEN DISPONIBLE
- + TRATAMIENTO
- + COSTOS

- EXPLORACION Y ESTUDIOS.-

- + ANTECEDENTES Y EXPLORACION
- + ESTUDIOS PRELIMINARES
- + ESTUDIOS DEFINITIVOS
- + ESTUDIOS PARA FINES DE INVENTARIO

EXPLORACION Y MUESTREO DE BANCOS

La exploración de una zona en la que se pretenda establecer un banco de materiales debe tener las siguientes metas:

1. Determinación de la naturaleza del depósito, incluyendo toda la información que sea dable obtener sobre su geología, historia de explotaciones previas, relaciones con escurrimientos de agua superficial, etcétera.
2. Profundidad, espesor, extensión y composición de los estratos de suelo y roca que se pretendan explotar.
3. Situación del agua subterránea, incluyendo posición y variaciones del nivel freático.
4. Obtención de toda la información posible sobre las propiedades de los suelos y las rocas, los usos que de ellos se hayan hecho, etc.

La investigación completa está formada por tres etapas:

1. Reconocimiento preliminar, que debe incluir la opinión de un geólogo. En esta etapa debe considerarse esencial el contar con el estudio geológico de la zona, por sencillo que sea.
2. La exploración preliminar, en la que por medio de procedimientos simples y expeditos, pueda obtenerse información sobre el espesor y composición del subsuelo, la profundidad del agua freática y demás datos que permitan, en principio, definir si la zona es prometedora para la implantación de un banco de las características del que se busca y si, por consiguiente, conviene continuar la investigación sobre ella.
3. La exploración definitiva, en la que por medio de sondeos y pruebas de laboratorio han de definirse detalladamente las características ingenieriles de los suelos y las rocas encontradas.

EJEMPLO DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO
POR EL METODO DE LA FAA

DATOS:

- Avión de proyecto (obtenido de manera análoga que para pavimentos flexibles).
 - Peso total = 350,000 lb.
 - Tráfico equivalente = 6,000 salidas anuales.
 - Ruedas en doble tándem.
- El tráfico equivalente incluye 1,200 salidas anuales de avión B-747 con un peso de 780,000 lb.
- Módulo de reacción de la subrasante: $K = 100 \text{ lb/pulg}^3$
- Drenaje pobre.
- Penetración de heladas: nula.
- Suelo de la subrasante: CL
- Módulo de ruptura del concreto = $M_R = 650 \text{ lb/pulg}^2$

SOLUCION:

- Se requiere una sub-base estabilizada (por el peso del avión de proyecto) (se deben considerar varios espesores para determinar la sección estructural más económica).
- Si se escoge una sub-base estabilizada con cemento de 6 pulgadas de espesor:

De figura 5.2-2 (página 5.2-5) --- Módulo de reacción K en la parte superior de la sub-base = 210 lb/pulg^3

De figura 5.2-5 (página 5.2-8)

Espesor de losa de concreto = $16.7'' \approx \underline{\underline{17''}}$

- Revisión para el B-747:

De figura 5.2-6 (página 5.2-9):

Espesor de losa = $13.6'' < 17''$ (OK)

(F A A PAVIMENTOS RIGIDOS)

Proyecto para cabeceras, plataformas e intersecciones:

De figura 5.2-12 (página 5.2-15):

$$\text{Espesor de losa} = 17.5" \approx \underline{\underline{18"}}$$

Revisión para el B-747:

De figura 5.2-13 (página 5.2-16):

$$\text{Espesor de losa} = 14.8" < 18" \text{ (OK)}$$

Espesores de losa en áreas no críticas:

$$0.9 \text{ (17")} = 16.3 \approx \underline{\underline{16"}}$$

Espesores de losa en orillas:

$$0.7 \text{ (18")} = 12.6" \approx \underline{\underline{13"}}$$

$$0.7 \text{ (17")} = 11.9" \approx \underline{\underline{12"}}$$

EJEMPLO ANTEPROYECTO DE METODO PARA MEXICO (cont.)

DE Tabla 5-4.1 (Pag. 5.4 - 9).

f r l

Factor de seguridad = F.S. = 1.48

Si se escoge un espesor de sub-base hidraulica de 20 cm ;
de fig. 5-4.3A (Pag. 5.4 - 15)

Módulo de reacción en la superficie de la sub-base = $K = 11.3 \text{ kg./cm}^3$

(Valor que debe ser comprobado o corregido por medio de pruebas
de placa).

El esfuerzo de trabajo del concreto es :

$$\sigma = \frac{M_R}{F.S.} = \frac{49}{1.48} = 33.1 \text{ kg./cm}^2$$

La carga por pierna del avión critico de
diseño es de 38,000 kg.

De fig. 5-4.10 (Pag. 5.4 - 22)

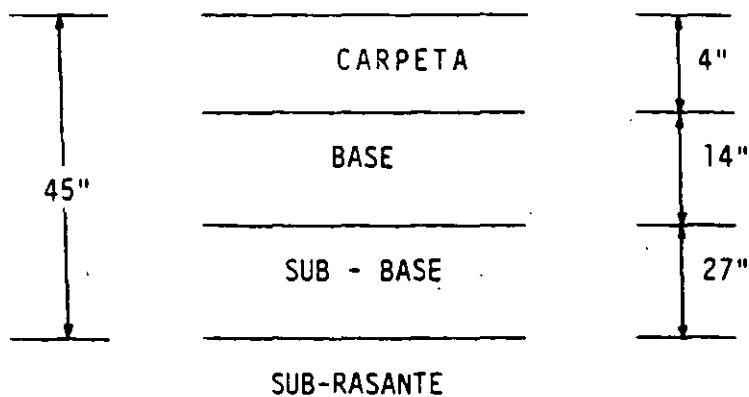
Espesor de losa para areas criticas (tipo A):

$$\underline{\underline{H = 27.5 \text{ cm. (calle de rodaje)}}$$

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

- Si el espesor mínimo de base, dado por la figura 3.2-18, es mayor que el calculado de la gráfica del avión de proyecto (figura 3.2-10), se toma dicho espesor mínimo restando la diferencia al espesor de sub-base para que el espesor total de pavimento no varíe.

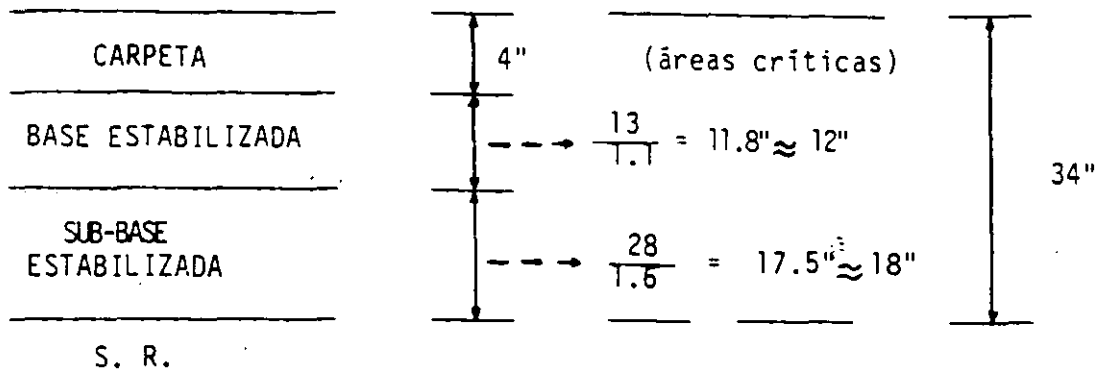
Por ejemplo: Si el espesor mínimo de base hubiese sido de 14" :



- Como el pavimento va a soportar aviones con peso mayor de 100,000 lb, se requiere proveer de base y sub-base estabilizadas.

Para sub-base se usará el material P-216 (Tabla 3.2-2 página 3.2-23) con un factor de equivalencia de 1.6

Para base se usará el material P-216 (Tabla 3.2-3 página 3.2-24) con un factor de equivalencia de 1.1

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

Chequeo del espesor total de la sección estabilizada:

Para CBR = 20 % (valor de referencia estipulado por FAA) de figura 3.2-10 (página 3.2-12):

$$h_{\text{mín}} = 17'' \text{ que es menor que } 34''$$

por tanto el proyecto es aceptable.

(Si hubiera sido mayor, se necesitaría incrementar el espesor de la sub-base hasta obtener el espesor mínimo: $h_{\text{mín}}$.)

Requerimientos de espesores.

	AREAS CRITICAS	AREAS NO CRITICAS	ORILLAS
CARPETA	4"	3"	2" (Fig. 3.2-19)
BASE ESTABILIZADA	12"	$12 \times 0.9 = 11''$	$12 \times 0.7 = 8''$
SUB-BASE ESTABILIZADA	18"	$18 \times 0.9 = 16''$	24"
T O T A L	34"	30"	34"

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

Las densidades del suelo natural (expresadas como porcentaje respecto de la máxima densidad a la humedad óptima) determinadas a diferentes profundidades son:

Profundidad respecto al nivel del terreno natural	Profundidad respecto al nivel de la subrasante	Densidad en el lugar (% de compactación)
1 pie	2"	70 %
2 pies	14"	84 %
3 pies	26"	86 %
4 pies	38"	90 %
5 pies	50"	93 %

- Los suelos son no cohesivos.
- De la figura 3-2-20 (página 3.2-22) los requerimientos de la compactación son: (para avión c/ruedas dobles y peso de 190,500 lb: 8-727-200)

Profundidad respecto al nivel de la subrasante terminada	Porcentaje de Compactación mínimo requerido	SR	
21"	100 %	100 %	21"
36"	95 %	95 %	15"
52"	90 %	90 %	16"

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)**Determinación de los espesores de pavimento.-**

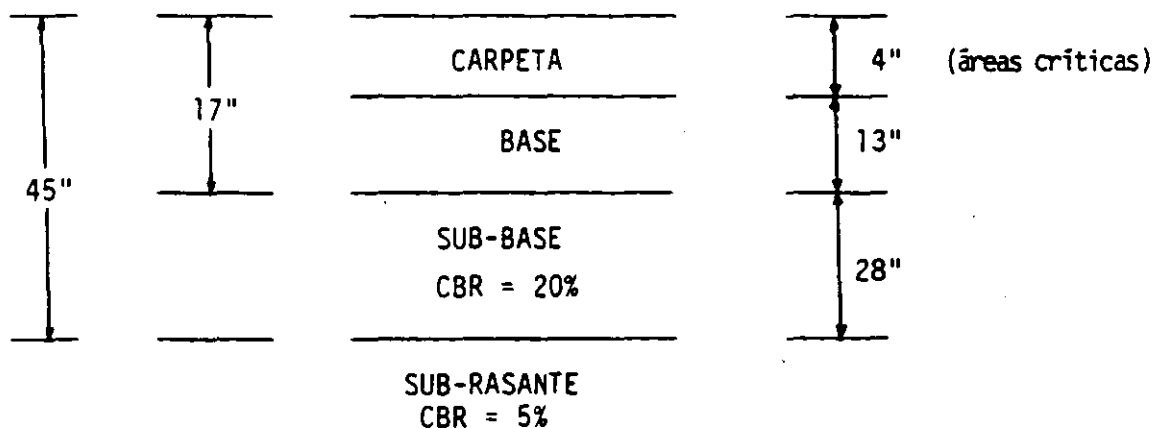
CBR (subrasante) = 5 % Peso total avión proy. = 190,500 lb
 CBR (sub-base) = 20 % N° salidas equivalentes anuales = 14,000

- De figura 3.2-10. (página 3.2-12):

Para CBR = 5 h = 45"

Para CBR = 20 h = 17"

Espesor de carpeta: 4" (áreas críticas)
 3" (áreas no críticas)



- De figura 3.2-18 (página 3.2-20):

Espesor mínimo de base = 13"
 (que concuerda con el calculado anteriormente).

EJEMPLO DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLEPOR EL METODO DE LA FAA.

Se diseñarán los pavimentos de áreas operacionales de un Aeropuerto cuyo tráfico previsto es el siguiente:

A V I O N	TREN DE ATERRIZAJE	TRAFICO PREVISTO (No. de salidas anuales).	MAXIMO PESO DE DESPEGUE (lb)	GRAFICA (a utilizar)	ESPESOR DE PAVIMENTO * (individual)(pulg)
B-727-100	RUEDAS DOBLES	3,760	160,000	3-2.10	37
B-727-200	RUEDAS DOBLES	9,080	190,500	3-2.10	44 **
B-707-320 B	DOBLE TANDEM	1,050	327,000	3-2.11	41
DC-9-30	RUEDAS DOBLES	5,800	108,000	3-2.10	30
CV-880	DOBLE TANDEM	400	184,500	3-2.11	30
B-727-200	RUEDAS DOBLES	2,650	115,500	3-2.10	39
L-1011-10C	DOBLE TANDEM	1,110	450,000	3-2.16	43
B-747-100	DOS DOBLE TANDEM	85	700,000	3-2.12	43

* Las pruebas realizadas a los suelos que constituirán la subrasante han hecho determinar un CBR = 5%.

** El avión que requiere mayor espesor de pavimento es el B-727-200 (con 9,080 salidas anuales y 190,500 lb de peso), por lo tanto ese será el avión de Proyecto.

El avión de proyecto, en este caso el B-727-200, tiene tren de aterrizaje con ruedas dobles en cada pierna (del tren principal); los demás aviones del tráfico previsto se deberán convertir a ruedas dobles utilizando los factores indicados en la tabla de la página 3.2-5.

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

A continuación se convierte el tráfico previsto a salidas equivalentes anuales de B-727-200 (avión de proyecto) utilizando la siguiente fórmula:

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \times \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

en donde $W_1 = 45,240 \text{ lb}$ (carga por rueda del avión de proyecto):

Se considera que el 95% del peso del avión lo carga el tren de aterrizaje principal.

$$\text{Carga por rueda del B-727-200} = \frac{190,500 \text{ lb} (0.95)}{2 \text{ piernas (2 ruedas)}} = 45,240 \text{ lb}$$

A V I O N	FACTOR (Pag.3.2-5)	Num de salidas de Ruedas Dobles (R_2)	Carga por Rueda (lb) (W_2)	Num de salidas equivalentes anuales del avión de Proyecto. (R_1)
B-727-100	1.0	3,760	38,000	1,891
B-727-200	1.0	9,080	45,240	9,080
20 B	1.7	1,785	38,000	1,029
DC-9-30	1.0	5,800	25,650	682
CV-880	1.7	680	21,910	94
B-737-200	1.0	2,650	27,430	463
L-1011-100	1.7	1,887	35,625 (1)	807
B-747-100	1.7	145	35,625 (1)	83
T O T A L				14,129

(1) Para aviones tipo Jumbo (B-747, L-1011, DC-10), la FAA indica que la carga por rueda, para efectos de cálculo de número de salidas anuales, se toma la de un avión con ruedas en doble tandem y peso máximo de 300,000 lb.

b). - VIGA BENKELMAN. METODO DE DEFLEXION RECUPERADA. -

Este método consiste en la determinación de la deflexión recuperada, cuando se remueve una carga estandarizada del pavimento flexible en estudio.

La utilización de este método está limitada a pavimentos flexibles con espesores inferiores a 50 cm (20"), ya que en mayores espesores pierde aproximación.

El equipo de prueba consiste en una Viga Benkelman y un camión lastrado cuyo eje trasero pese 8.2 tons. (18,000 lbs), — distribuido uniformemente en dos pares de ruedas, las cuales — deberán tener una separación mínima de 5 cm (2 "); las llantas deberán ser de 10 x 20 infladas a una presión de 5.6 kg/cm². — (80 lbs/pulg²).

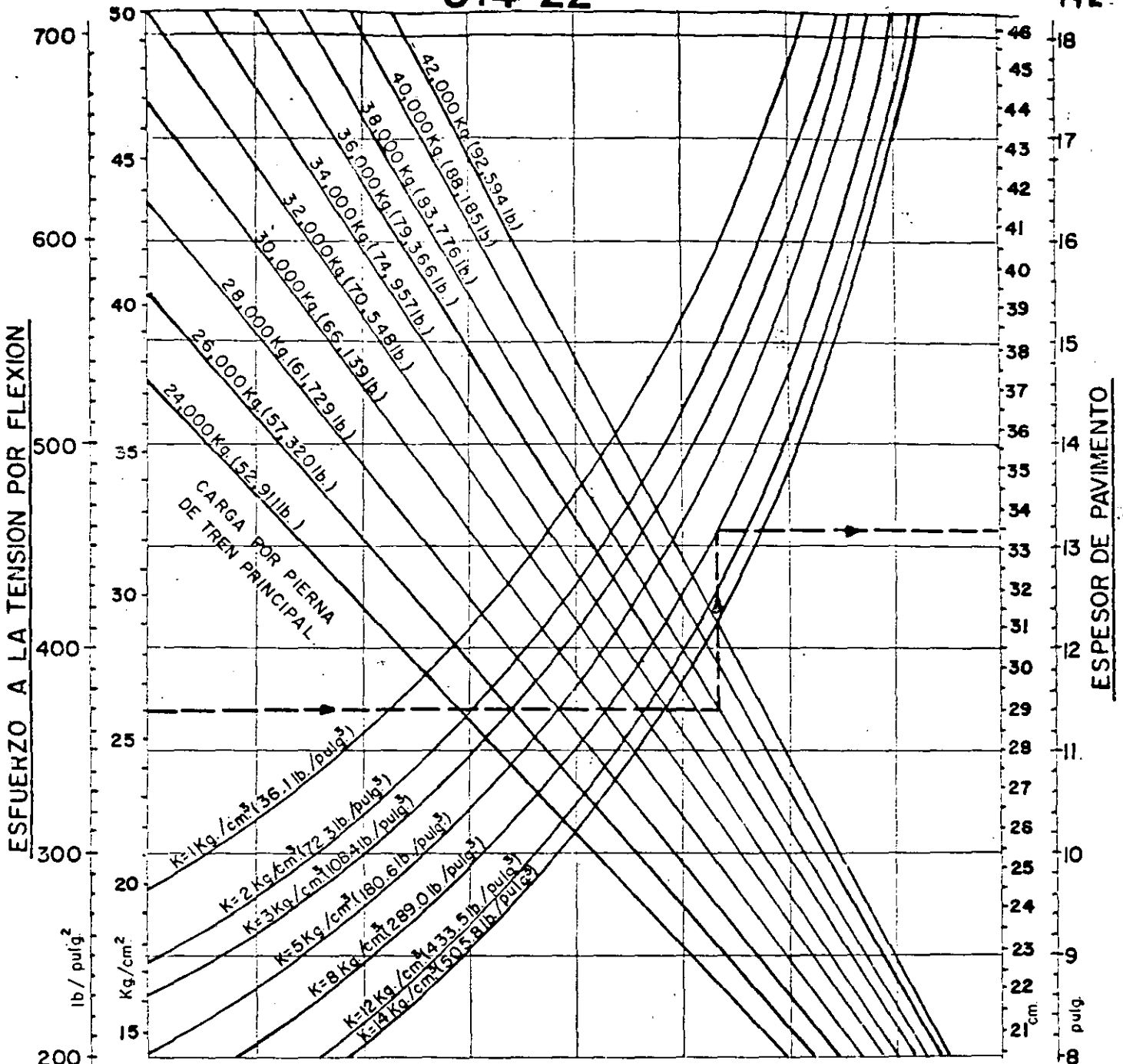
La viga Benkelman consiste de una parte fija y una viga móvil — La parte fija descansa en el pavimento apoyada en tres patas — ajustables. La viga móvil se acopla a la parte fija por medio — de un gozne; uno de sus extremos (punta de prueba) permanece en contacto con el pavimento en el punto por probar; el otro extremo está en contacto con un micrómetro que señala cualquier movimiento vertical del punto de prueba.

La parte fija está equipada con un vibrador para reducir al mínimo la fricción de las partes móviles durante la prueba.

El procedimiento de prueba consiste en centrar uno de los pares — de ruedas del camión sobre el punto a probar; se inserta el deflec

tor (punta de prueba) de la viga Benkelman entre las ruedas, colocándose sobre el punto seleccionado de prueba. Se quita el seguro de la viga y se ajustan los apoyos para permitir un desplazamiento en el micrómetro de 1.27 cm (0.5 pulg) se acciona el vibrador de la viga y se registra la lectura inicial en el micrómetro. Inmediatamente se mueve el camión lentamente cuando menos a una distancia de 9 mts. (30 pies). Se registra la lectura en el micrómetro cuando se estabilice. Se mide la temperatura del pavimento.

La deflexión recuperada total del pavimento es el doble del movimiento del micrómetro durante la prueba (dos a uno es la relación usual de la viga Benkelman, sin embargo, algunos modelos pueden estar contruidos con una relación diferente).



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,5290cm.²
(237 pulg.²)

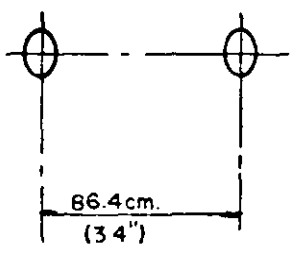


Fig. 5.4.10

AVION: BOEING B-727

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Ruedas dobles.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VoBo EL JEFE DE LA OFICINA
ING. FCO. FERNANDO RODARTE L.
REVISOR: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
FORMO: F. F. R. L.

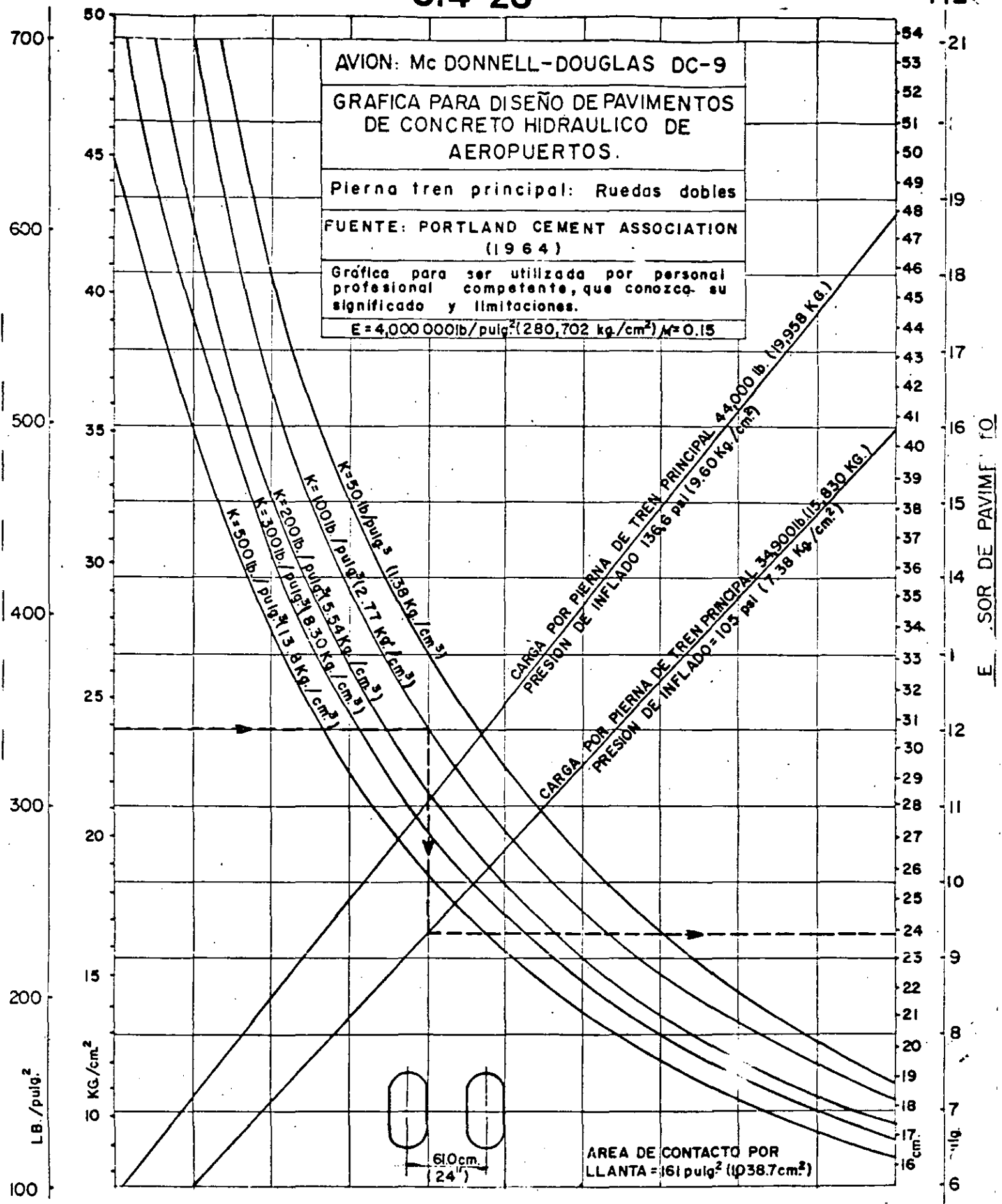
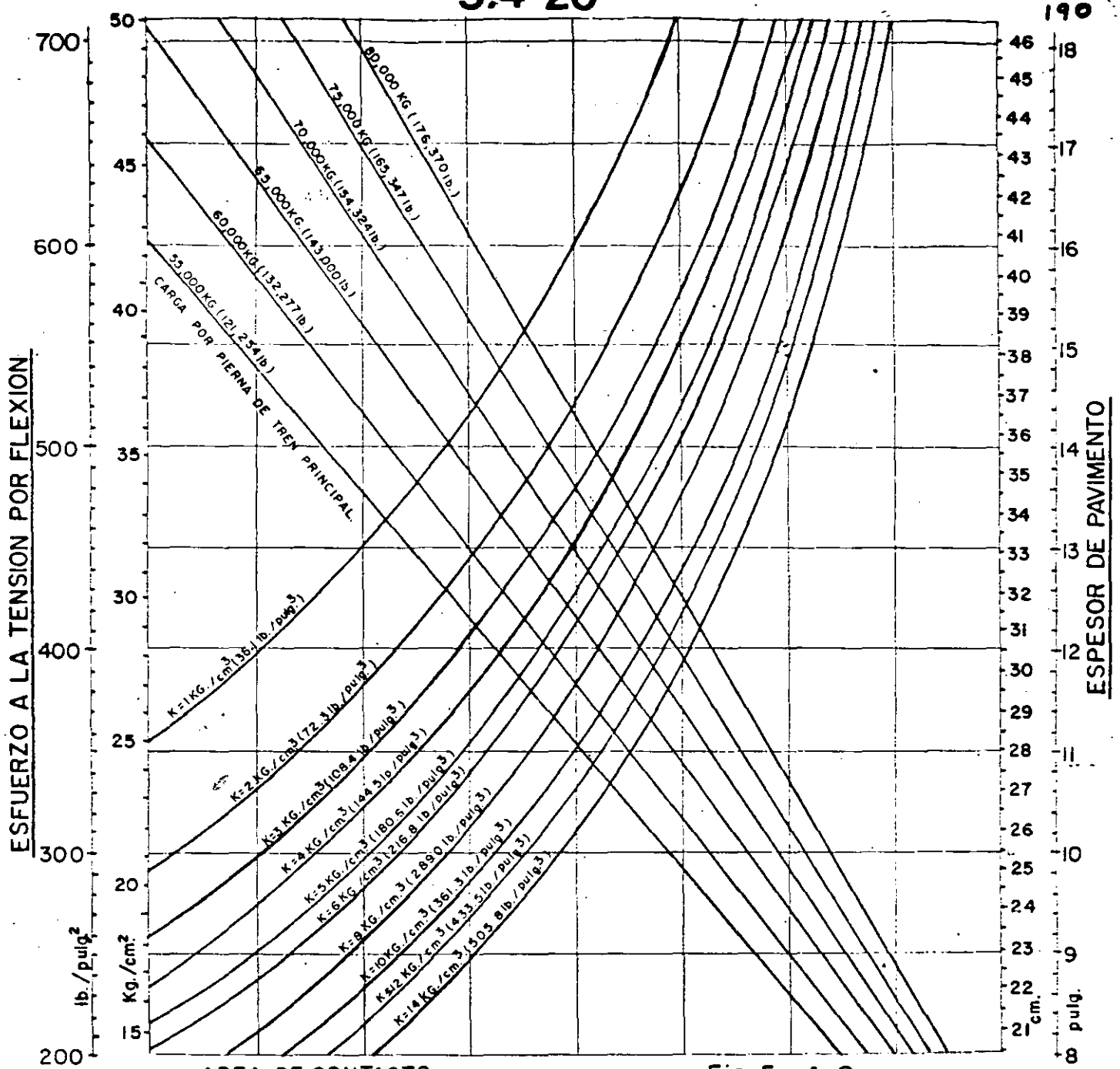


Fig. 5-4-11



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,3484 cm^2
(209 pulg^2)

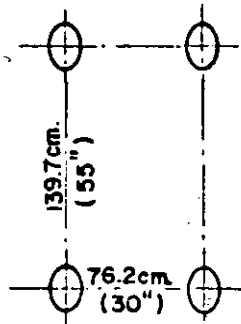


Fig. 5 - 4 - 8

AVION: Mc DONNELL - DOUGLAS DC-8
(MODELOS 55, 61, 62)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tándem.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

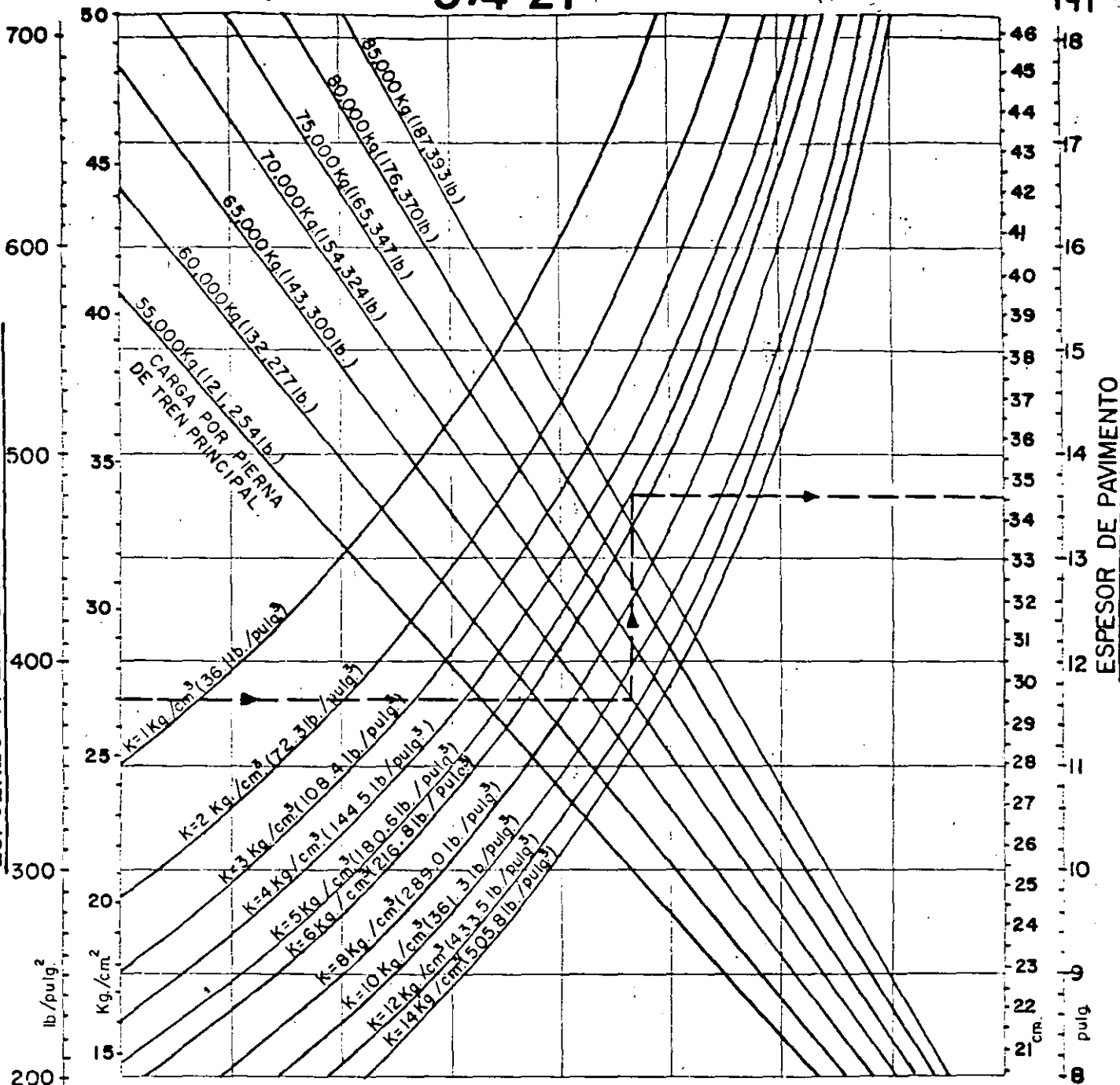
Gráfica para ser utilizada por personal
profesional competente, que conozca su
significado y limitaciones.



DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VoBo EL JEFE DE LA OFICINA
ING. FCO. FERNANDO RODARTE L.
REVISO: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
FORMO: F. F. R. L.

ESFUERZO A LA TENSION POR FLEXION



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,406.4 cm² (218 pulg.²)

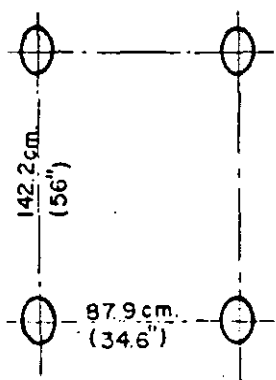


Fig. 5-4-9

AVION: BOEING B-707 (MODELOS 320B Y 320C)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tandem.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

micas, se han desarrollado pruebas vibratorias que consisten en aplicar fuerzas sinusoidales de varias frecuencias, y analizar posteriormente las características de propagación de las ondas producidas y captadas en geófonos y de esta manera, de acuerdo con la teoría elástica, pueden determinarse módulos dinámicos de las diferentes capas que constituyen el pavimento, pudiendo valerse además, las deflexiones producidas en el pavimento.

Los dispositivos más frecuentemente usados dentro de esta categoría son los siguientes:

- Dynaflect, Ref 15
- Vibrador Shell, Ref 16
- Road-Rater, Ref 17
- WES, Ref 18

Para operar estos equipos es muy importante asegurarse de que se encuentren apropiadamente calibrados, de que la fuerza aplicada al pavimento sea la registrada y que existe una correcta correlación de las deflexiones registradas. A este respecto, normalmente se emplean las deflexiones medidas con Viga Benkelman.

2. Comportamiento. En este aspecto está involucrado un estudio de la historia de la calidad de rodamiento del pavimento durante un periodo de tiempo y del tránsito acumulado en el mismo lapso, lo que puede ser determinado mediante mediciones periódicas de dicha calidad de rodamiento. Este concepto está ligado con el desarrollo de la prueba AASHTO, Ref 19, de la cual se derivó el concepto de Serviciabilidad Actual, que representa la capacidad de una sección de pavimento para proporcionar, en opinión del usuario, un rodamiento cómodo y suave. Para valuar este concepto se recurrió a un grupo de usuarios que individualmente calificaron la calidad de rodamiento, procedimientos que da lugar al concepto de la Estimación de la Serviciabilidad Actual (PSR). Como en lo general este procedimiento es poco práctico y costoso, se han realizado grandes esfuerzos para desarrollar dispositivos mecánicos que realicen mediciones para estimar la serviciabilidad y correlacionarlos con las mediciones subjetivas, mediante análisis de regresión lineal múltiple que, correlacionados con las opiniones de los usuarios, proporcionan el concepto de Índice de Serviciabilidad Actual, (PSI).

La serviciabilidad de un pavimento es en gran parte una función de su rugosidad, tal como se demostró en los estudios del tramo de prueba AASHTO. La rugosidad de un pavimento debe entenderse como un fenómeno manifestado en la superficie del pavimento y experimentado por el usuario cuando viaja sobre el pavimento, bien sea en un vehículo o en un aeroplano. La rugosidad es una función del perfil longitudinal de la superficie del pavimento, de las

características del vehículo, incluyendo llantas, suspensión, carrocería, asientos, etc., y de la sensibilidad del usuario ante la velocidad y la aceleración; en otras palabras, depende del perfil real de la superficie del pavimento, de los aspectos dinámicos del vehículo y de la respuesta humana. Los estudios realizados al respecto, demuestran que la rugosidad longitudinal es probablemente el factor cuya contribución sea mayor en la generación de la sensación de incomodidad, situándose en segundo lugar la rugosidad transversal.

Para medir la rugosidad se han desarrollado una gran variedad de dispositivos, que varían desde los muy sencillos hasta los altamente sofisticados. En la tabla 1 se presentan algunos de los dispositivos de uso más extendido y su campo de aplicación. Estos dispositivos son los siguientes:

- Rugómetro del Bureau de Carreteras Públicas (BPR)
- Perfilómetro CHLOE (CHLOE)
- Perfilómetro de California (RSE)
- Perfilómetro del RRL Británico (RRL)
- Perfilómetros dinámicos (SDP)
- Dispositivos montados en vehículos (CRM)

Los perfilómetros originales, del tipo CHLOE, RSE y RRL, están montados en marcos metálicos de 6 a 10 m de largo, se desplazan sobre ruedas, que miden la variancia de la pendiente del perfil longitudinal o desplazamientos verticales acumulativos, y están dotados de dispositivos registradores y graficadores. Todos ellos tienen como ventaja principal una gran repetibilidad, pero en cambio son sumamente lentos y tienen poca aproximación cuando miden longitudes de onda menores que la distancia entre ruedas o bien en longitudes de onda mayores que dicha distancia, Ref 20, 21 y 22.

Los equipos montados en vehículos (CRM), miden la rugosidad del pavimento cuando transitan a la velocidad de operación, lo que aunado a su bajo costo los ha convertido en los de mayor uso. Los rugómetros tipo Mays o PCA son ejemplos típicos de estos dispositivos, y recientemente se utilizan con una cámara fotográfica adaptada para levantar inventarios de la carretera, registrando, además de la rugosidad, aspectos de visibilidad, pendiente, fuerza centrífuga, etc. Están además capacitados para proporcionar alto volumen de información, producen poca o nula interferencia con el tránsito y tienen una repetibilidad adecuada. Las desventajas de estos equipos son entre otras, la necesidad de frecuentes calibraciones, incapacidad de registrar el perfil del pavimento y la influencia que las características del propio vehículo imprimen a las mediciones Ref 23 y 24.

Los equipos de tipo dinámico, (SDP), son de alto rendimiento y en general muy

sofisticados; registran el perfil real del pavimento, se desplazan a la velocidad normal de operación y pueden detectar y analizar grandes longitudes de onda, lo que es sumamente útil en el caso de carreteras de alta velocidad. Finalmente tienen una alta repetibilidad y pueden usarse como instrumentos de calibración para otros equipos. Como desventaja principal están sus costos de adquisición, operación y análisis por computadora, además de la complejidad de sus sistemas que requieren de personal altamente calificado. Pueden mencionarse dentro de este tipo los perfilómetros Surface Dynamics, el GMR, y los de ondas de alta frecuencia y rayos laser. Ref 25 y 26.

3.- Estado Superficial del Pavimento. La evaluación del estado superficial de un pavimento involucra un estudio de detalle que debe manifestar el tipo de deterioro ocurrido, su ubicación, extensión y severidad. Asimismo deben señalarse los factores más significativos que han influido en el comportamiento inadecuado del pavimento. El procedimiento más generalizado para efectuar esta investigación es la observación directa de un ingeniero especializado, recorriendo a pie el tramo en estudio, quien registra y anota sus observaciones técnicas respecto a los daños observados. Sin embargo, en carreteras que manejan elevados volúmenes de tránsito y con más de dos carriles de circulación, es extraordinariamente difícil y peligroso realizar estos recorridos, por lo que se recurre al empleo de fotografías y de equipos especiales como el Gerfo, que es un vehículo que dotado de una cámara cuya velocidad se sincroniza con la de desplazamiento, toma una fotografía continua de la superficie del pavimento. Este dispositivo se desplaza a la velocidad de operación, sin interferencias con el tránsito y es alto el rendimiento. Como desventaja principal se tiene su alto costo, Ref 14.

Los aspectos que interesa evaluar principalmente, son los agrietamientos, deformaciones, desgranamientos, baches y zonas con exceso de asfalto. Para juzgar su severidad comúnmente se recurre a asignar calificaciones o factores de ponderación a cada tipo de deterioro observado, que son restados de una calificación máxima de partida. Generalmente se desarrollan catálogos que tipifican el tipo y severidad del deterioro y reglas para aplicar los factores de ponderación.

Un estudio del estado superficial del pavimento es importante porque entre otras cosas, se pretende utilizarlo como medio de correlacionar el comportamiento del pavimento con su grado de deterioro.

4.- Seguridad.- Se analizan varios factores que afectan la seguridad con que el usuario circula sobre un pavimento. Uno de los factores principales lo constituye la resistencia al deslizamiento, sin embargo

no deben despreciarse otros factores tales como los surcos, roderas y depresiones, en los que el agua de lluvia puede acumularse y producirse el fenómeno de hidroplaneo. Asimismo son importantes el color, las propiedades reflejantes y el señalamiento de piso.

La medición de la resistencia al deslizamiento puede realizarse mediante varios procedimientos, como por ejemplo el empleo de dispositivos de rueda bloqueada (ASTM E-274), rueda con deslizamiento parcial (SCRIM, Ref 14), ruedas desalineadas (Mu-Meter, Ref 27), así como dispositivos de péndulo (ASTM E-303). El empleo de dispositivos como el SCRIM o el Mu-Meter, que se operan a las velocidades normales de circulación, poseen elementos de registro continuo, con posibilidad de verter agua por delante de las ruedas de medición para reproducir el efecto de pavimento mojado. Algunos dispositivos como el SCRIM, tienen la desventaja de su elevado costo.

La evaluación de la resistencia al deslizamiento para propósitos de conservación y mantenimiento deberá considerar el efecto del tiempo, tránsito y clima, por lo que se requiere de evaluaciones periódicas, con dispositivos de alto rendimiento, con el propósito de observar los siguientes factores: porosidad de la superficie, desgaste y pulimiento de agregados, surcos y depresiones, afloramiento de asfalto y contaminación con hule, aceite, etc.

Por lo que respecta a la investigación de surcos, roderas y depresiones, pueden evaluarse mediante la colocación de reglas o perfilógrafos transversales, Ref 14, que permiten captar la sección transversal de la superficie del pavimento.

3.1.2.- Pavimentos de Aeropuertos.

El aspecto de evaluación de los pavimentos en los elementos de operación terrestre de los aeropuertos juega un papel muy importante, tanto para definir las estrategias de conservación y rehabilitación que deban aplicarse, como desde el punto de vista de la seguridad de la operación terrestre de las aeronaves. Con este propósito, la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI) propone directrices para la evaluación de pavimentos, Ref 28, cuyos resultados deben ser notificados para su publicación a nivel de información aeronáutica (AIP). Las citadas recomendaciones y procedimientos abarcan diferentes niveles de necesidades y pueden ser interpretadas aún por personal poco experimentado en el comportamiento de los pavimentos.

Por lo que respecta al procedimiento de evaluación propuesto, se indica que se encuentra en la etapa de primera generación, y que está en marcha un programa de investigación así como de ampliación de su aplicabilidad y actualización. Se da énfasis

sis a la evaluación en base a ensayos no destructivos sobre planteamientos más teóricos, tratando de reducir su costo y que provoque menos interferencias con las operaciones de los aeropuertos, a la vez que se obtenga mayor información sobre la cual puedan tomarse las decisiones. Mediante procedimientos no destructivos se determina el módulo de rigidez dinámica (DSM), que permite establecer zonificaciones en el pavimento y detectar áreas que muestren un deterioro prematuro, justificando investigaciones posteriores de detalle.

En lo general los conceptos básicos y técnicos para la evaluación de pavimentos para aeropuertos son los mismos que los citados para carreteras en el inciso 3.1.1., detectándose algunas ligeras variantes, como se describe a continuación.

- En el caso de aeropuertos existen dos tipos de usuarios, que son los pasajeros y la tripulación de la aeronave. De todos ellos, la opinión del piloto es la más importante, debido a que su respuesta ante la rugosidad considera principalmente aspectos de seguridad.

Los efectos de la rugosidad en el pavimento están relacionados principalmente con la seguridad y la posibilidad de ocurrencia de daños al tren de aterrizaje, y no a la comodidad, como en el caso de carreteras.

- La interacción vehículo-pavimento acusa una mayor variación en el caso de aeropuertos que en carreteras, a causa de la gran variedad de tipos de aeronaves.
- La influencia de las longitudes de onda en los pavimentos de aeropistas tienen mayor importancia que en carreteras, debido a las diferencias en la configuración de los trenes de aterrizaje, mayor velocidad de circulación, efecto de falso despegue, etc.
- El comportamiento del pavimento en aeropuertos tiene una concepción diferente, no basada en términos de la opinión del usuario como pasajero.

A continuación se describen brevemente los procedimientos de evaluación más usuales en aeropuertos, en función de las variables por monitorear.

1.- Estructurales

a) Procedimientos Destructivos. Como en el caso de los pavimentos de carreteras, se recurre a la ejecución de pozos, muestreo y ensayos de laboratorio y campo. Se tienen importantes limitaciones por la interferencia con la operación aeroportuaria. Generalmente se realizan pruebas directas en el campo para determinar el Valor Relativo So-

porte o de módulo de reacción y resistencia mediante placa. Pueden tomarse especímenes inalterados para la determinación en el laboratorio del VRS en las mismas condiciones. Para la aplicación de métodos más modernos, se efectúan ensayos para determinar la respuesta de cada capa, caracterizada por su módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson.

b) Procedimientos no Destructivos. En general se prefieren sobre los destructivos. Son comunes los ensayos de placa, como en el caso de evaluación por el método LCN y el método Canadiense. De igual manera es frecuente la medición de deflexiones con Viga Benkelman bajo cargas reales de las aeronaves. De igual manera se ha dado impulso al empleo de dispositivos que aplican cargas dinámicas, en general más pesados que los usados en carreteras, como el equipo NDT de WES, Ref 29, o bien del tipo de deflectómetros de caída (FWD), Ref 30. Al respecto puede decirse que se ha desarrollado toda una tecnología específica para el caso de aeropuertos, Ref 30.

2.- Comportamiento.- Para su evaluación se recurre a dispositivos mecánicos, como los mencionados a propósitos de carreteras, tales como el perfilómetro de California (RSE), el británico (RRL), los montados en vehículos (CRM) y los dinámicos (SDP). A semejanza del caso de carreteras, se llevan a cabo investigaciones periódicas de la rugosidad del pavimento, principalmente en la zona del tercio central del ancho de la pista. Esta evaluación debe iniciarse antes de que el pavimento sea puesto en servicio, con el propósito de verificar el cumplimiento de las especificaciones de acabado de la superficie, y en su caso, proceder a su corrección, ver tabla 1. Las evaluaciones subsiguientes deben realizarse con equipos que desarrollen altas velocidades.

3.- Estado superficial del Pavimento.- Se lleva a cabo un levantamiento de los daños existentes en el pavimento, mediante la observación directa de un ingeniero especializado, recurriendo a la información fotográfica. Los reportes emitidos deben motivar el tipo, extensión y severidad de los deterioros observados, poniendo énfasis en aquellos aspectos que signifiquen riesgo inmediato o a corto tiempo. Un aspecto importante lo constituye el efecto del derrame de combustible y el calor de las turbinas en zonas de plataformas.

4.- Seguridad.- Este concepto es sumamente importante en el caso para aeropuertos, debiendo investigarse tanto la resistencia al deslizamiento, como la presencia de ondulaciones, surcos y depresiones que de alguna manera afecten la seguridad de las aeronaves durante las maniobras de aterrizaje y despegue. La resistencia al deslizamiento debe medirse inicialmente y periódicamente, con el objeto de verificar las condiciones iniciales de resistencia y en su caso, efec-

tuar las correcciones que se ameriten. Las subsecuentes tienen por objeto determinar la degradación que sufra la textura superficial con el tiempo, debido entre otras cosas, al hule de las llantas que se adhiere a la superficie en la zonas de toque. Las mediciones deben realizarse con dispositivos de alta velocidad, registro continuo y en condiciones de pavimento mojado.

3.1.3.- Vías Férreas.- Los ferrocarriles modernos están diseñados para alcanzar altas velocidades, considerando éstas muy próximas a los 200 km/hr, lo cual solamente es posible si se cumplen las tolerancias que para los diferentes parámetros fundamentales de una vía férrea, son propuestos por los organismos ferroviarios de cada país. En las tablas 2 a 3 se presentan las citadas tolerancias, tanto para condiciones de vía nueva, como para conservación, Ref 32.

A semejanza de lo que ocurre con los pavimentos, la estructura de una vía férrea con el paso del tiempo sufre deterioros que inciden directamente en la velocidad de circulación de los trenes, su seguridad y por lo tanto en su eficiencia. Las tolerancias para montaje de vía son más rigurosas a medida que aumenta la velocidad, y las desviaciones que en sus valores ocurran con el tiempo pueden ser causa de serios accidentes. Lo anterior implica que desde su proyecto debe tenerse en cuenta los problemas posteriores de conservación de las vías férreas, como por ejemplo, el montaje de las vías directamente sobre losas de concreto hidráulico ha sido desarrollado para reducir los deterioros de las vías a causa de la operación de trenes circulando a alta velocidad y con gran frecuencia, con la consiguiente reducción de trabajos de conservación, sin embargo esta solución no es aconsejable cuando se apoyan las vías en suelos blandos sujetos a movimientos diferenciales, Ref 33, por las dificultades posteriores para nivelar los rieles.

La comprobación de que una vía recién construida se ajusta a las tolerancias impuestas, se procede a efectuar mediante recorridos con equipos que detectan las irregularidades mediante registros automáticos continuos, o bien mediante levantamientos topográficos de precisión. El primer sistema garantiza plenamente el conocimiento en forma rápida del estado geométrico de la vía, en condiciones de operación. Esta investigación se complementa con inspecciones aleatorias que permitan conocer detalles imposibles de detectar por procedimientos automáticos, como el apretado de los elementos de sujeción, colocación adecuada de elementos accesorios, etc. En lo sucesivo se recomienda efectuar investigaciones del estado de la vía por lo menos dos veces al año, con el objeto de investigar, además de los aspectos geométricos de la vía, otros detalles como: estabilidad de los terraplenes; identificación, contaminación, degradación -- fenómeno de bombeo en el balasto; estado

de durmientes, rieles y elementos accesorios, así como del funcionamiento de las obras de drenaje. Con relación al estado de los rieles, pueden inspeccionarse en forma automática y continua mediante un carro detector (Sperry Rail Service), que registra entre otras cosas, la incidencia de irregularidades, fisuras, juntas, etc, Ref 34.

4.- CRITERIOS DE REHABILITACION Y CONSERVACION.

Para establecer el tipo y programas de trabajos de conservación y rehabilitación, en la década de los años 40 se recurría a las notas técnicas producto de inspecciones visuales, las que contenían el tipo, extensión y severidad de los deterioros manifestados. En la siguiente década y a principios de los años 60, la información anterior se complementó con la obtenida de rugómetros, deflectómetros y medidores de resistencia al deslizamiento, cuya información, considerada global o individualmente permitía la toma de decisiones. A principio de los años 70, los organismos encargados de la conservación y rehabilitación de carreteras empezaron a observar que la toma de decisiones deberá basarse no solamente en la información de campo, ya que deberían plantearse estrategias de conservación y rehabilitación para las condiciones presentes y futuras de un pavimento, con el propósito de minimizar los costos correspondientes a los ciclos de vida de un pavimento y maximizar sus beneficios. De esta manera se ha establecido un sistema basado en una metodología técnica y operacional para administrar, dirigir y controlar los recursos disponibles para obtener los máximos beneficios.

De esta manera es importante cubrir los siguientes objetivos:

- 1.- Determinar los costos asociados a diferentes niveles de serviciabilidad de un pavimento.
- 2.- Planear, dirigir y controlar las actividades de mantenimiento a fin de alcanzar un nivel de servicio congruente con la clase y tipo de pavimento.
- 3.- Evaluar los métodos y materiales utilizados, con el propósito de desarrollar prácticas eficaces y económicas.

Por otra parte, es necesario conocer los siguientes aspectos:

- 1.- El inventario de la red y un conocimiento de los factores físicos, operacionales y ambientales que pueden influir en el monto y tipo de trabajos requeridos.
- 2.- Experiencias sobre los procedimientos de conservación, así como conocimiento de los recursos disponibles de fuerza de trabajo, equipo y materiales, incluyendo rendimientos.

- 3.- Predicción de volúmenes de obra, disponibilidad de recursos financieros y criterios de decisión relativos a la calidad o nivel de conservación deseado.

Existen algunos aspectos que intervienen en la configuración de la problemática de la conservación y la rehabilitación, que se discuten brevemente a continuación.

- 1.- En 1976 la Federal-Aid Highway Act reconoció que los pavimentos se deterioran a una velocidad mayor que con la que pueden ser reparados. Entre otras cosas es debido a la insuficiencia de fondos destinados a conservación y rehabilitación. Los países altamente desarrollados destinan actualmente para conservación de sus redes, el seis por ciento de su valor actualizado, cifra que es muy superior a lo que países con pocos recursos actualmente destinan, y que además deben hacer frente a necesidades de expansión y modernización de su red.
- 2.- Los trabajos de conservación son en general más caros que los de construcción, debido a que se realizan en áreas pequeñas, dispersas, en que abunda la mano de obra. Requieren de importantes operativos de control de tránsito, ya que éste no debe suspenderse durante los trabajos. Las interferencias con la operación son más agudas en los casos de aeropuertos y vías férreas. De igual manera deben efectuarse labores prácticamente en todas las épocas del año, ya que las cuadrillas llegan a efectuar trabajos de movimiento de derrumbes, remoción de nieve, luchar contra inundaciones y hasta trabajos de ayuda, salvamento y rescate.
- 3.- Se hacen grandes esfuerzos en desarrollar máquinas y equipos para trabajos de conservación y rehabilitación, así como la investigación en la utilización de materiales sintéticos, tales como para reciclados entre los primeros y fibras textiles entre los segundos, por mencionar tan solo dos ejemplos.
- 4.- Se suelen presentar problemas legales serios, a causa de demandas por accidentes durante los trabajos, o por daños ocasionados por trabajos mal ejecutados.
- 5.- Los vehículos actuales, tanto los terrestres, como aeronaves y ferrocarriles, están capacitados para desarrollar mayores velocidades de operación, y por lo tanto requieren de pavimentos y vías férreas de muy altas especificaciones, que deben ser cumplidas por los trabajos de conservación y rehabilitación. Adicionalmente, por los altos volúmenes de tránsito que se manejan, se requieren soluciones que ameriten una conservación mínima. Las acciones de rehabilitación deben considerar aspectos de mo-

dernización, acordes con las necesidades del tránsito actual y futuro.

- 6.- El uso de programas de computadora ha sido de gran ayuda para el análisis de estrategias, predicciones de comportamiento, etc., convirtiéndose hoy en día en una importante herramienta para la toma de decisiones, pero de ninguna manera debe considerarse que pueda reemplazar al analista.

Considerando los aspectos antes mencionados, así como la información captada en los procesos de evaluación, será necesario definir los criterios a seguir para establecer las estrategias convenientes, de acuerdo con los siguientes lineamientos:

- 1.- Establecimiento de prioridades. Se analiza la información procedente de la evaluación, para definir los tramos que requieren de mantenimiento o rehabilitación, considerando además el volumen de tránsito actual y futuro. Los tramos que reporten las peores condiciones deberán ser evaluadas en detalle para establecer las estrategias para su reparación, teniendo en cuenta para ello el análisis de las causas de su deterioro y las acciones que deben emprenderse para su corrección. Los procedimientos de análisis, interpretación y proyecto dependen de los criterios de cada organismo, pudiendo citarse la metodología propuesta por el Instituto del Asfalto, Departamento de Carreteras de California, etc. Ref 35. Asimismo se recurre como ayuda al uso de matrices o árboles de decisiones, como la matriz mostrada en la fig 5, Ref 14, y escalas de acciones de acuerdo con el tránsito y nivel de deterioro del pavimento, fig 6. En la tabla 5 se presentan los deterioros típicos que pueden observarse en los pavimentos y las causas que suelen producirlos.
- 2.- Formulación de estrategias de rehabilitación. Se establecen varias estrategias que comprenden desde reparaciones menores hasta sobrecarpetas. Estas estrategias se someten a un análisis en el que interviene, en forma determinante, el factor económico, teniendo en cuenta el nivel de servicio que cada estrategia puede proporcionar, su duración, comportamiento, etc.

En la fig 7 se presenta un diagrama de flujo del procedimiento a seguir para el planteamiento del problema, los principales criterios de decisión que deben emplearse para analizar las estrategias planteadas y la elección de la mejor alternativa, para proceder a continuación a la elaboración del proyecto. Es importante conocer los diferentes tipos de trabajos de conservación y rehabilitación que pueden disponerse para el

planteamiento de las estrategias a seguir, fig 8, así como efectuar un análisis de comportamiento de cada una de ellas, fig 9, acompañado de una evaluación económica, fig 10. Asimismo algunos organismos disponen de árboles de estrategias como ayuda, fig 11, y conocer a fondo las ventajas y desventajas que una acción determinada puede tener, como se ilustra en la fig 12 para el caso de la técnica de reciclado.

Para el caso de aeropuertos, es recomendable acudir a los manuales de la OACI, Ref 28, en donde se resumen las prácticas y experiencias de Estados Unidos, Francia, Canadá y el Reino Unido. En dicha referencia se incluye la práctica para notificar la resistencia de pavimentos de aeropuertos por el método ACN/PCN, que consiste en determinar el efecto relativo de una aeronave sobre un pavimento para determinada resistencia normalizada del terreno de cimentación (ACN) y la resistencia de un pavimento para usarlo sin restricciones. Como se mencionó anteriormente, los trabajos de conservación y rehabilitación deben fundamentalmente en caminarsse hacia alcanzar la máxima seguridad de las aeronaves en sus movimientos de operación terrestre, principalmente en las pistas.

En los ferrocarriles se presenta una situación similar a la de aeropuertos, en cuanto a la seguridad de operación a altas velocidades. La acción más importante debe considerar el adecuado alineamiento de las vías, tanto vertical como horizontalmente. Las Ref 32 y 34 mencionan las principales acciones de conservación y rehabilitación de vías férreas.

Tanto en el caso de aeropuertos como de ferrocarriles no deben perderse de vista las implicaciones económicas de los criterios de conservación y rehabilitación.

5.- EXPERIENCIA NACIONAL

5.1.- Carreteras.- La red de carreteras nacionales cuenta actualmente con unos 250 000 km, de los cuales aproximadamente 80 000 están pavimentados, entre los cuales deben distinguirse unos 50 000 km que corresponden a la Red de Carreteras Federales. Esta red acusa problemas muy importantes que trascienden hacia el nivel de servicio que se brinda actualmente al usuario. Estos problemas principalmente son los siguientes:

La edad avanzada de la mayor parte de la red, la obsolescencia de algunos sistemas de conservación, el incremento de las cargas legales y el bajo nivel del gasto de conservación asignado durante las últimas décadas, en conjunto con la imperiosa necesidad que tiene nuestro país de contar con un eficiente sistema de carreteras y las limitaciones económicas que la actual crisis impone, Ref 36.

En efecto, muchos tramos de la red nacional cuentan con más de tres o cuatro décadas, y por lo tanto fueron diseñados y construidos para otras necesidades de tránsito. Sobre las construcciones originales se han acumulado refuerzos, muchas veces por el simple procedimiento de agregar sobrecarpetas, sin modificar las características de las capas más profundas de la sección estructural. Mediante estos refuerzos o en ocasiones reconstrucciones superficiales, se han pretendido absorber las sollicitaciones impuestas por cargas mayores, tanto en magnitud como en frecuencia de aplicación. En las últimas tres décadas, hicieron su aparición en nuestra red nacional los grandes semirremolques con dos ejes tandem así como los full trailer con 3 ejes tandem, y más recientemente, los remolques y semirremolques con ejes triples. Aparecieron también los autobuses de gran tamaño y las cargas se hicieron mucho más intensas, pasando en muchos tramos de 1 000 o 2 000 vehículos/día a 20 000 o más vehículos/día.

Por otra parte, la atención prioritaria de otros campos de la economía nacional, definieron un gasto de conservación del orden de la quintaparte del que se considera deseable. Si a lo anterior se suma que, por las mismas razones, la estrategia de desarrollo impuso sobre las carreteras una fuerte presión para su crecimiento, con un criterio de mínima inversión inicial, puede afirmarse que nuestra red nacional, en muchos casos subdiseñada estructuralmente y en otros subdiseñada geométricamente ha tenido que sopor tar casi todo el peso de un país en desarrollo acelerado, lo que explica, por lo menos en gran parte, el estado en que se encuentra y los bajos niveles de servicio que actualmente brinda al usuario.

A grandes rasgos puede decirse que, pese a los grandes esfuerzos de las autoridades responsables de la conservación y rehabilitación de la red, se estima que el 25% de la longitud de la red troncal se halla en pésimas o malas condiciones, 55% en condiciones regulares y sólo 20% en condiciones aceptables, Ref 37.

Lo anterior conduce a una situación de permanente rezago en las acciones de conservación y rehabilitación, a una pulverización de los recursos para aplicar soluciones de emergencia y en ocasiones a casos de obsolescencia prematura de los trabajos realizados.

Juega un papel muy importante en esta situación, el hecho de que por la red circula un tránsito semejante al de un país altamente industrializado, con efectos sumamente destructivos aún a profundidades que abarcan a la subrasante y cuerpo de terraplén, como puede verse en la fig 13, en la que aparecen los coeficientes de daño propuestos por el método de diseño de pavimentos flexibles, Publicación 444 del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Puede decirse por lo tanto, que las

acciones de conservación y rehabilitación - deben considerar que existe insuficiencia estructural de los pavimentos, y que de no registrarse, cualquier acción realizada debe pasar. Cabe mencionar que este tipo de falla es muy frecuente en las carreteras nacionales.

Como siguiente tipo de falla observado en la red nacional, se encuentra la producida por fatiga, detectada en carreteras de tránsito pesado, en combinación con suelos resilientes.

Actualmente se hacen esfuerzos muy importantes por establecer procesos sistemáticos de inventario y evaluación de la red, disponer de un presupuesto de emergencia y racionalizar el transporte.

5.2.- Aeropuertos.- La red aeroportuaria nacional cuenta actualmente con 55 aeropuertos administrados y conservados por ASA, -- Ref 38, de los cuales el 36% cuenta con pavimentos rígidos total o parcialmente, con edades que fluctúan entre 12 y 26 años. A semejanza de las carreteras, se ha observado un incremento en el peso de las aeronaves y mayor número de operaciones, lo que ha ocasionado fallas estructurales en los aeropuertos más antiguos. La investigación del estado del pavimento cubre etapas de inspección visual, evaluación de resistencia al derrapamiento y finalmente levantamientos topográficos de precisión para proyecto de refuerzo. Debido a las condiciones de seguridad que debe registrar un aeropuerto, se pone énfasis en la conservación rutinaria, incluyendo tratamientos para restituir la resistencia al derrapamiento, perdida por hule y grasa en zonas de toque. Un aspecto importante que conviene destacar, es la importancia que se asigna a los acabados superficiales durante la construcción, con el apoyo de rugómetros tipo RSE, y de resistencia al derrapamiento con Mu-Meter, ejerciendo acciones correctivas antes de poner un aeropuerto en operación. La evaluación de resistencia se realiza aplicando -- los métodos de LCN y Canadá, utilizando -- pruebas de placa, Viga Benkelman y Dynaflect. Se observa también en este caso una carencia de fondos disponibles para efectuar rehabilitaciones formales, adoptándose criterios de estrategias de vida útil más corta. Entre las acciones importantes que se realizan se encuentran aquellas destinadas al refuerzo con sobrecarpetas, mejoramiento del subdrenaje y restitución de la textura superficial para efectos de la fricción.

5.3.- Ferrocarriles.- El sistema ferroviario está formado por 20 000 km de vías principales y 5 000 de vías secundarias de operación y patios y había evolucionado escasamente con respecto a la infraestructura -- construida a fines del siglo pasado y principios de éste.

Hasta hace pocos años, la red adolecía

en varios de sus tramos estratégicos por su alta densidad de tráfico, de especificaciones inadecuadas tanto geométricas como estructurales, además de estar constituida -- por vía sencilla, Ref 39.

Esta situación empezó a experimentar un cambio favorable en la última década al iniciarse obras de construcción de la vía doble y la rectificación de curvas y pendientes.

Los problemas fundamentales que presentan las vías férreas nacionales estriban en la inestabilidad de las terracerías, debido a suelos expansivos, compresibles o resilientes, que provocan indentación, contaminación y bombeo en el material de balasto. Otros problemas importantes están relacionados con fallas en durmientes y rieles, todo lo cual requiere de muy intensas y frecuentes labores de conservación. La carencia de fondos ocasiona que éstas no sean las requeridas; en extensión y magnitud, además de que no se efectúen las obras de rehabilitación necesarias para mejorar el nivel de operación de los ferrocarriles.

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 6.1.- Los organismos que tienen a su cargo la conservación y rehabilitación de las obras viales, heredan las buenas y las malas acciones cometidas en la planeación, proyecto, construcción, supervisión y control de calidad. Por lo tanto es recomendable elevar los niveles de calidad en cada una de estas etapas y procesos, con el objeto de reducir las necesidades de conservación y rehabilitación.
- 6.2.- El problema de la escasez de recursos financieros para llevar a cabo programas adecuados de conservación y rehabilitación, ha generado una grave situación de rezago y un inadecuado nivel de servicio. Se hace necesario -- obtener mayores partidas destinadas a subsanar esta situación, lo que debe complementarse con un mejor aprovechamiento de los recursos disponibles.
- 6.3.- Se hace necesario tratar de establecer sistemas de administración de conservación, que contemplen el panorama general del problema, se disponga de los elementos teóricos y tecnológicos del momento, se disponga de un banco de datos que reúna la experiencia nacional y se maneje la información económica necesaria para el análisis racional de estrategias. Dichos sistemas deberán diseñarse a las condiciones del País.
- 6.4.- Es muy importante evitar el divorcio existente entre proyecto y conservación, de tal manera que al realizar el primero, se tenga presente a la segunda. De esta manera la conservación

y rehabilitación estarán planeadas -- desde el origen de la operación y podrán establecerse sus programas de -- ejecución.

- 6.5.- En las carreteras y ferrocarriles se han detectado demandas extraordinarias de uso, que aceleran su deterioro, provocan congestionamientos y accidentes y reducen su nivel de servicio. Es importante modernizar los tramos en que esto ocurra, llegando a proponer desarrollos alternos y abandonar los existentes cuando la modernización de éstos no pueda efectuarse.
- 6.6.- Un factor importante en la ocurrencia de fallas en carreteras y ferrocarriles es la insuficiencia estructural. No deben efectuarse acciones de conservación y rehabilitación si no se considera previamente la corrección de este aspecto. De igual manera debe atenderse el fenómeno de fatiga, que se está presentando muy frecuentemente en las carreteras que manejan tránsito pesado. No debe olvidarse que el 50% de la red carretera tiene más de 20 años de edad, y su diseño obedece a otras condiciones de tránsito.
- 6.7.- Los vehículos modernos que hacen uso de carreteras, aeropistas y vías férreas demandan que éstas se proyecten, construyan y mantengan con altas especificaciones de comodidad, seguridad y resistencia, lo que a su vez requiere la aplicación de modernos conceptos teóricos y tecnológicos. En lo que se refiere a la conservación y rehabilitación se requiere disponer de equipos, tecnología y materiales que puedan satisfacer las necesidades -- planteadas. Las condiciones actuales de tránsito requieren estructuras más rígidas, materiales más resistentes y durables y llegado el caso, mínimos requisitos de conservación.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece a la Srita. Alma C. Sánchez G. su excelente trabajo mecanográfico.

REFERENCIAS

- 1.- The Asphalt Institute. "Asphalt in Pavement Maintenance".- Manual Series N° 16 (MS-16)
- 2.- Haas R., Hudson W.R. "Pavement Management Systems" Mc Graw-Hill Book Company.- 1978.
- 3.- Hudson, W.R., B.F. Mc Cullough, F.H. - Scrivener, and J.L. Brown.- "A System Approach Applied to Pavement Design -- and Research".- Research Report 123-1. Texas Highway Department Cooperative - Research Program, March. 1970.

- 4.- Kher, R., W.A. Phang.- "Economic Analysis Elements". Ministry of Transportation and Communications.- Ontario, Canada.- 1975.
- 5.- The Asphalt Institute. "Soils Manual for Design of Asphalt Pavement Structures". Manual Series N° 10 (MS 10).
- 6.- Shook, J.F., and B.F. Kallas: "Determining Material Properties", Paper presented at Institute of Flexible Pavement Design and Performance, Pennsylvania State University, University Park, Pa., November 12-16, 1973.
- 7.- Deacon, S.S.: "Materials Characterization on Experimental Behavior", Proc., Workshop on Structural Design of Asphalt Concrete Pavement Systems, Highway Research Board, Special Report --- 126, 1971.
- 8.- Kennedy, Thomas W., and W. Ronald Hudson.: "Application of the Indirect Tensile Test to Stabilized Materials", -- Highway Research Board, Research Record N° 235, 1968.
- 9.- Vander Poel, C.: "A General System -- Describing the Viscoelastic Properties of Bitumens and its Relation to Routine Test Data", Journal of Applied Chemistry, Vol. 4, 1954.
- 10.- Haas, R.C.G.: "A Method for Designing Asphalt Pavements to Minimize Low - Temperature Shrinkage Cracking", Asphalt Institute, Res. Rept. 73-1, January 1973.
- 11.- Moavenzadeh, F., J.E. Soussou, and H. K. Findakly: "Synthesis for Rational Design of Flexible Pavements", Part I, Final Report for FHWA Contract 7776, - January, 1974.
- 12.- Canadian Good Roads Association: "Manual on Pavement Investigations", CGRA Tech. Publ. N° 11, 1959.
- 13.- Transportation Research Board, Committee A2 K01: "State-of-the-Art Report on Non-Destructive Structural Evaluation of Pavements", Draft Rept., January 1975.
- 14.- Retour, P., "Los Estudios de Auscultación de las Calzadas Pavimentadas para la Programación de las Obras de Conservación y Rehabilitación de la Red Vial Francésa". IV Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos. Armenia, Colombia, 1981.
- 15.- Swift, Gilbert., "Dynalect, Theory and Practice", Remco Highway Products, --- Fort Worth, Texas, 1975.
- 16.- Joseph, A.H., and J.W. Hall: "Non-Destructive Vibratory Pavement Evaluation Techniques", Proc., Third Int. Conf. on

- Structural Design of Asphalt Pavements, Univ. of Michigan, 1972.
- 7.- Matthews, James., Pavement Management of a Highway Network, California Department of Transportation, 1980.
 - 18.- Federal Aviation Administration, "Use of Nondestructive Testing Devices in the Evaluation of Airport Pavements", Advisory Circular, 1976.
 - 19.- Carey, W.N. and P.E. Irick: "The Pavement Serviceability-Performance Concept", HRB Bulletin 250, 1960.
 - 20.- HRB, "The AASHTO Road Test: Report 5 - Pavement Research", HRB Special Report 61-E, 1962.
 - 21.- Hveem, F.N., "Devices for Recording and Evaluating Pavement Roughness", HRB Bull. 264, 1960.
 - 22.- Chong, G.J.: "Measurement of Road Rideability in Ontario", Dept. of Transportation and Communications of Ontario, Rept. IR 29, 1969.
 - 23.- Brokaw, M.P.: "A 5 Year Report on Evaluation of Pavement Serviceability with Several Road Meters", HRB Special Report 116, 1970.
 - 24.- Rainhart Co.: "Mays Ride Meter Bulletin", Austin, Tex., 1972.
 - 25.- Spangler, E.B., and W.J. Kelley: "GMR Road Profilometer: A Method for Measuring Road Profile," General Motors Corp. Warren, Mich. 1964.
 - 26.- Walker, Roger S., W. Ronald Hudson, and Freddy L. Roberts: "Development of a System for High-Speed Measurement of Pavement Roughness, Final Report, Research Report 73-5F, Center for Highway Research, Univ. of Texas at Austin, 1971.
 - 27.- Horne, Walter B., and Howard C. Sparks: "New Method for Rating, Predicting and Alleviating the Slipperiness of Airport Runways", National Air Transportation Meeting, New York, 1970.
 - 28.- Organización de Aviación Civil Internacional.: "Manual de Proyecto de Aeródromos, Parte 3, Pavimentos", Doc 9157-AN/901, 1983.
 - 29.- Federal Aviation Administration.: "Airport Pavement Bulletin", FAA-74-1, 1974.
 - 30.- Pronk, A.C., R. Buiter.: "Aspects of the Interpretation of Falling Weight Deflection Measurements", Fifth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Michigan, 1982.
 - 31.- Yang, Nai C.: "Nondestructive Evaluation of Airport Pavement", Report FAA-RD-78-154-I, prepared for U.S. Department of Transportation, Washington, D. C. 1979.
 - 32.- Oliveros, F.R., A. López Pita, M. Me-gía Puente. "Tratado de Ferrocarriles I", Editorial Rueda, Madrid, España, 1977.
 - 33.- Structure Design Office, Japanese National Railways.: "The Structures of New Railway Line in Japan", Tokio, Japan, 1979.
 - 34.- Hay, W.W.: "Railroad Engineering". John Wiley and Sons. New York, 1953.
 - 35.- Highway Research Board.: "Pavement Rehabilitation, Materials and Techniques". Synthesis of Highway Practice 9 1972.
 - 36.- Orozco y Orozco, J.M.: "Hacia una Metodología Sistemática para detectar las necesidades de conservación". Memoria de la VI Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Puebla, Pue. 1984.
 - 37.- López Mendoza, Sergio.: "Infraestructura Carretera". Memorias de la VI Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Puebla, Pue. 1984.
 - 38.- Rodarte Lazo, F.F.: "La Conservación de Areas Operacionales de los Aeropuertos", Memorias de la VII Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Querétaro, Qro. 1986.
 - 39.- Gutiérrez V, Antonio.: "Comentarios sobre la Infraestructura Ferroviaria". Memorias de la VI Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Puebla, Pue. 1984.

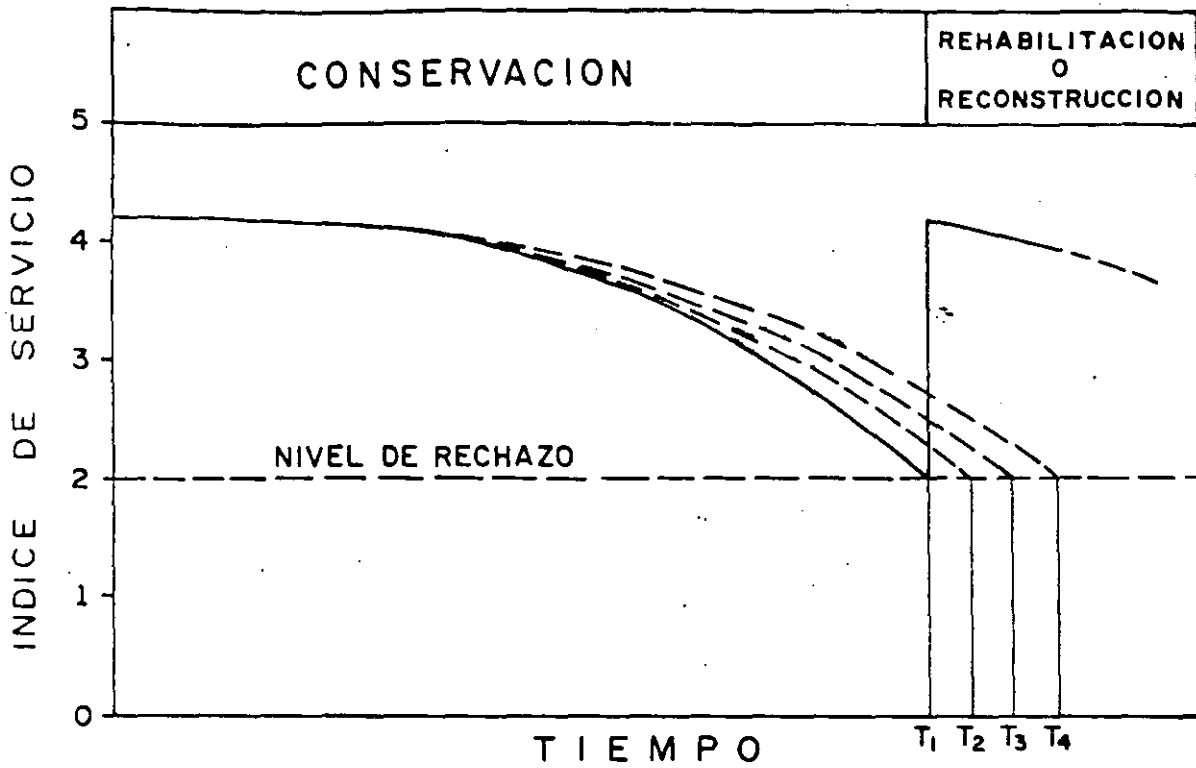


Fig 1. Variación del índice de servicio con el tiempo e influencia de la conservación en la vida útil del pavimento.

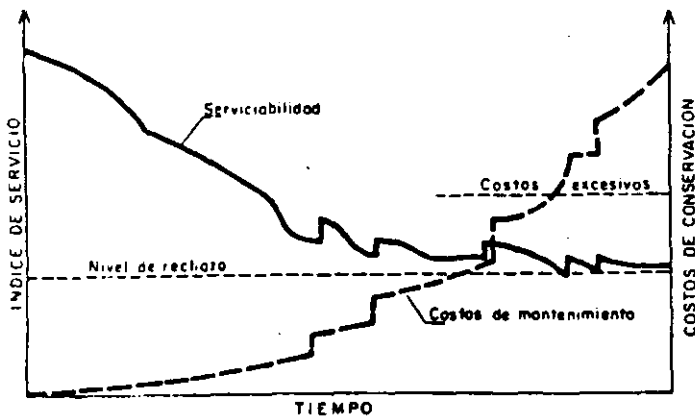


Fig 2. Variación del índice de servicio y costos de conservación con el tiempo, con una política inadecuada de conservación. Haas y Hudson.

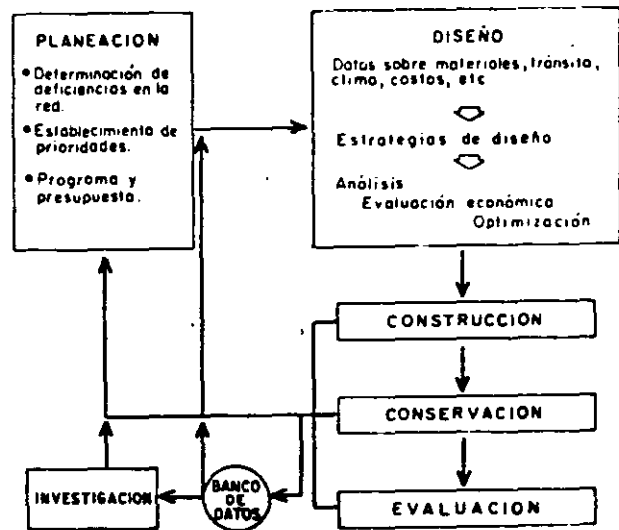


Fig 3. Actividades principales de un sistema de administración de pavimentos. Haas y Hudson.

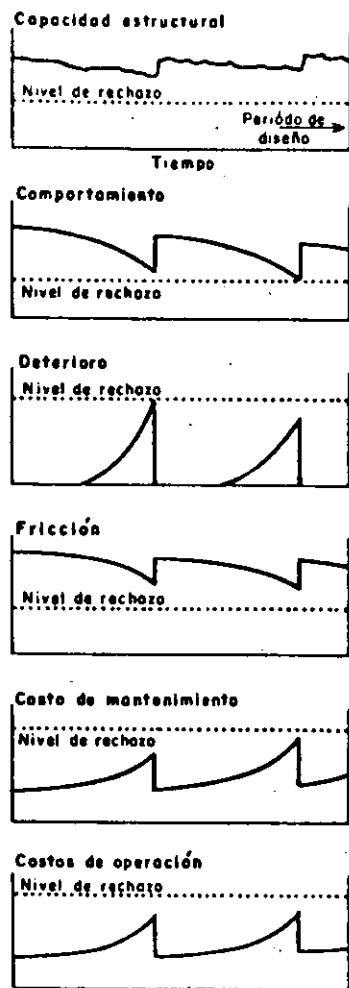


Fig 4.- Principales parámetros indicadores del estado de un pavimento. Haas y Hudson.

Fig 5

MATRIZ DE DECISIONES

CARACTERISTICAS DEL PAVIMENTO			DECISION (2)		
			T	D	P A
INDICE DE SERVICIO	CONDICION (1)	DEFLEXIÓN x 10 ⁻³ pulg. (mm)	> 5000	1500 a 5000	< 1500
≤ 2.5	INACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	A	A
		< 40 (1.0)	A	A	A
	ACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	A	B
		< 40 (1.0)	B	B	B
> 2.5	INACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	A	B
		< 40 (1.0)	A	A	B
	ACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	B	B
		< 40 (1.0)	B	B	B

NOTAS:

(1) La condición inaceptable se define cuando ocurre cualquiera de los siguientes casos:

- Grietas de piel de cocodrilo en las rodadas, cubriendo más del 10% y baches cubriendo más del 10%.
- Grietas de piel de cocodrilo en las rodadas, cubriendo más del 30%.
- Roderas con profundidad 25 mm cubriendo el 20%.

En caso de que no ocurran los casos anteriores, se considera que la condición del tramo es aceptable.

(2) La decisión A significa que el tramo debe someterse a un estudio de tallado en la siguiente fase, el cual permitirá proyectar su respectiva rehabilitación. La decisión B debe interpretarse que el tramo por el momento, quedará sometido a labores de mantenimiento rutinario.

Fig 6.- Acciones recomendables en función del tránsito y estados del pavimento.

CARRETERA _____ TRAMO _____
 SUBTRAMO _____ ANCHO CORONA _____ ANCHO CARPETA _____
 TIPO DE PAVIMENTO _____ FECHA _____

DEFECTOS	CALIFICACION
Grietas Transversales	0-5
Grietas Longitudinales	0-5
Piel de cocodrilo	0-10
Grietas de contracción	0-5
Roderos	0-10
Corrugaciones	0-5
Desgranamiento	0-5
Deformaciones plásticas	0-10
Baches	0-10
Exceso de asfalto	0-10
Agregados pulidos	0-5
Deficiencias de drenaje	0-10
Calidad de Rodamiento (0 es excelente y 10 es muy malo)	0-10
Suma de Defectos	---

Calificación de Condición = 100 - Suma de Defectos
 = 100 - _____

Calificación de Condición del Pavimento = _____

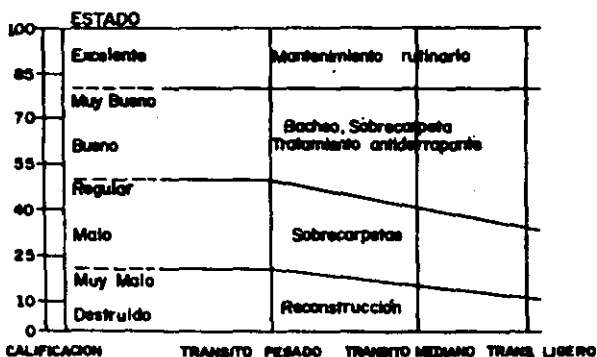


Fig 7.- Diagrama de análisis para propósitos de conservación y rehabilitación.

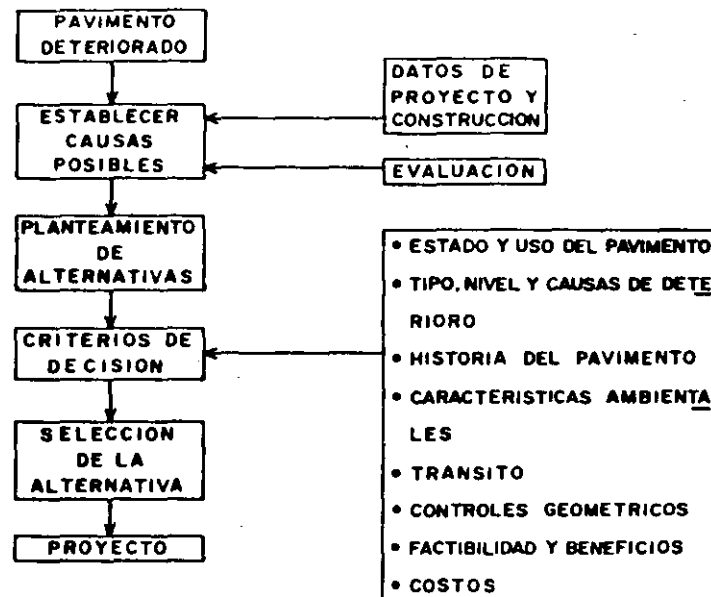
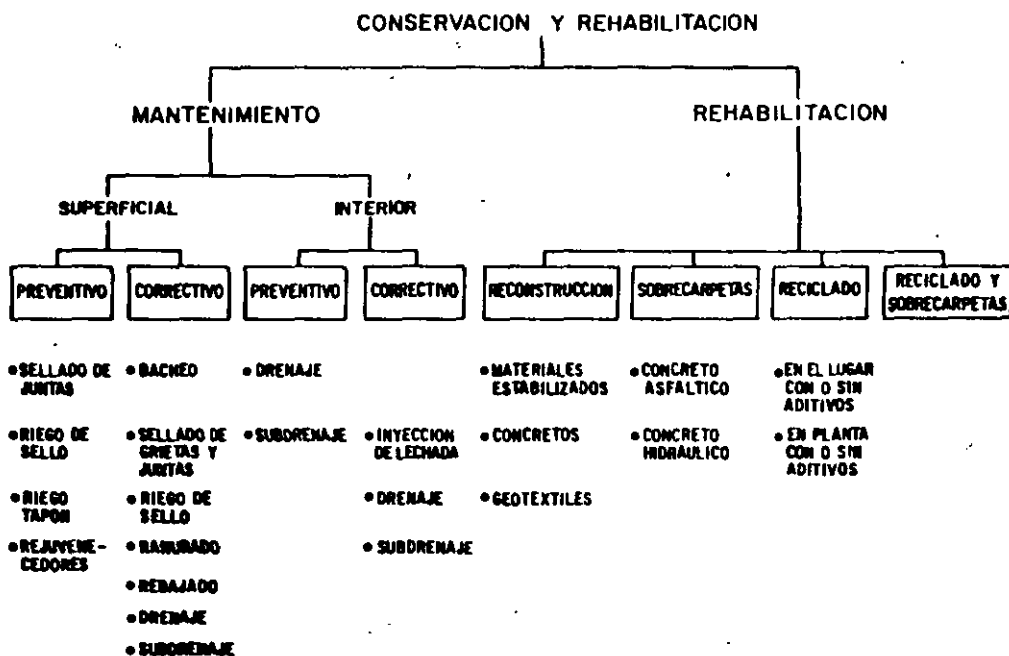


Fig 8.- Acciones de la conservación y rehabilitación. Monismith

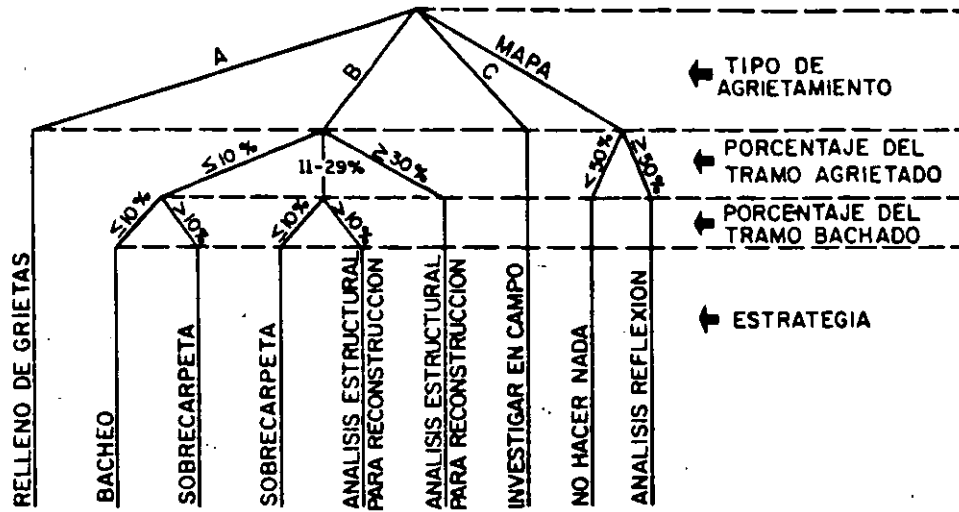


139

22

Fig 11.- Ejemplo de selección del procedimiento para corrección de deterioros. California

AGRIETAMIENTO EN FORMA DE MAPA O PIEL DE COCODRILO



- CLAVE:**
- A GRIETAS LONGITUDINALES EN RODADAS
 - B PIEL DE COCODRILO EN RODADAS
 - C AGRIETAMIENTO ESPECIAL O POCO COMUN
 - MAPA AGRIETAMIENTO CUBRIENDO EL ANCHO DEL CARRIL

Fig 12.- Principales ventajas y desventajas de la técnica de reciclados.

RECICLADO

VENTAJAS

- UTILIZACION DE LOS MATERIALES EXISTENTES
- PRODUCE UNA LIGERA O IMPORTANTE MEJORIA ESTRUCTURAL
- SOLUCIONA TODO TIPO DE DETERIORO
- REDUCE O ELIMINA EL AGRIETAMIENTO POR REFLEXION
- MEJORA LA CALIDAD DE RODAMIENTO Y LA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- RESUELVE PROBLEMAS DE CONTROLES GEOMETRICOS
- PUEDE ESTABLECERSE UN BUEN CONTROL DE CALIDAD

DESVENTAJAS

- INTERFERENCIAS CON EL TRANSITO
- COSTO
- PROBLEMAS DE CONTAMINACION Y DAÑOS A LA VEGETACION
- NO RESUELVE PROBLEMAS OCASIONADOS POR TERRACERIAS DEBILES

Fig 13.- Coeficiente de daño a 0 y 60 cm de profundidad para diferentes tipos de vehículos que circulan por la Red Carretera Nacional. Corro.





VEHICULO	COEFICIENTE DE DAÑO		TIPO
	Z=0	Z=60	
A2 A'2 B2 B3 B4 C2 C3 C4	0.004 0.536 2.000 1.999 2.666 2.000 1.999 4.000	0.000 0.015 0.899 0.756 0.753 0.899 0.756 2.937	W = 23.5 ton 
T2-S1 T2-S2 T3-S2 T3-S3	3.000 4.000 5.000 6.000	3.331 2.790 2.249 5.758	W = 46.0 ton 
C2-R2 C3-R2 C3-R3	4.000 5.000 6.000	8.579 8.580 8.581	W = 43.5 ton 
T2-S1-R2 T2-S2-R2 T3-S1-R2 T3-S2-R2 T3-S2-R3 T3-S2-R4	5.000 6.000 6.000 7.000 8.000 9.000	11.399 11.400 11.400 11.401 11.401 11.403	W = 77.5 ton 

TABLA 1.- Areas de aplicación y usos de medidores de rugosidad

Tipo de vialidad	Propósito de la medición.		
	Inicial	Periódica	Terminal
1.- Autopista o carreteras principales	BRR, SDP, CRM RSE, RRL, CHLOE	CRM, SDP, RRL CHLOE	CRM, SDP CHLOE, RRL
2.- Carreteras secundarias	BPR, CRM, RSE SDP, RRL, CHLOE	CRM, SDP, RRL CHLOE	CRM, SDP CHLOE, RRL
3.- Carreteras vecinales	CRM, BPR, RSE SDP	CRM	CRM
4.- Aeropistas	SDP, RRL, CRM	CRM, SDP, RRL	SDP, RRL
U s o s			
A.- Monitoreo durante la construcción	X		
B.- Programas de conservación		X	X
C.- Inventario		X	X
D.- Investigación	X	X	X

TABLA 2.- Tolerancias para montaje de vía nueva

Parámetro Vía	Ancho	Variación del ancho	Nivelación transversal	Nivelación longitudinal	Alineación en recta	Alineación en curva	Alabeo en recta y curva circular	Peralte
J.N.R. Japón			2 mm	2 mm		2 mm	1.5 mm en 2.5 m	
Tokaido Japón	± 2 mm			± 4 mm en 10 m	± 3 mm en 10 m	± 3 mm en 10 m	2 mm en 2.5 m	
Shin-Kansen Japón	± 2 mm		3 mm	4 mm en 10 m	4 mm en 10 m		3 mm en 2.5 m	
S.N.C.F. Francia			± 3 mm			± 1 mm en 10 m	1°/o en 3 m	
F.S. Italia	± 2 mm $- 1$ mm		4 mm	4 mm en 10 m	2 mm en 10 m	3 mm en 10 m	± 1 °/o en 3 m	
D.B. Alemania Occidental			± 2 mm	2 mm en 5 m		2 mm en 16 m		
Dresina RENFE España	± 3 mm $- 2$ mm			± 3 mm en 6.5 m	± 3 mm en 10 m	± 5 mm en 10 m con $R \leq 10$ m	± 3 mm en 3 m	± 3 mm

TABLA 3.- Tolerancias para conservación de vía

Parámetro Vía	Ancho	Variación del ancho	Nivelación transversal	Nivelación longitudinal	Alineación en recta	Alineación en curva	Alabeo en recta y curva circular	Peralte
J.N.R. Japón	+ 5 mm - 3 mm		5 mm	5 mm	± 3 mm en 10 m	± 4 mm en 10 m	± 5 mm en 2.5 m	
Tokaido Japón	+ 5 mm - 3 mm			7 mm en 10 m	3 mm en 10 m	4 mm en 10 m	3 mm en 2.5 m	
Shin-Kansen Japón	+ 6 mm - 4 mm		5 mm	7 mm en 10 m	4 mm en 10 m		5 mm en 2.5 m	
S.N.C.F. Francia	- 3 mm	1 mm por traviesa < 5 mm en 50 m	± 5 mm			± 4 mm en 10 mm	2°/oo en 3 m	
D.B. Alemania Occidental	+ 3 mm en recta - 2 mm en curva		± 5 mm		± 2 mm en 16 m	± 3 mm en 16 m		
Dresina RENFE España	+ 4 mm - 3 mm	2 mm por traviesa < 4 mm en 50 m		± 4 mm	± 4 mm en 10 m	± 6 mm en 10 m con R ≤ 500 m	± 4 mm en 3 m	± 5 mm

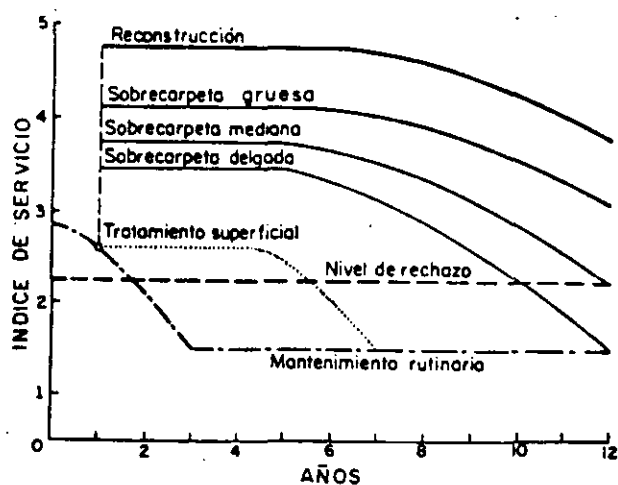


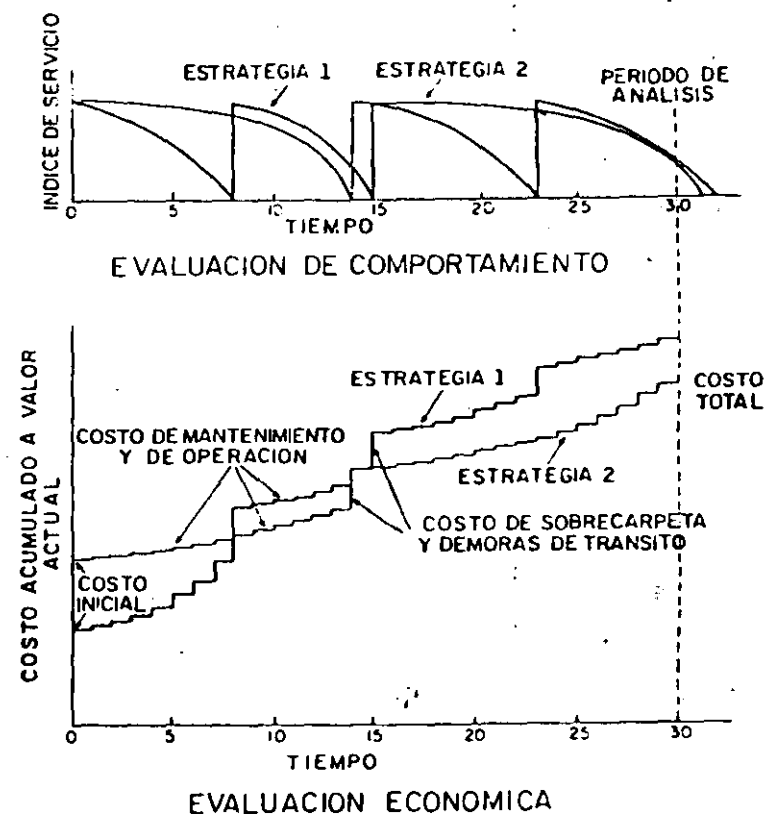
Fig 9.- Curvas típicas de comportamiento para diferentes alternativas de conservación y rehabilitación.

TABLA 4.- Tolerancias para vía RENFE montada sobre durmientes de concreto tipo monobloc con sujeción elástica. (1)

Parámetro	Tolerancias	
	Montaje	Conservación
Ancho	+ 2 mm - 2 mm	+ 5 mm - 3 mm
Variación del ancho	3 mm en 3 m	2 mm en 1 m 6 mm en 50 m
Nivelación transversal	+ 2.5 mm	+ 5 mm
Nivelación longitudinal	+ 6 mm en 20 m + 4 mm en 10 m - 2 mm en 6.5 m	+ 10 mm en 20 m + 6 mm en 10 m - 3.5 mm en 6.5 m
Alineación en recta o curva R > 1000 m	+ 5 mm en 20 m + 3 mm en 10 m	+ 6 mm en 20 m + 4 mm en 10 m
Alineación en curva de transición o con R ≤ 1000 m	+ 6 mm en 20 m + 4 mm en 10 m	+ 8 mm en 20 m + 5 mm en 10 m
Alabeo en recta y curva circular	2 mm en 3 m	4.5 mm en 3 m
Alabeo en transiciones	4 mm en 3 m	6 mm en 3 m
Peralte	+ 3 mm	+ 5 mm
Soldadura en la superficie de rodadura	+ 0.2 mm - 0.4 mm	

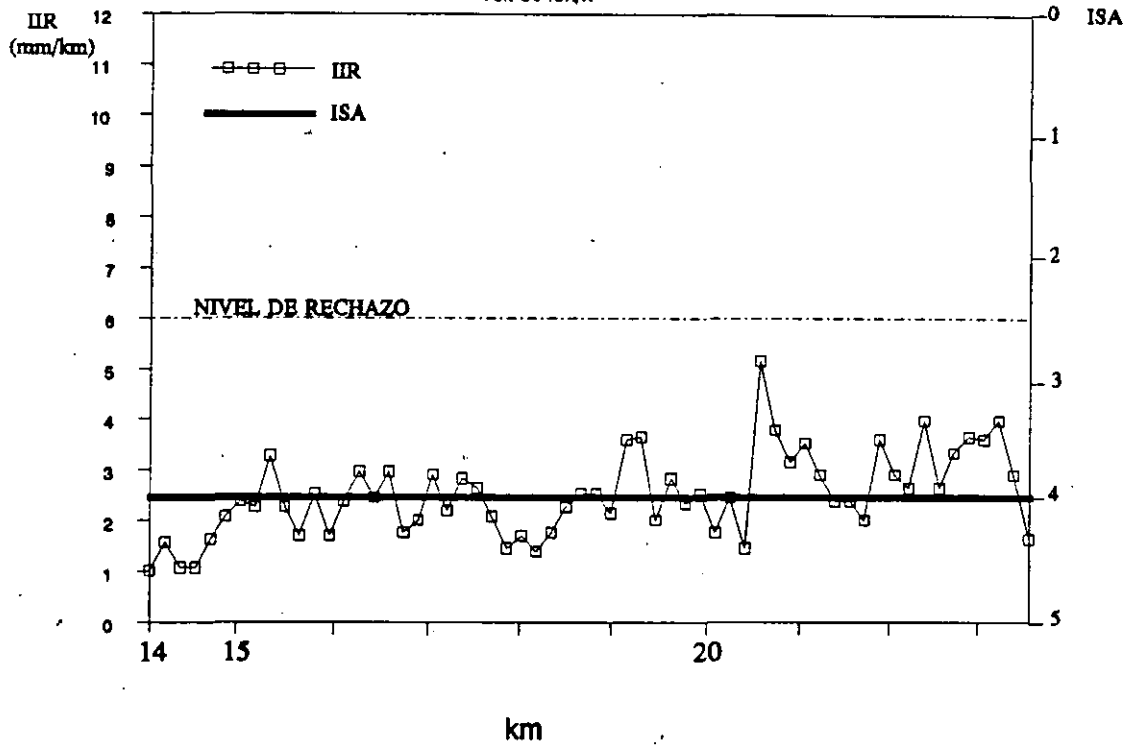
(1) Especificaciones del organismo ferroviario español

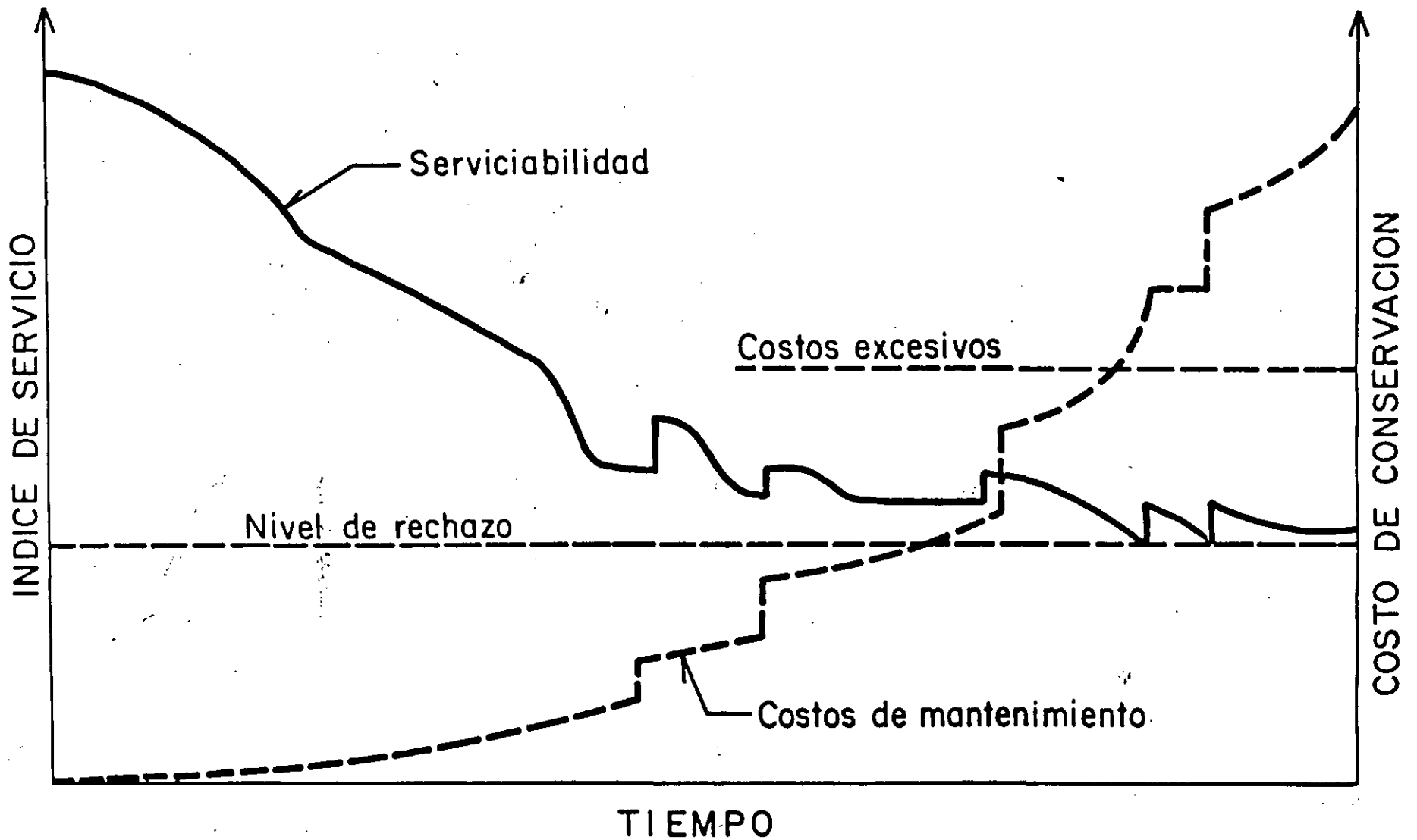
Fig 10.- Evaluación económica y de comportamiento para diferentes estrategias.



Autopista: Sn Martin - El Molinito

vel: 80 km/h





COMPORTAMIENTO Y COSTOS DE CONSERVACION EN EL TRANCURSO DEL TIEMPO

FORMAS PRINCIPALES DE DETERIORO QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

<u>DETERIORO</u>	<u>CAUSA GENERAL</u>	<u>CAUSA ESPECIFICA QUE LO PRODUCE</u>
AGRIETAMIENTO O FRACTURAS	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CARGAS REPETIDAS (FATIGA) DESLIZAMIENTO (PRODUCIDO POR ESFUERZOS AL FRENAR) GRIETAS DE REFLEXION (PUEDEN INCREMENTARSE POR EL TRANSITO)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CAMBIOS TERMICOS CAMBIOS DE HUMEDAD CONTRACCION DE LOS MATERIALES SUBYACENTES
DEFORMACIONES	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	RODERAS (POR CARGAS REPETIDAS) FLUJO PLASTICO (CARGAS EXCESIVAS)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	EXPANSION (PRODUCIDA POR ARCILLAS EXPANSIVAS O POR CONGELAMIENTO) DEFORMACIONES POR CONSOLIDACION
DESINTEGRACION	SE ASOCIA CON LAS CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES, MAS QUE CON CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL. NO SE CONSIDERA EN LA FASE INICIAL DE DISEÑO.	

19

27

CAUSAS DE DETERIOROS
Y FALLAS

DEFICIENCIAS EN EL DISEÑO

DEFICIENCIAS EN LOS MATERIALES

DEFICIENCIAS DE CONSTRUCCION

DEFICIENCIAS DE MANTENIMIENTO

EFFECTOS DEL TIEMPO, MEDIO AMBIENTE, ETC.

DEFICIENCIAS EN EL DISEÑO

- . TRANSITO . EVALUACION INCORRECTA DEL TRANSITO INICIAL
 - . CAMBIOS E INCREMENTOS FUTUROS

- . MATERIALES. DETERMINACION INCORRECTA DE SUS CARACTERISTICAS
 - . DESCONOCIMIENTO DE SU COMPORTAMIENTO
 - . MATERIALES POCO CONOCIDOS O MARGINALES

- . CLIMA Y MEDIO AMBIENTE. DATOS INSUFICIENTES O POCO CONFIABLES
 - . POCO CONOCIMIENTO DE SU INFLUENCIA EN EL COMPORTAMIENTO DE MATERIALES

- . OBRAS AUXILIARES Y COMPLEMENTARIAS. OMISION O INSUFICIENCIA

- . ESTRUCTURACION. CRITERIOS INADECUADOS

- . ESPECIFICACIONES. INSUFICIENTES O INADECUADAS

DEFICIENCIAS EN LOS MATERIALES

- . PROPIEDADES INTRINSECAS INADECUADAS
- . DESCONOCIMIENTO DE SU COMPORTAMIENTO
- . DEFICIENCIAS EN SU PROCESAMIENTO, MANEJO, TRATAMIENTO Y COLOCACION

DEFICIENCIAS DE CONSTRUCCION

- . EQUIPOS Y PROCESOS INADECUADOS
- . FALTA DE EXPERIENCIA EN EL MANEJO DE ALGUNOS MATERIALES
- . CALIDAD DE ACABADO INADECUADA
- . CONTROL DE CALIDAD DEFICIENTE

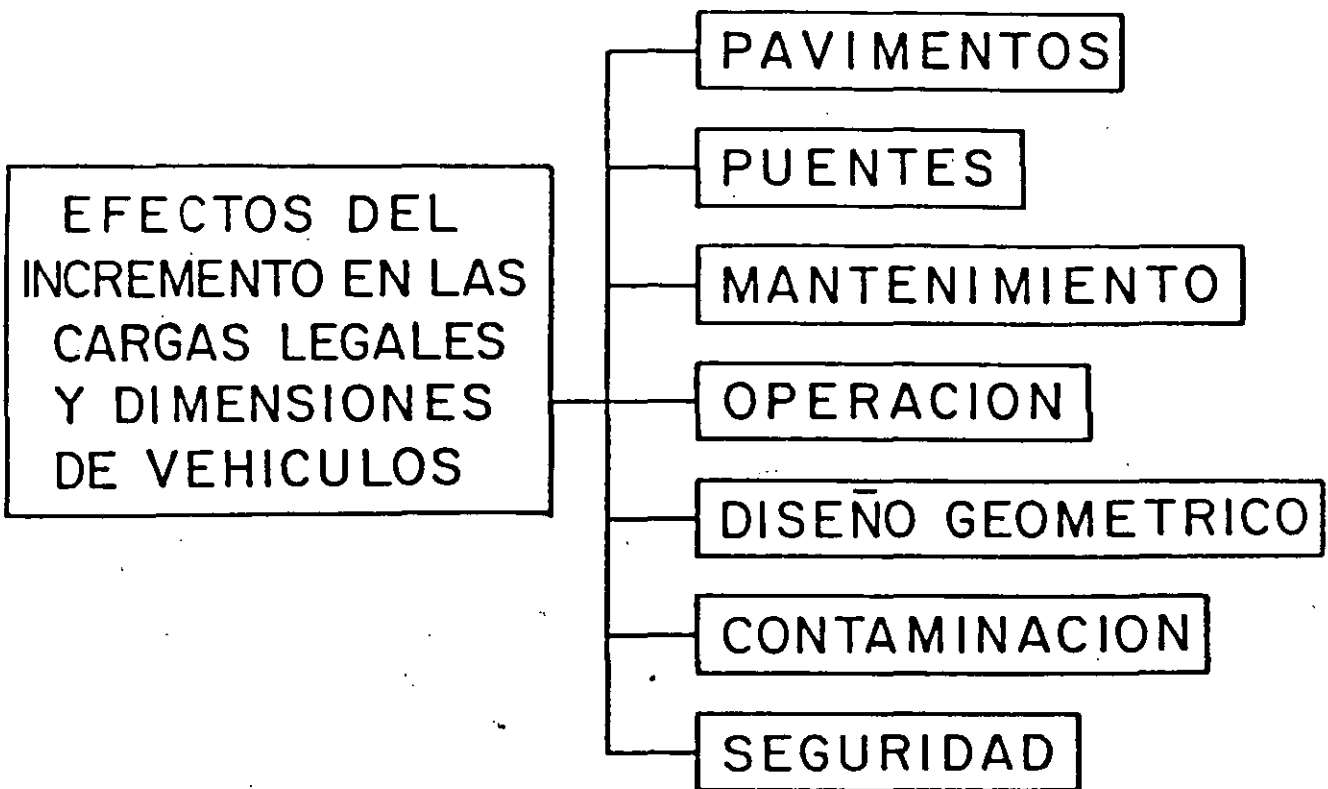
EFFECTOS DEL TIEMPO, MEDIO AMBIENTE, ETC.

(NO RELACIONADOS CON EL TRANSITO)

- . ENVEJECIMIENTO
- . CONTAMINACION
- . DEGRADACION
- . SATURACION
- . OXIDACION
- . VARIACIONES VOLUMETRICAS
- . REFLEXION DE GRIETAS, JUNTAS, ETC.
- . REDUCCION DE LA RESISTENCIA A LA FRICCION

DEFICIENCIAS DE MANTENIMIENTO

- REZAGOS
- INOPORTUNO
- INSUFICIENTE



CARACTERISTICAS DEL Nivel de Servicio

- debe ser homogéneo
- es un derecho adquirido
- mayor exigencia de seguridad y comodidad

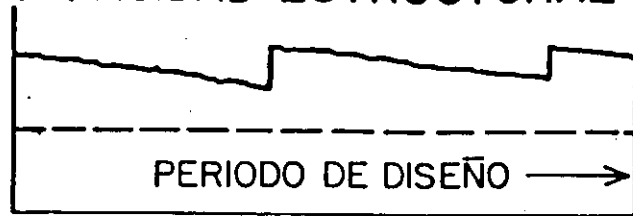
FACTORES QUE AFECTAN A LA VIDA UTIL DE UN PAVIMENTO

- TRANSITO
- MEDIO AMBIENTE
- CALIDAD DE LOS MATERIALES
- RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE
- CONDICIONES DE DRENAJE
- CALIDAD DE LA CONSTRUCCION
- NIVEL DE MANTENIMIENTO

CRITERIOS DE DECISION PARA JUSTIFICAR LA
NECESIDAD DE EFECTUAR LA REHABILITACION
DE UN PAVIMENTO

- NIVEL DE SERVICIO
- CALIDAD DE RODAMIENTO
- SEGURIDAD
- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- CONDICIONES SUPERFICIALES
- COSTOS DE OPERACION, MANTENIMIENTO, ETC.

CAPACIDAD ESTRUCTURAL



TIEMPO

COMPORTAMIENTO



NIVEL DE RECHAZO

DETERIORO



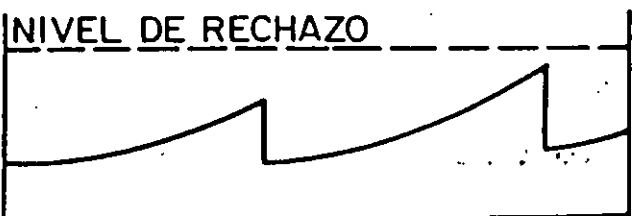
NIVEL DE RECHAZO

FRICCION



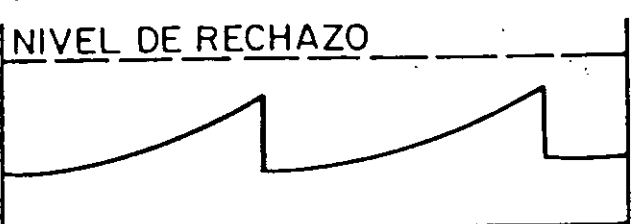
NIVEL DE RECHAZO

COSTO DE MANTENIMIENTO



NIVEL DE RECHAZO

COSTO DE OPERACION



NIVEL DE RECHAZO

PARAMETROS
MEDIDOS AL
EVALUAR EL
PAVIMENTO

PARAMETROS
NECESARIOS
PARA EL ANA-
LISIS ECONOMICO

SISTEMA DE ADMINISTRACION DE PAVIMENTOS
P.M.S. (PAVEMENT MANAGEMENT SYSTEMS)

ES UN PROCEDIMIENTO SISTEMATICO Y CONSISTENTE PARA PROGRAMAR EL MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE LOS PAVIMENTOS, BASADO EN UN ENFOQUE QUE MAXIMICE LOS BENEFICIOS Y MINIMICE LOS COSTOS.

EL RETO DEL PMS RADICA EN CUANTIFICAR Y ACUMULAR LA INFORMACION NECESARIA PARA ESTABLECER RECOMENDACIONES ESPECIFICAS -- QUE TRADUCIDAS EN ACCIONES PERMITAN MANTENER UNA RED EN CONDICIONES DE SERVICIO ACEPTABLES, DENTRO DE LAS POSIBILIDADES PRESUPUESTALES.

LA SOLUCION DE ESTE DESAFIO REQUIERE NO SOLO DE LA PREPARACION Y EXPERIENCIA DE LOS INGENIEROS DE PAVIMENTOS SINO TAMBIEN DEL CONCURSO DE EXPERTOS EN ESTADISTICA, PROBABILIDADES, MODELADO E INVESTIGACION DE OPERACIONES.

UN INVENTARIO DE DATOS QUE RESUMA EL ESTADO DEL PAVIMENTO DE LOS DIVERSOS CAMINOS NO ES EN SI UN PMS.

EL PMS REPRESENTA UN CONCEPTO INNOVADOR (1970) QUE SUPERA-PROCEDIMIENTOS VICIADOS EN DONDE EL INGENIERO TOMA DECISIONES PARA CONSERVAR Y REHABILITAR EL PAVIMENTO, EN BASE A SU ASPECTO Y A EVALUACIONES DE CARACTER SUBJETIVO.

MAS RECIENTEMENTE EL INGENIERO SE HA VENIDO APOYANDO EN --EVALUACIONES DE CARACTER ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LOS REQUERIMIENTOS DE SOBRE CARPETAS Y/O DE RECONSTRUCCIONES, AJUSTADAS A --LAS LIMITACIONES PRESUPUESTALES.

SIN EMBARGO ESTOS PROCEDIMIENTOS TIENEN LIMITACIONES SEVERAS:

- TIENDEN A CONSIDERAR LAS NECESIDADES DE PROYECTOS INDIVIDUALES Y NO DE LA RED TOTAL.
- SON ALTAMENTE SUCEPTIBLES A LAS PREFERENCIAS DEL PERSONAL Y --EXPERIENCIAS LIMITADAS DE QUIENES TOMAN LAS DECISIONES
- EL NUMERO DE ALTERNATIVAS CONSIDERADAS ES LIMITADO
- LOS DISEÑOS SE LIMITAN GENERALMENTE EN UN PERIODO FIJO
- EL COSTO DE LOS USARIOS NO SE CONSIDERA
- LAS POLITICAS POR INCONSISTENTES SE PUEDEN AFECTAR CON EL CAMBIO DE PERSONAL.
- EL MANTENIMIENTO PREVENTIVO ES DE EVALUACION DIFICIL
- LA INCERTIDUMBRES DE COMPORTAMIENTO SON IGNORADAS.

DOS CONDICIONES ENFATIZAN LA NECESIDAD DEL PMS

- EL INCREMENTO DEL KILOMETRAJE DE LOS PAVIMENTOS CON 15 A 25 AÑOS DE EDAD.
- LAS SEVERAS RESTRICCIONES PRESUPUESTALES PARA MANTENER Y REHABILITAR LOS PAVIMENTOS.
- PRIORITIZACION (NIVEL 1)
- IDENTIFICACION DEL TIPO DE REPARACION EN LOS TRAMOS PRIORITARIOS CONSTITUYE EL SIGUIENTE PASO (NIVEL 2)
- OPTIMIZACION (NIVEL 3)

P M S

ES UN INSTRUMENTO PERMANENTE, ACTUALIZADO Y SISTEMATICO PARA CONOCER LA REALIDAD, IDENTIFICAR Y FORMULAR OBJETIVOS DESEABLES, PROPONER Y ANALIZAR ALTERNATIVAS, APOYAR LA TOMA DE DECISIONES Y -- EVALUAR EL FUNCIONAMIENTO DE LAS ACCIONES IMPLANTADAS, PARA ACTUALI ZAR EL CONOCIMIENTO DE LA SITUACION REAL.

12/7

PMS ES EL PROCESO DE ORGANIZAR, COORDINAR Y CONTROLAR
TODAS LAS ACTIVIDADES QUE AFECTAN EL COSTO Y VIDA DE
LOS PAVIMENTOS.

LA MISION BASICA DE UN PMS ES PROPORCIONAR AL PUBLICO UN SISTEMA CARRETERO SEGURO Y EFICIENTE. INCLUYE LA CONSTRUCCION Y LA CONSERVACION PERPETUA DEL SISTEMA, PARA OBTENER LA MAYOR CALIDAD AL MENOR COSTO.

VENTAJAS DE LA APLICACION DE UN PMS

SE AUMENTA LA POSIBILIDAD DE TOMAR DECISIONES CORRECTAS, AL CONSIDERAR TODOS LOS FACTORES RELEVANTES Y LAS ALTERNATIVAS EN FORMA COORDINADA.

SE HACE MEJOR USO DE LA TECNOLOGIA DISPONIBLE, MEDIANTE COORDINACION Y RETROALIMENTACION.

EL EXITO DE UN PMS DEPENDE DE LAS ACCIONES DE COORDINACION.
COMUNICACION, COOPERACION, INFORMACION Y RETROALIMENTACION.

COMPONENTES BASICOS DE UN PMS

- PLANEACION
- DISEÑO
- CONSTRUCCION
- MANTENIMIENTO
- EVALUACION
- INVESTIGACION

TODAS ESTAS ACTIVIDADES ESTAN DIRECTAMENTE RELACIONADAS ENTRE SI Y CUALQUIERA DE ELLAS PUEDE, EN UN MOMENTO DADO, ADQUIRIR UNA IMPORTANCIA RELEVANTE.

FUNCIONES BASICAS DE LOS SUB-SISTEMAS

PLANEACION: INVOLUCRA UNA ADECUACION DE LAS DEFICIENCIAS O MEJORAS REQUERIDAS POR UNA RED, EL ESTABLECIMIENTO DE PRIORIDADES PARA ELIMINAR O REDUCIR ESTAS DEFICIENCIAS, Y EL DESARROLLO DE PRESUPUESTOS Y PROGRAMAS PARA REALIZAR LOS TRABAJOS NECESARIOS.

DISEÑO: INVOLUCRA LA ADQUISICION O SUMINISTRO DE UNA VARIADA INFORMACION, LA GENERACION DE DIFERENTES ESTRATEGIAS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO, LOS ANALISIS DE ESTAS ALTERNATIVAS, SU EVALUACION ECONOMICA Y LA OPTIMIZACION PARA SELECCIONAR LA MEJOR.

CONSTRUCCION: LA CONSTRUCCION CONVIERTE UNA RECOMENDACION DE DISEÑO EN UNA REALIDAD FISICA. SU PRINCIPAL COMPONENTE DE ACTIVIDAD INCLUYE EL DETALLE DE LAS ESPECIFICACIONES Y DOCUMENTOS CONTRACTUALES, PROGRAMAS, OPERACIONES DE CONSTRUCCION, CONTROL DE CALIDAD, Y LA ADQUISICION Y PROCESAMIENTO DE DATOS PARA CANALIZARLOS AL BANCO (DE DATOS)

MANTENIMIENTO:

ESTA FASE INCLUYE EL ESTABLECIMIENTO DE UN--PROGRAMA Y LISTADO DEL TRABAJO DE REPARACION LAS OPERACIONES DE SELLADO DE GRIETAS, BA---CHEO ETC. Y LA ADQUISICION Y PROCESAMIENTO -DE DATOS PARA ALIMENTAR EL RESPECTIVO BANCO-DE DATOS.

EVALUACION:

CORRESPONDE A UNA DE LAS FASES QUE ULTIMAMEN-TE HA RECIBIDO CONSIDERABLE ATENCION E INCLUYE EL ESTABLECIMIENTO DE SECCIONES DE CON---TROL, MEDICIONES PERIODICAS DEL COMPORTAMIENTO REAL EN CUANTO A DETERIOROS, CAPACIDAD ES-TRUCTURAL, RODABILIDAD, RESISTENCIA AL DERRA-PAMIENTO, Y TRANSMITIR DICHA INFORMACION AL-BANCO DE DATOS.

LA INFORMACION ADQUIRIDA TIENE APLICACION EN:

- LA VERIFICACION DE LA EFICIENCIA CON QUE-EL PAVIMENTO CUMPLE CON SU FUNCION.
- LA PLANEACION Y PROGRAMACION DE LAS FUTURAS REHABILITACIONES REQUERIDAS
- LA INTRODUCCION DE MEJORAS TECNOLOGICAS DE-DISEÑO, CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO.

INVESTIGACION:

- SURGE DE LAS PROPIAS NECESIDADES Y USUALMEN-TE UTILIZA EN FORMA EXTENSIVA LA INFORMA---CION DERIVADA DE LA ACCION ANTERIOR.
(EVALUACION).

BANCO DE DATOS

SUPONE BASICAMENTE LA COLECCION DE LA SIGUIENTE INFORMACION

FICHA DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

RESUME Y PONE AL DIA LA INFORMACION PERTINENTE CONCERNIENTE A LOS PARAMETROS ORIGINALES DE DISEÑO, TALES COMO TRANSITO, CONDICIONES SUPERFICIALES, MATERIALES, ESPESORES Y COSTOS - DE CONSTRUCCION.

FICHA DE MANTENIMIENTO

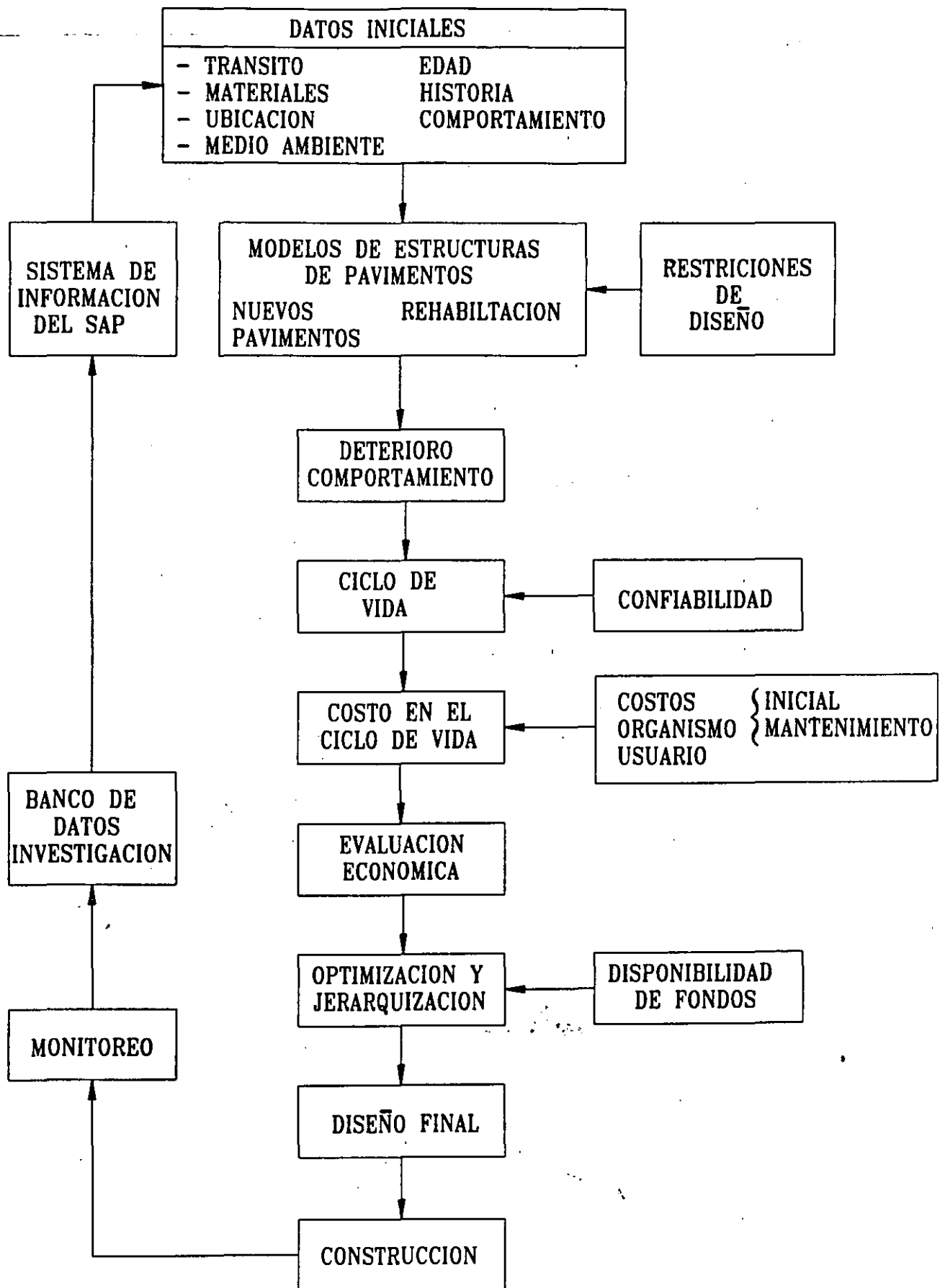
PROPORCIONA LA HISTORIA DEL MANTENIMIENTO Y LA REHABILITACION, INCLUYENDO LOS COSTOS DE CADA ACTIVIDAD, SE DEBE CONSIDERAR ADEMAS LOS COSTOS DEL USUARIO Y EL VALOR DE RESCATE.

FICHA DE LAS CONDICIONES DEL PAVIMENTO

- 1) CONDICIONES FISICAS DEL PAVIMENTO, INCLUYENDO TIPO, SEVERIDAD Y EXTENSION DE LOS DETERIOROS
- 2) CAPACIDAD ESTRUCTURAL, USUALMENTE A PARTIR DE MEDICIONES NO DESTRUCTIVAS
- 3) CALIDAD DE RODAMIENTO, SUBJETIVA O CON MEDIDAS (ROAD MATE)
- 4) COEFICIENTE DE FRICCION, (RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO)

CONDUCIR Y PONER AL DIA ESTE ACERBO SUELE SER LO MAS COSTOSO DEL SISTEMA.

ESTOS DATOS DEBEN COMPUTARIZARSE MEDIANTE LOS "SOFTWARE" DISPONIBLES.



DATOS BASICOS

- UBICACION
- CLIMA
- DATOS GEOTECNICOS
- ANTIGUEDAD
- CONDICION ESTRUCTURAL (EVALUACION)
- NUMERO DE CAPAS
- ESPESOR
- MODULOS
- MATERIALES
- DEFLEXIONES
- HISTORIA DE CONSERVACION
- TOPOGRAFIA, ELEVACION, CURVATURA, PENDIENTE
- GEOMETRIA
- TRANSITO (PASADO Y FUTURO) ESAL'S
NUM. DE VEHICULOS COMERCIALES
TASA DE CRECIMIENTO
- CONDICION SUPERFICIAL (PASADO Y FUTURO) AGRIETAMIENTOS
DEFORMACIONES
RUGOSIDAD
RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- COSTOS DE CONSERVACION
- ACCIDENTES

EVALUACION DEL PAVIMENTO COMO PARTE DEL PMS

LA EVALUACION PROPORCIONA INFORMACION TANTO AL NIVEL DE PLANEACION PARA ESTIMAR DEFICIENCIAS DE LA RED EN SU CONJUNTO, COMO A NIVEL DISEÑO EN EL DESARROLLO DE LOS ANALISIS DETALLADOS.

TODAS LAS AREAS DEL PMS DEBEN ESTAR INTERESADAS EN LOS PARAMETROS DEDUCIDOS DE LA EVALUACION DE UN PAVIMENTO, A EFECTO DE:

- 1.- OBTENER DATOS QUE PERMITAN VERIFICAR LAS PREDICCIONES DEL DISEÑO Y AJUSTARLAS DE SER NECESARIO.
- 2.- REPROGRAMAR LAS MEDIDAS DE REHABILITACION PREVISTAS A NIVEL DISEÑO
- 3.- PROPORCIONAR INFORMACION PARA MEJORAR LOS MODELOS MISMOS - DE DISEÑO.
- 4.- PROPORCIONAR INFORMACION PARA MEJORAR TECNICAS DE CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO.
- 5.- PROPORCIONAR INFORMACION PARA ACTUALIZAR LOS PROGRAMAS AL NIVEL DE LA RED

POR CONSIGUIENTE SE CONVIERTE EN UNA DE LAS PARTES "CLAVES" DEL PMS.

EVALUACION

MEDICION PERIODICA DE LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL PAVIMENTO:

- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- RUGOSIDAD
- DETERIOROS
- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

CAPTA Y TRANSMITE INFORMACION ACERCA DE LA FORMA EN QUE EL PAVIMENTO CUMPLE CON SUS FUNCIONES.

PERMITE: COMPROBAR LAS PREDICCIONES DEL PROYECTO-PROGRAMAR LOS TRABAJOS DE REHABILITACION-MEJORAR LOS MODE--
LOS DE DISEÑO-MEJORAR TECNICAS DE CONSTRUCCION Y
DE MANTENIMIENTO, PRONOSTICAR LA VIDA UTIL DEL PA
VIMENTO.

EVALUACION

EVALUACION	METODO	PROCEDIMIENTO
CAPACIDAD ESTRUCTURAL	CALAS Y POZOS	INVESTIGACION DIRECTA POR METODOS DESTRUCTIVOS
RESPUESTA INMEDIATA AL EFECTO DE CARGAS	MEDIDAS DE DEFLEXION	VIGA BENKELMAN DEFLECTOGRAFO LACROIX DINAFLECT ROAD RATER. WEIS DEFLECTOMETRO DE IMPACTO
COMPORTAMIENTO	HISTORIA DE SERVICIABILIDAD	GRUPO CALIFICADOR PERFILOMETRO CHLOE PERFILOMETRO RRL RUGOMETRO BPR ROAD METER PCA, MAYS
DETERIORO SUPERFICIAL	LEVANTAMIENTO DE DAÑOS	INSPECCION VISUAL GERPHO
SEGURIDAD	RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO	PENDULO MEDIDOR ASTM E 274 SCRIM MUMETER
COSTOS	REGISTRO DE COSTOS DE MANTENIMIENTO Y OPERACION	INFORMACION PROVENIENTE DEL ORGANISMO RESPONSABLE
APARIENCIA	OPINION	INSPECCION VISUAL

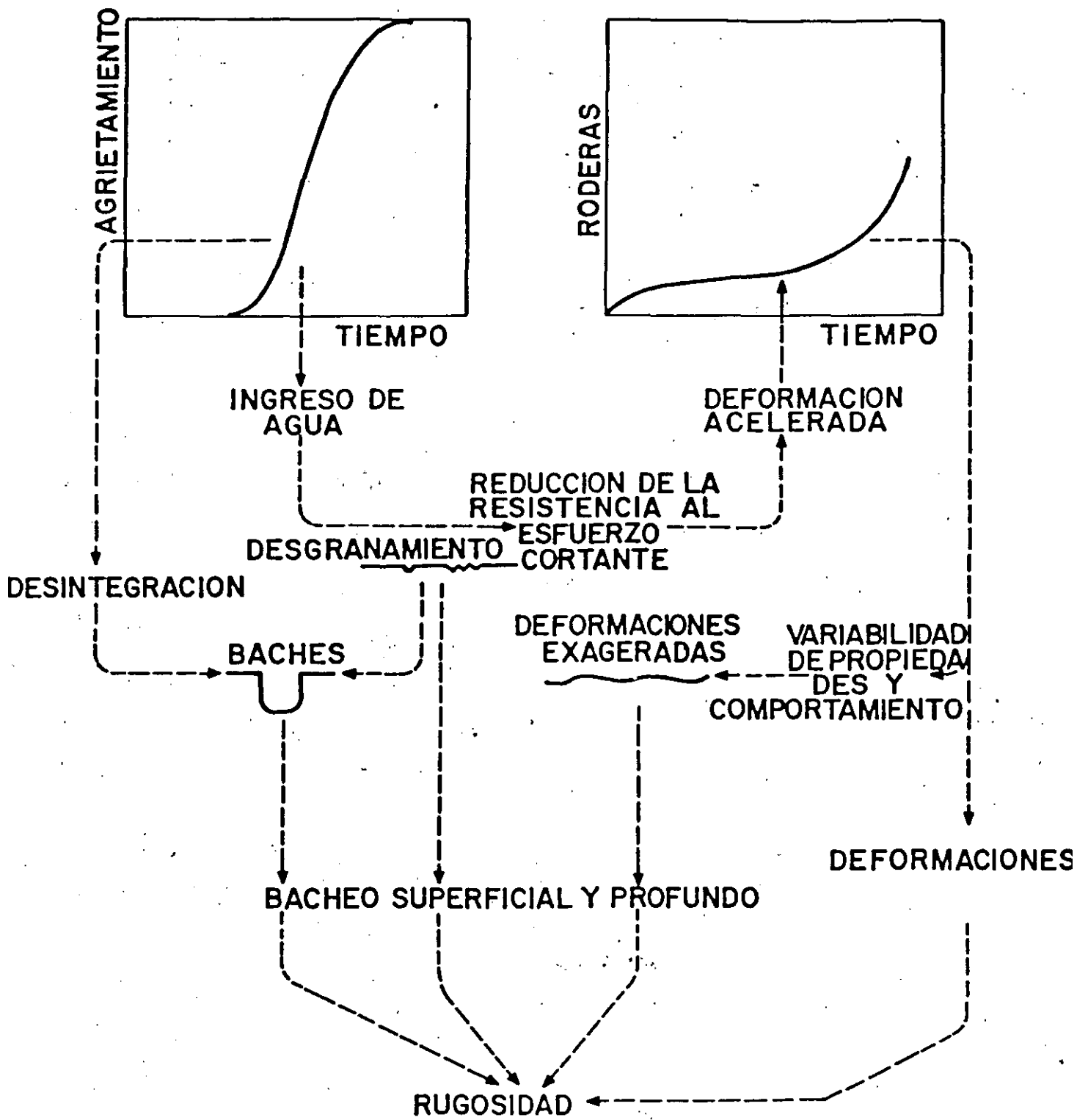
57

CARACTERISTICAS DE EQUIPO DE EVALUACION

- COSTO
- OPERACION
- CONSERVACION
- VALOR DE RESCATE
- PRECISION
- RAPIDEZ DE OPERACION
- ESTANDARIZACION Y CALIBRACION
- TIPO DE REGISTRO DE DATOS

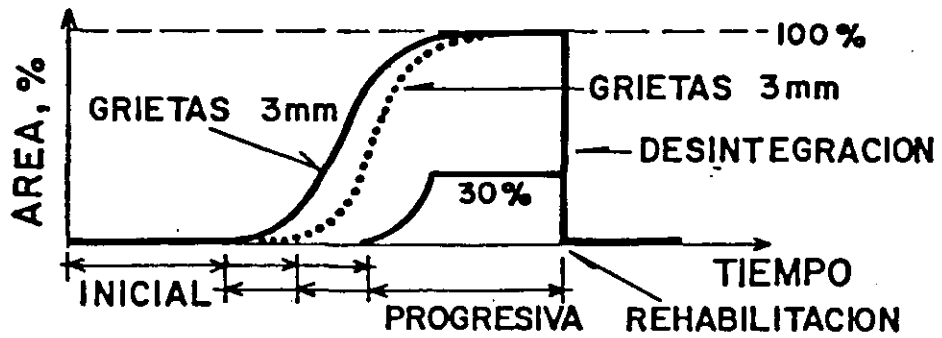
CONSIDERACIONES BASICAS PARA SELEC
CIONAR EL METODO DE EVALUACION.

- 1.- IMPORTANCIA DEL COSTO INICIAL RESPECTO A LOS COSTOS DIFERIDOS
- 2.- COMPRESION DEL METODO Y SU MEJOR ADAPTACION A LAS NECESIDADES DEL ORGANISMO
- 3.- INCLUSION DE ANALISIS DE BENEFICIOS

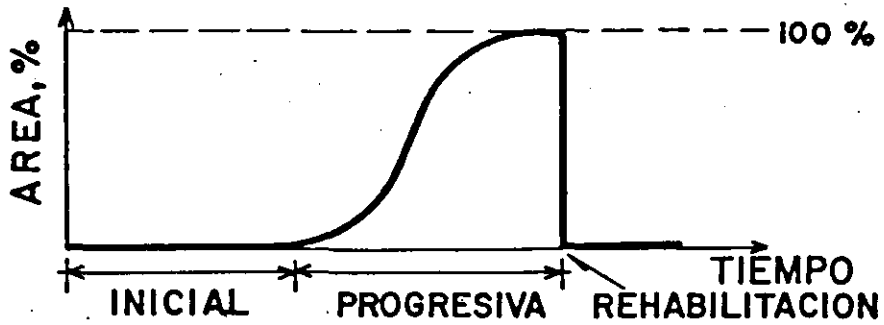


MECANISMOS E INTERACCIONES DE LOS DETERIOROS

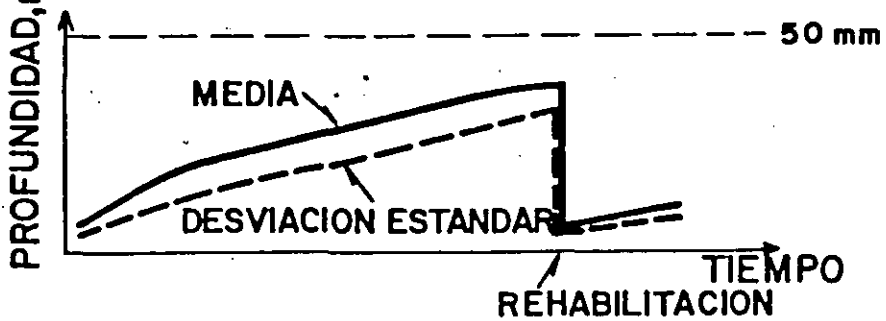
AGRIETAMIENTO Y DESINTEGRACION



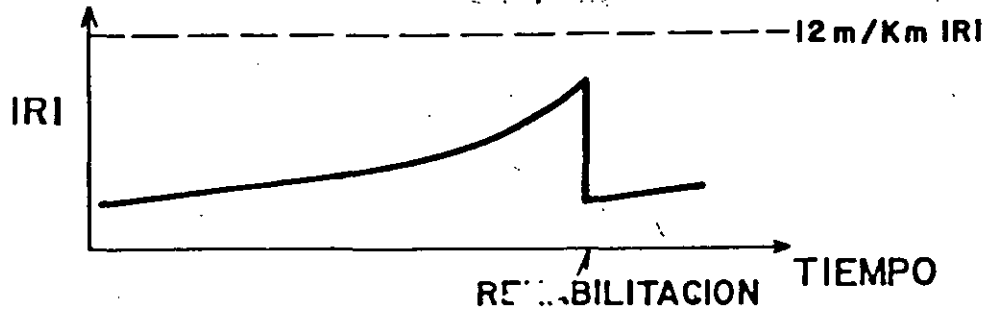
DESPRENDIMIENTO



RODERAS



RUGOSIDAD



METODOS PARA MEDIR LA RUGOSIDAD

- 1.- PERFILOMETRO CHLOE (SLOPE INDICATOR)
- 2.- RUGOMETRO TIPO BUREAU OF PUBLIC ROADS (BPR)
- 3.- PERFILOMETROS TIPO ROAD RESEARCH LABORATORY (RRL) O HVEEN
- 4.- MEDIDORES DE CARRETERAS TIPO (CAR ROAD METER), PCA Y MAYS

EVALUACION DEL PAVIMENTO EN CUANTO A SEGURIDAD

COMPONENTES:

- 1 - RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO (SKID RESISTANCE)
- 2 - FORMACION DE SURCOS, EN RELACION A LA ACUMULACION DE AGUA O NIEVE (PELIGRO DE ACUAPLANEO)
- 3 - REFLECTIBILIDAD DE LA LUZ
- 4 - LINEAS DE DEMARCACION
- 5 - PARTICULAS SUELTAS U OBJETOS EXTRAÑOS

EVALUACION DE DETERIOROS: CONDICIONES SUPERFICIALES

NO CONSTITUYEN EN SI UNA RESPUESTA DEL USUARIO, SE UTILIZA MAS BIEN POR ESTIMAR LAS MEDIDAS DE MANTENIMIENTO PARA PREVENIR EFECTOS ACELERADOS DE DETERIORO O PARA PLANEAR LA REHABILITACION QUE DEBE MEJORAR AL PAVIMENTO.

AUNQUE ES DIFERENTE DE LO QUE ES LA VALUACION DEL COMPORTAMIENTO, AMBOS TIPOS DE EVALUACION SON COMPLEMENTARIOS Y NECESARIOS PARA CONOCER O EVALUAR LOS REQUERIMIENTOS DEL PAVIMENTO.

(VER MODELOS DE REGISTROS)

CLASIFICACION DE DETERIOROS DE LOS PAVIMENTOS

FORMA	TIPO	DESCRIPCION
AGRIETAMIENTO	COCODRILO	POLIGONOS MENORES DE 30 CM
	LONGITUDINAL	GRIETAS LINEALES A LO LARGO DEL PAVIMENTO
	TRANSVERSALES	GRIETAS LINEALES TRANSVERSALES AL PAVIMENTO
	IRREGULARES	GRIETAS NO CONECTADAS CON PATRON INDEFINIDO
	MAPA	POLIGONOS MAYORES DE 30 CM
	BLOQUE	GRIETAS INTERCONECTADAS CON PATRON RECTANGULAR, CON ESPACIAMIENTOS MAYORES DE UN METRO
DESINTEGRACION	DESGRANAMIENTO	PERDIDA DE PARTICULAS
	BACHES	CAVIDADES (MAYORES DE 15 CM DE DIAMETRO Y MAS DE 5 CM DE PROFUDIDAD)
	FRACTURAS EN LAS ORILLAS	PERDIDA DE FRAGMENTOS EN LA ORILLA DEL PAVIMENTO
DEFORMACION	RODERAS	DEPRESION LONGITUDINAL EN LAS RODADAS
	DEPRESION	DEFORMACION EN FORMA DE CUENCA
	PROTUBERANCIA	ELEVACION LOCALIZADA EN LA SUPERFICIE
	BORDO	ELEVACION LONGITUDINAL DE LA SUPERFICIE
	CORRUGACION	DEPRESIONES TRANSVERSALES POCO ESPACIADAS
	ONDULACION	DEPRESIONES TRANSVERSALES CON ESPACIAMIENTO MAYOR DE 5 M
	RUGOSIDAD	IRREGULARIDAD DE LA SUPERFICIE EN LAS RODADAS
BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO.	SUPERFICIE LISA	PULIMENTO DE AGREGADOS, EXPULSION DE ASFALTO, PRESENCIA DE HULE, - ARCILLA, ETC.

DETERIOROS TIPICOS DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

1.- AGRIETAMIENTOS

- 1.1.- PIEL DE COCODRILO
- 1.2.- GRIETAS EN ORILLA
- 1.3.- JUNTAS ENTRE PAVIMENTOS Y ACOTAMIENTOS
- 1.4.- JUNTAS DE CONSTRUCCION LONGITUDINALES
- 1.5.- GRIETAS DE REFLEXION
- 1.6.- GRIETAS DE CONTRACCION
- 1.7.- GRIETAS DE DESLIZAMIENTO DE CARPETA
- 1.8.- JUNTAS DE AMPLIACIONES DE PAVIMENTO

2.- DEFORMACIONES Y DISTORSIONES

- 2.1.- CANALIZACIONES O RODERAS
- 2.2.- CORRUGACIONES Y PROTUBERANCIAS
- 2.3.- DEPRESIONES
- 2.4.- EXPANSIONES
- 2.5.- DEPRESIONES O ASENTAMIENTOS EN RELLENOS

3.- DESINTEGRACION

- 3.1.- BACHES
- 3.2.- DISGREGACION

4.- BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

- 4.1.- SANGRADO O EXPULSION DE ASFALTO
- 4.2.- PULIMENTO DE AGREGADOS

5.- PROBLEMAS DERIVADOS DE LA APLICACION INCORRECTA DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

- 5.1.- DESPRENDIMIENTO DE AGREGADOS
- 5.2.- RAYADO LONGITUDINAL
- 5.3.- RAYADO TRANSVERSAL

CLASIFICACION DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE FALLAS QUE SE PRESENTAN EN LOS PAVIMENTOS

TIPOS DE FALLAS	FORMAS COMO SE MANIFIESTAN EN PAVIMENTOS FLEXIBLES
<p>I.- DISTORSIONES</p>	<p>Baches Asentamientos Ondulaciones Corrugaciones de la carpeta Desplazamientos o corrimientos de la carpeta. Levantamientos del pavimento o bufamientos. Rodadas marcadas en la carpeta Surcos Depresiones en zanjas no bien rellenas.</p>
<p>II.- AGRIETAMIENTOS</p>	<p>Grietas longitudinales en las orillas o en el centro. Grietas transversales por reflexión o por contracción. Grietas en forma de mapa o de piel de cocodrilo, limitando piezas pequeñas de carpeta (10 a 40 cm de lado) o piezas grandes (más de 40 cm) Grietas por corrimientos de la carpeta. Grietas parabólicas en la carpeta (zonas de desaceleración).</p>
<p>III.- DESINTEGRACIONES</p>	<p>Desprendimientos del material pétreo de la carpeta o del riego de sello. Desprendimiento de la película de <u>asfalto</u> del material pétreo. Desprendimientos de la carpeta, como capa. Rompimientos de las partículas del material pétreo, que propicien su <u>desprendimiento</u>.</p>
<p>IV.- DEFECTOS VARIOS</p>	<p>Superficies lisas o derrapantes (afloramientos de asfalto o materiales que se pulen fácilmente). Zonas con asfalto descubierto en carpetas de riegos o en riegos de sello - (desprendimientos del material pétreo o ausencia original de éste). Superficies "rayadas" en carpetas de riegos o en riegos de sello (falta de uniones correctas entre las fajas de riego o deficiencias en la aplicación del asfalto).</p>

CAUSAS QUE ORIGINAN FALLAS EN LOS PAVIMENTOS Y QUE NO
PROVIENEN DIRECTAMENTE DE ESTOS.

PARTE FUNDAMENTAL DE LA OBRA
EN QUE SE ORIGINAN LAS FALLAS

C A U S A S

I.- TERRENO DE CIMENTACION

Mala calidad del material (suelos orgánicos, suelos expansivos, suelos resistentes, etc.), asociada a variaciones en el contenido de agua, que producen cambios volumétricos perjudiciales.

Baja capacidad de carga o falta de compactación del suelo.

II.- TERRACERIAS CORTES

Inestabilidad de los materiales de los taludes, que producen deslizamientos o derrumbes sobre el pavimento (por mala calidad del material, cambios volumétricos perjudiciales con las variaciones de humedad, materiales erosionables, presencia de estratos de suelos o mantos de roca con inclinación desfavorable, taludes no bien afinados o con poca inclinación para las condiciones del material, etc.)

Espesor insuficiente de la capa subrasante, mala calidad del material de ésta y/o baja compactación.

TERRAPLENES

Mala calidad de los materiales del cuerpo del terraplén y/o de la capa subrasante.

Acomodo inadecuado de los materiales o falta de compactación.

Materiales erosionables en los taludes, sin la adecuada protección.

Exceso en el contenido de agua de los materiales y/o cambios volumétricos -- perjudiciales con las variaciones de humedad.

Falta de escalones de liga cuando éstos son necesarios.

III.- OBRAS DE DRENAJE

Insuficiencia de alcantarillas y/o de puentes en cuanto a su capacidad o número. Ubicación incorrecta o inadecuada de las obras.

Uso de materiales de mala calidad o inadecuados en la construcción de estas obras.

Defectos de construcción de estas obras.

Falta de protección (recubrimiento) de cunetas y/o contracunetas o falta de estas obras.

Falta de conservación y limpieza de las obras para remover azolves u otras obstrucciones, rehacer canalizaciones, etc.

Falta de drenes donde se requieren o mal funcionamiento de existen-

CAUSAS QUE ORIGINAN FALLAS U OTROS DEFECTOS EN LOS PAVIMENTOS Y QUE
PROVIENEN DIRECTAMENTE DE ESTOS.

CAPA O INTERFASE EN
QUE SE ORIGINAN --
LAS FALLAS.

C A U S A S

SUB-BASE

Mala calidad del material utilizado
Baja compactación
Falta de espesor
Contaminación con el material de las terracerías
Defectos de construcción y/o de acabados.

BASE

Mala calidad del material utilizado
Baja compactación
Falta de espesor
Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto de impregnación.
Falta de limpieza y/o barrido de la superficie de la base al momento de
impregnar.
Defectos de construcción y/o de acabados.
Defectos de la base impregnada por exposición excesiva al tránsito y a los
efectos del clima, antes de protegerla con la carpeta.

RIEGO DE IMPREGNA-
CION.

Tipo inadecuado de asfalto o mala calidad del producto.
Cantidad excesiva de asfalto.
Cantidad escasa de asfalto.
Tránsito demasiado pronto sobre el riego de asfalto.
Asfalto frío (viscosidad alta) que impide su penetración en la base.
Defectos en la aplicación del asfalto (atribuibles a la petrolizadora o al
operador).
Exceso de arena de "poreo", cuando éste se usa.

CUADRO 3

CAPA O INTERFASE EN QUE SE ORIGINAN LAS FALLAS.	CAUSAS
<p>RIEGO DE LIGA EN -- CARPETAS DE MEZCLAS ASFALTICAS O DE RIE- GOS.</p>	<p>Tipo inadecuado de asfalto o mala calidad del producto. Cantidad excesiva de asfalto Cantidad escasa de asfalto. Asfalto muy frío o que ha perdido su poder de aglutinación, al momento de tender la carpeta (de mezcla en el lugar) o de cubrirse con los materiales pétreos (carpetas de riegos). Defectos en la aplicación del asfalto (atribuibles a la petrolizada<u>o</u> ra o al operador).</p>
<p>CARPETA DE RIEGOS.</p>	<p>Mala calidad de los materiales pétreos empleados o granulometrías defectuosas de éstos. Falta de afinidad de los materiales pétreos con el asfalto. Cantidades escasas de los materiales pétreos. Materiales pétreos demasiado húmedos al momento de su aplicación Tránsito sobre el riego de asfalto antes de cubrir con el pétreo. Tránsito demasiado pronto sobre el material pétreo aplicado, principalmente cuando los vehículos no circulan a velocidades bajas. Defectos de construcción de la carpeta (falta de rastreos, plancha<u>d</u>o o barrido de los materiales pétreos, traslapes incorrectos de -- los riegos, distribución no uniforme de los materiales, etc.)</p>
<p>CARPETA DE MEZCLA ASFALTICA EN EL LU GAR.</p>	<p>Mala calidad de los materiales pétreos utilizados o defectos en su granulometría. Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto. Exceso de asfalto en la mezcla. Cantidad escasa de asfalto en la mezcla. Materiales pétreos demasiado húmedos al momento de agregar el asfalto. Tipo de asfalto inadecuado en la mezcla o mala calidad del produc<u>t</u>o utilizado.</p>

70

CAPA O INTERFASE EN QUE SE ORIGINAN LAS FALLAS	CAUSAS
CARPETA DE MEZCLA - ASFALTICA EN EL LUGAR (Continuación)	<p>Contenido elevado de agua y/o de solventes en la mezcla, al momento de tender.</p> <p>Falta de uniformidad en la incorporación del asfalto en la mezcla.</p> <p>Baja temperatura del asfalto al aplicarlo al pétreo.</p> <p>Escaso espesor de la tapa.</p> <p>Baja compactación de la mezcla.</p> <p>Defectos de construcción en el tendido y/o de acabados.</p> <p>Baja resistencia de la mezcla.</p> <p>Mezcla asfáltica muy permeable, sin proteger con algún tratamiento de sellado.</p> <p>Rigidez relativamente alta de la carpeta.</p>
CARPETA DE MEZCLA EN CALIENTE (CONCRETO ASFALTICO)	<p>Mala calidad de los materiales pétreos utilizados o defectos en su granulometría.</p> <p>Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto.</p> <p>Exceso de asfalto en la mezcla.</p> <p>Cantidad escasa de asfalto en la mezcla.</p> <p>Tipo de asfalto inadecuado en la mezcla o mala calidad del producto utilizado.</p> <p>Temperatura baja del asfalto y/o del material pétreo al elaborar la mezcla.</p> <p>Temperatura excesiva de calentamiento del cemento asfáltico y/o del material pétreo al elaborar la mezcla.</p> <p>Defectos de tendido y/o de acabado de la mezcla.</p> <p>Mezcla relativamente fría al tender y/o al compactar.</p> <p>Baja compactación de la mezcla.</p> <p>Espesor escaso de la capa.</p> <p>Baja estabilidad de la mezcla.</p> <p>Mezcla muy permeable (vacíos elevados), sin proteger con un tratamiento de sellado.</p> <p>Rigidez relativamente alta de la carpeta.</p>
RIEGO DE SELLO.	<p>Mala calidad de los materiales pétreos utilizados o defectos en su granulometría.</p> <p>Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto.</p> <p>Exceso o escasez de material pétreo y/o de asfalto.</p> <p>Asfalto inadecuado o mala calidad del producto.</p> <p>Materiales pétreos demasiado húmedos al momento de su aplicación</p> <p>Tránsito sobre el riego de asfalto, antes de cubrir con el pétreo.</p> <p>Asfalto muy frío o que ha perdido su poder de aglutinación, al momento de cubrirlo con el material pétreo.</p> <p>Defectos en la aplicación del asfalto (atribuibles a la petrolizadora y/o al operador).</p> <p>Tránsito demasiado pronto sobre el material pétreo aplicado, principalmente cuando los vehículos no circulan a bajas velocidades.</p> <p>Defectos de construcción (distribución no uniforme del material pétreo, falta de rastreos, planchado o barrido del material, traslapes incorrectos de los riegos, etc.).</p>

TABLA I-1

CONDICIONES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO RIGIDO

Aeropuerto: _____

Elemento: _____

Observador: _____

Fecha: _____

- 0: Ninguna
- 1: Menor
- 2: Moderada
- 3: Mayor
- 4: Severa

TIPO GRIETA

- Longitudinal.
- Transversal.
- Escamosa o Costrosa.
- En Esquina.
- En Orilla
- Astillamiento o Desconchamiento.
- Desintegración del Concreto.
- Hundimientos Diferenciales

Bombeo

- 10 } Muy Bien
- 9 } A
- 8 } Bien
- 7 } B
- 6 } Regular
- 5 } C
- 4 } Pobre
- 3 } D
- 2 } Muy Pobre
- 1 } E
- 0 }

- Losos que se botan
- Pérdida del sello de la junta.
- Grietas sin Sellar.
- Cortes en el Pavimento
- Parches
- Reconstrucción Localizada.
- Rugosidad Superficial
- Drenaje Superficial.
- Sub drenaje.
- Condiciones Generales
- Efectos de los turbinas en el Sello de las Juntas.
- Defectos en la Superficie
- Acumulación de Caucho.
- Trabajos Requeridos

Observaciones Drenaje: _____

Observaciones: _____

FIG 3.-CONDICION DEL ESTADO SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO

DETERIORO	TIPO	SIMBOLO	EXTENSION	OBSERVACIONES
AGRIETAMIENTOS	LONGITUDINALES EN LAS RODADAS	A	%	ABERTURA
	FORMA DE MAPA <u>EN EL ANCHO DEL CARRIL</u>	B	%	< 3 mm —
	PIEL DE COCODRILO EN RODADAS	C	%	3-5 mm X
	PIEL DE COCODRILO EN EL <u>ANCHO DEL CARRIL</u>	D	%	> 5 mm XX
ROD E R A S	PROFUNDIDAD DE LA RODERA	E	mm	
B A C H E S	ESPORADICOS	F	✓	MALAS CONDICIONES X
	FRECUENTES	G	✓	
	MUY FRECUENTES	H	✓	
GRIETAS LONGITUDINALES FUERA DE LA RODADA	< 3 mm	J	%	
	3-5 mm	K	%	
	> 5 mm	L	%	
GRIETAS TRANSVERSALES	< 3 mm	M	NUM	
	3-5 mm	N	NUM	
	> 5 mm	P	NUM	
DESPRENDIMIENTOS EN CARPETA	LEVES	R	✓	
	MODERADOS	S	✓	
	INTENSOS	T	✓	
	CALAVERAS	U	✓	
ESTADO DEL RIEGO DE SELLO	BIEN	V	✓	
	REGULAR	W	✓	
	MAL	Y	✓	

1/2

CARRETERA _____ TRAMO _____

SUBTRAMO _____ ANCHO CORONA _____ ANCHO CARPETA _____

PO DE PAVIMENTO _____ FECHA _____

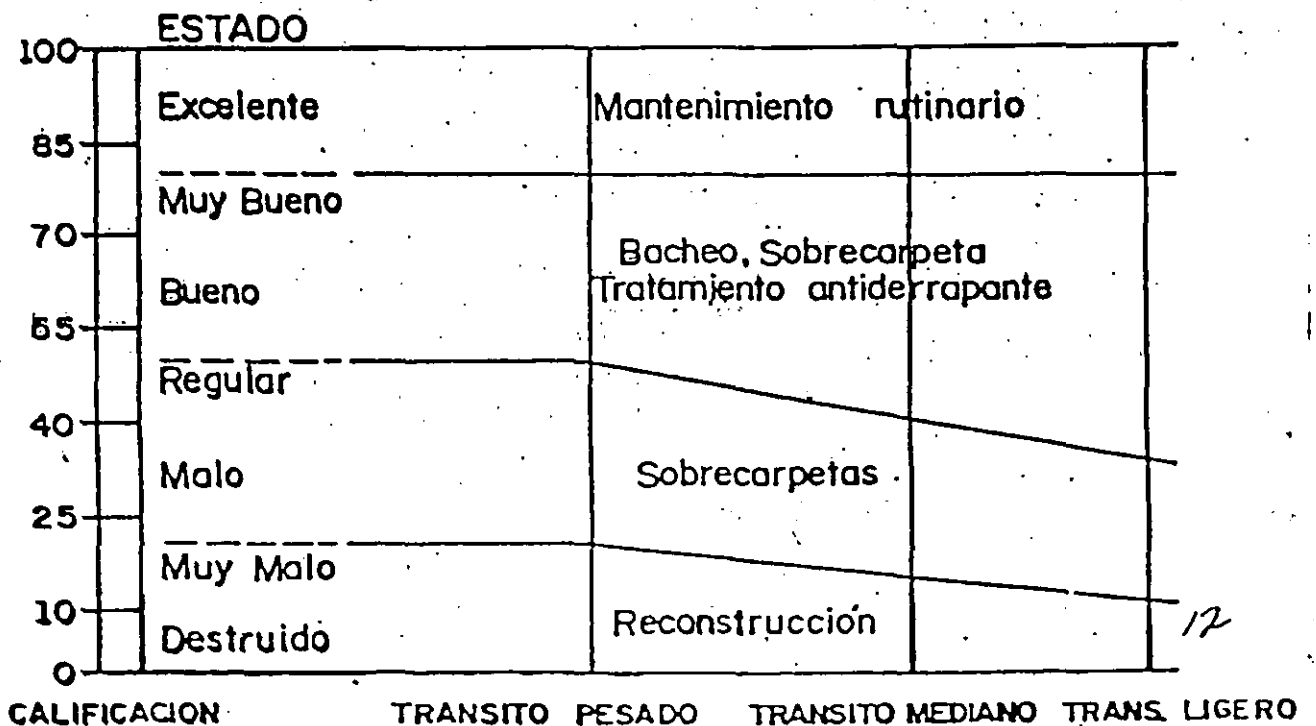
DEFECTOS:

CALIFICACION

Grietas Transversales _____	0-5	_____
Grietas Longitudinales _____	0-5	_____
Piel de cocodrilo _____	0-10	_____
Grietas de contracción _____	0-5	_____
Roderas _____	0-10	_____
Corrugaciones _____	0-5	_____
Desgranamiento _____	0-5	_____
Deformaciones plásticas _____	0-10	_____
Baches _____	0-10	_____
Exceso de asfalto _____	0-10	_____
Agregados pulidos _____	0-5	_____
Deficiencias de drenaje _____	0-10	_____
Calidad de Rodamiento (0 es excelente y 10 es muy malo) _____	0-10	_____
Suma de Defectos		_____

Calificación de Condición = $100 - \frac{\text{Suma de Defectos}}{100} \times 100$

Calificación de Condición del Pavimento =



ESTADO : CAMPECHE

RUTA : 5 MEXICO - PTO. JUAREZ

CARRETERA : 186-261

TRAMO : LIM. TAB/CAMP - CHAMPOTON

KM. _____ ORIGEN : _____

CONCEPTO	KILOMETRAJE											
	150+000	154+550	LIM. TAB/CAMP.				298+000	0+000	ESCARCEGA		000+000	85+000
ANTIGUEDAD	MENOS DE 10 AÑOS											
T D P A VOLUMEN DE TRANSITO PESADO	1500 - 5000											
	500 - 1500											
CALIFICACION	2.5-3.5		3.5-5.0		2.5 3.5		3.5 5.0		2.5 3.5		0-2.5	
NIVEL SERVICIO												
1983 SELLO CARPETA	[Bar chart showing pavement status for 1983]											
1984 SELLO CARPETA	[Bar chart showing pavement status for 1984]											
1985 SELLO CARPETA	[Bar chart showing pavement status for 1985]											
1986 SELLO CARPETA	[Bar chart showing pavement status for 1986]											
1987 SELLO CARPETA	[Bar chart showing pavement status for 1987]											

97

CARRETERA N° _____ NOMBRE _____ OBSERVADOR _____
 ORIGEN _____ FECHA _____

ANTECEDENTES	CALIFICACION INICIAL												
	SUPERFICIE DE RODAMIENTO	SELLO											
		CARPETA											
	BASE N.												
AÑOS DE SERVICIO													

K I L O M E T R A J E

SECCION N°

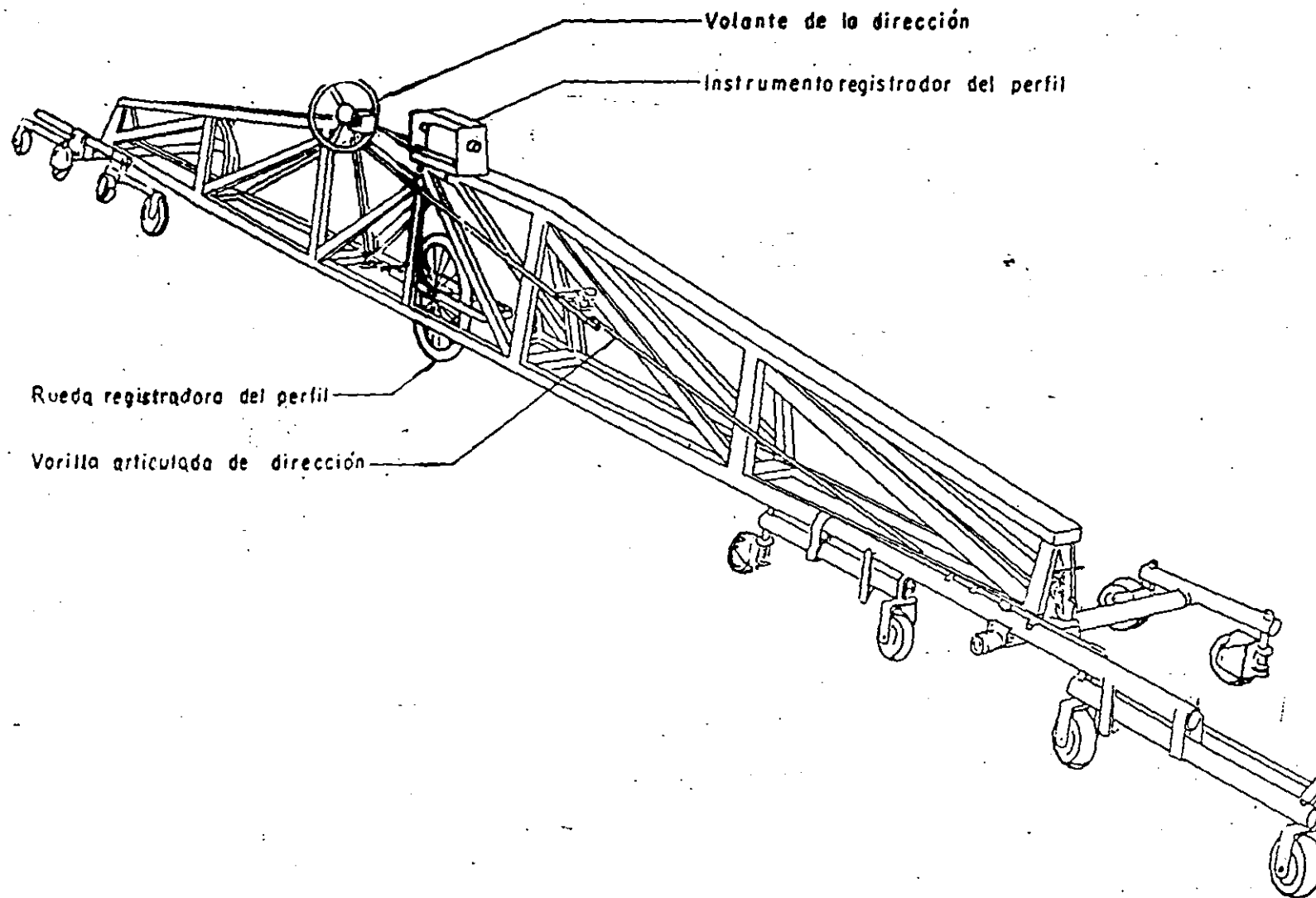
CALIFICACION ACTUAL DEL PAVIMENTO	EXCELENTE	5											
	MUY BUENO	4											
	BUENO	3											
	REGULAR	2											
	MALO	1											
	MUY MALO	0											
	INTRANSITABLE	0											
	CALIFICACION ACTUAL												

PAVIMENTO ACEPTABLE	SI												
	NO												
	DUDOSO												

DESCRIPCION DAÑOS	N=Ninguno, L=Ligero, F=Fuerte			N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	
	DEFORMACION	Longitudinal																							
		Transversal																							
	GRIETAS																								
	BACHES	Abiertos																							
		Tapados																							
	ZONAS LLORADAS																								
DESPRENDIMIENTO SELLO																									

NOTA N°

27

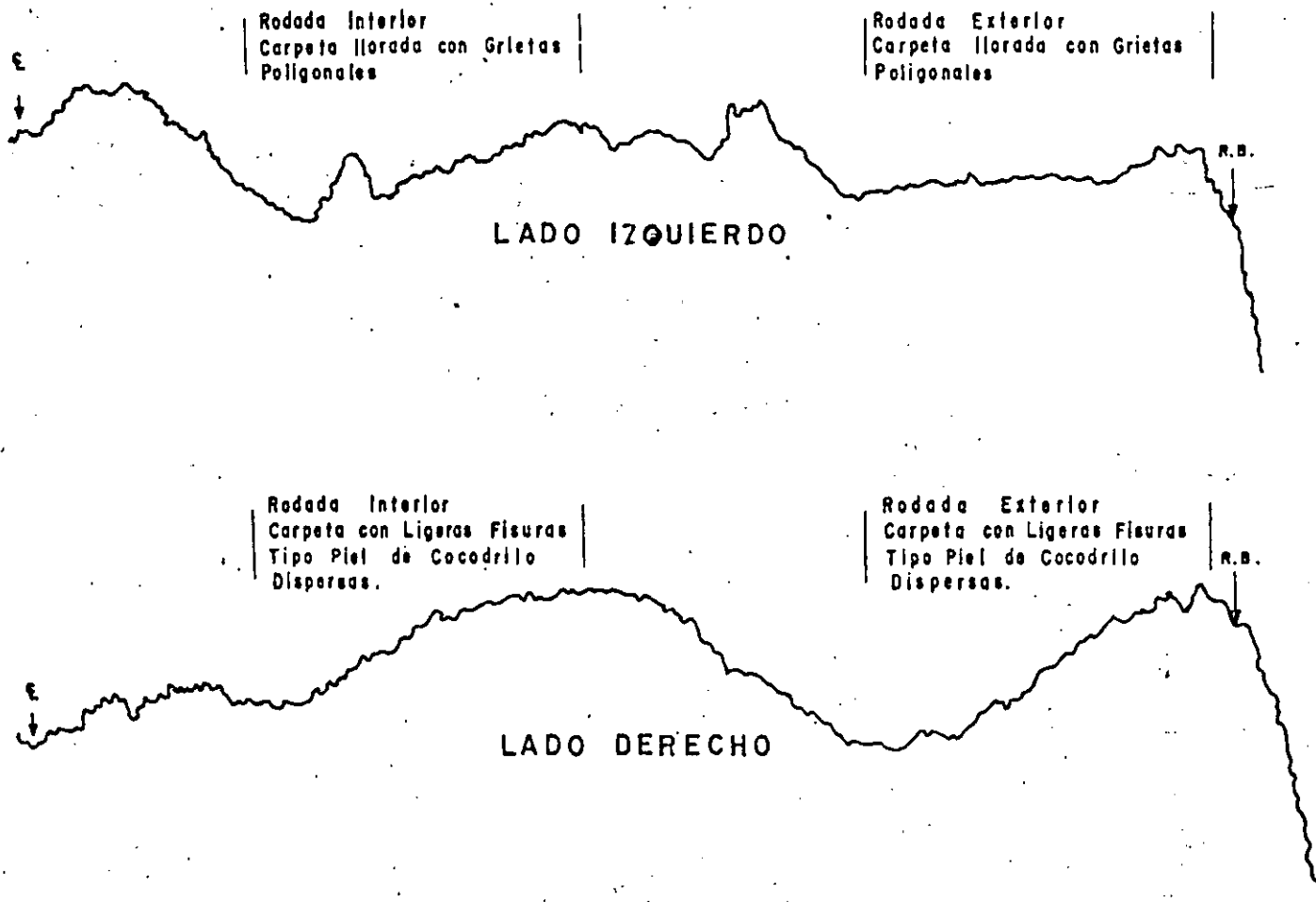


PERFILOGRAFO LONGITUDINAL TIPO HVEEM (400)

FIGURA N° 19

28

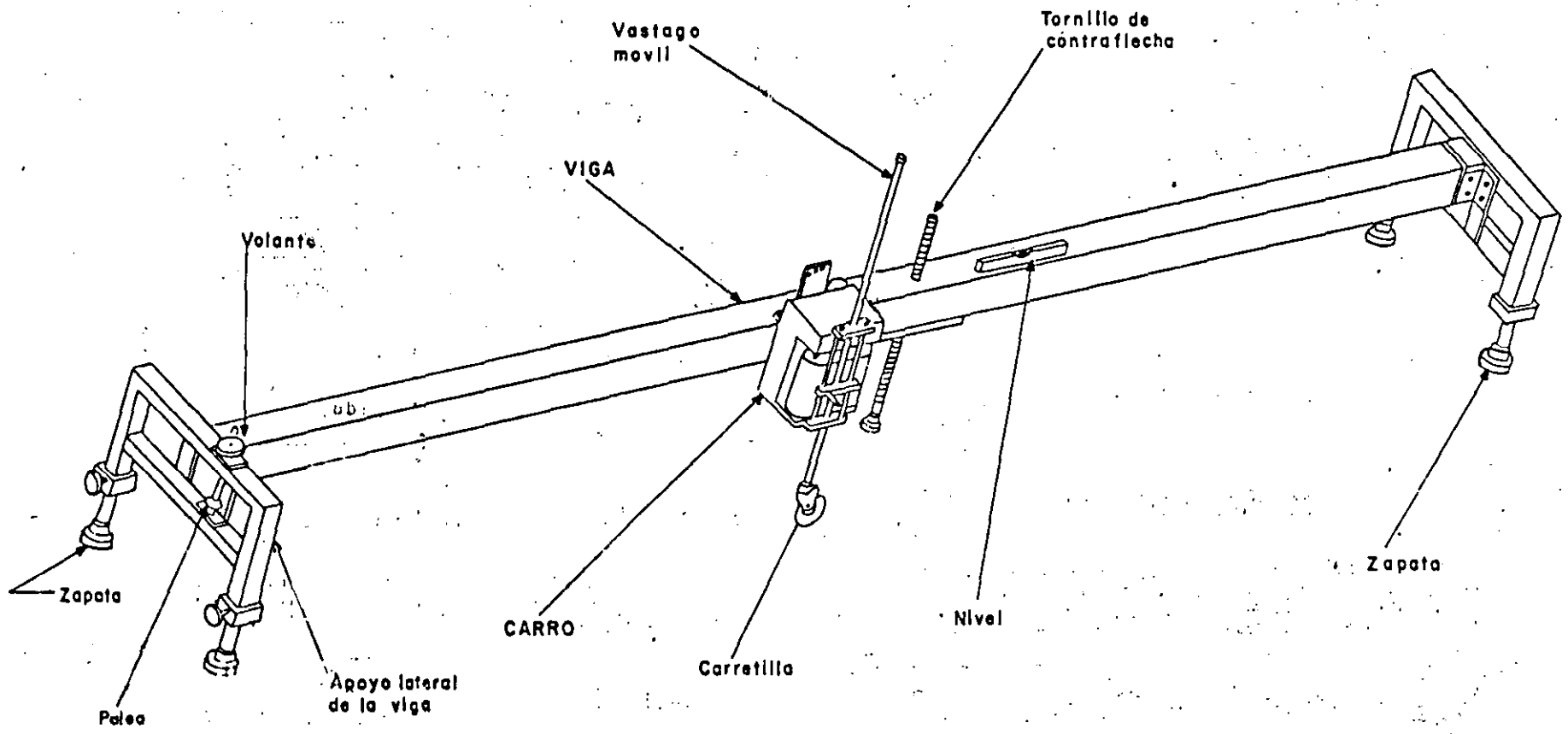
PERFILES TRANSVERSALES



ESCALA HORIZONTAL 1:20
VERTICAL : NATURAL

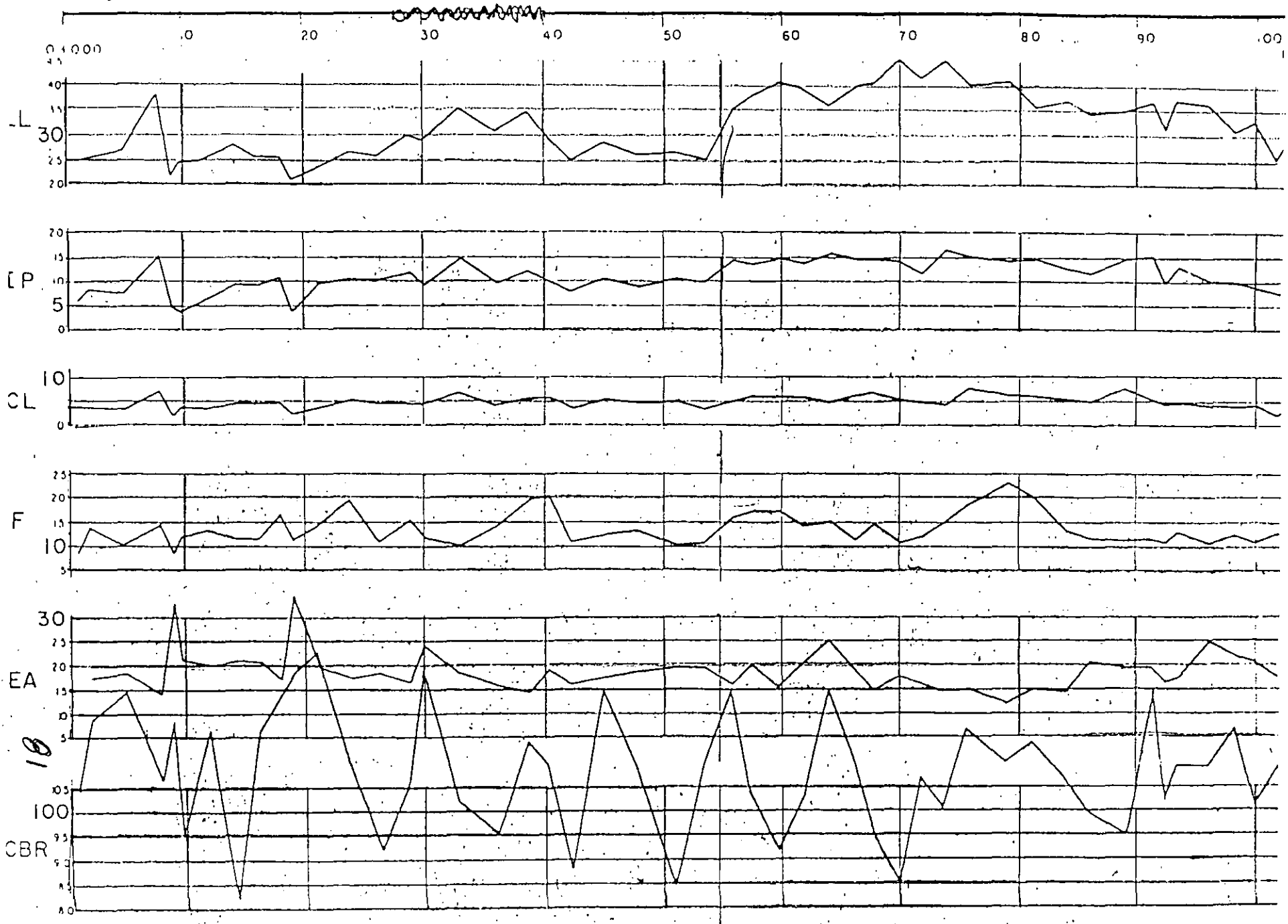
67

PERFILOGRAFO TRANSVERSAL DE LABORATORIO CENTRAL DE PARIS (212)



28

FIGURA Nº 2



CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FA- LLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
DEFECTOS VARIOS.	ZONAS CON ASFAL- TO DESCUBIERTO EN CARPETAS DE - RIEGOS DE SELLO.	Desprendimientos del material pétreo. Defectos de construcción (can- tidad insuficiente de asfalto - regado, aplicación incorrecta o extemporánea de los pé- treos, fallas de la petrolizado- ra, etc.)	Dar nuevo tratamiento, que puede ser manual si el área es pequeña o difícil de corregir con má- quina, consistente en nueva aplicación de asfal- to y pétreos, a efecto de restaurar las condicio- nes originales o propuestas.

82

C U A D R O 4

EJEMPLOS SOBRE TIPOS DE FALLAS COMUNES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES, SUS POSIBLES CAUSAS Y CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION.

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO:	IDENTIFICACION DE LA FALLA DESCRIPCION	DE LA FALLA SUS POSIBLES CAUSAS	CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
DISTORSIONES	BACHES (Deformaciones locales en que se ha destruido - parcial o totalmente el pavimento. Se asocian con agrietamientos y con altos contenidos de agua en los materiales)	<p>Baja compactación de las capas inferiores del pavimento.</p> <p>Penetración del agua a la parte inferior del pavimento por acumulaciones de la misma en zonas con defecto de acabado, o deformadas.</p> <p>Contaminaciones de la sub-base y/o base con el material de las terracerías.</p> <p>Pavimento sub-diseñado para las cargas que por el tránsito.</p>	<p>Cajear rectangularmente el área fallada, eliminando los materiales de mala calidad o que presenten humedad excesiva. Rellenar con materiales de características adecuadas, reponiendo la estructura del pavimento mediante capas debidamente compactadas. Las paredes de la caja deben hacerse verticales y 2 de sus lados serán normales a la dirección del tránsito. La caja debe abarcar cuando menos 30 cm dentro de la zona aparentemente sana, adyacente al área fallada. Se procurará, mediante una regla, que el nivel superior del relleno quede bien perfilado respecto al resto de la sección transversal.</p> <p>Si los baches se manifiestan en zonas de cortes, es conveniente revisar y corregir previamente las deficiencias de drenaje.</p>
	ASENTAMIENTOS (Descensos en el nivel original de la superficie)	<p>Compactación o reacomodo local de una o varias capas del pavimento, o de las terracerías, que produce un descenso pequeño y más o menos uniforme de la superficie.</p>	<p>Renivelar con mezcla asfáltica, limpiando previamente la superficie y dando un riego de liga.</p>

00
23

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA DESCRIPCION SUS POSIBLES CAUSAS		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
DISTORSIONES	ASENTAMIENTOS (Continuación)	Movimientos o deslizamientos locales de los terraplenes, -- que dan lugar a desniveles relativamente fuertes de la superficie del pavimento.	Reparar debidamente la zona de asentamiento, re-construyendo por capas la sección original. Es necesario revisar y corregir deficiencias en el anclaje de los terraplenes (falta de escalones de li-ga) y/o en el drenaje del área afectada.
	ONDULACIONES (Levantamientos de la superficie en forma de ondas más o menos pronunciadas, transversalmente al sentido de la circulación)	Movimientos plásticos de la carpeta en lugares donde se presentan fuertes esfuerzos de arranque y frenaje, como es el caso de zonas cercanas al cruce de carreteras con vías de ferrocarril.	Escarificar y eliminar la carpeta. Recomprimir la base. Construir una nueva carpeta de espesor y resistencia adecuados.
		Carpeta con baja estabilidad, -- por exceso de asfalto o de solventes en la mezcla, exceso de finos en el material pétreo, o -- por ser éste de naturaleza redondeada; también puede deberse a la baja estabilidad de la mezcla al empleo de un asfalto demasiado blando.	Levantar la carpeta y corregir la mezcla, si esto es posible, para aprovecharla nuevamente. La corrección puede consistir en orearla para hacer que pierda solventes, para agregarle material pétreo adicional de mejores características, etc. Si no es posible aprovechar la carpeta, será necesario eliminarla y construir una nueva de la calidad y espesor adecuados.

84

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO.	DESCRIPCION	IDENTIFICACION DE LA FALLA SUS POSIBLES CAUSAS	CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
DISTORSIONES	DESPLAZAMIENTOS O CORRIENTES DE LA CARPETA. (principalmente en las orillas).	Baja estabilidad de la mezcla. Tránsito pesado antes de compactar debidamente la mezcla. Exceso en el asfalto del riego de liga.	Eliminar la carpeta desplazada, cajeando rectangularmente la zona afectada. Reponer la carpeta en forma adecuada y sellar la nueva capa.
	SURCOS O RODADAS MARCADAS.	Efecto de tránsito pesado en zonas subdiseñadas o deficientemente construidas del pavimento. Paso del tránsito de vehículos o del equipo de construcción sobre la carpeta recién tendida o sin la debida compactación.	Renivelar con mezcla asfáltica de características adecuadas; previamente, delimitar el área, limpiarla de materias extrañas y dar un riego de liga.
	DEPRESIONES EN ZANJAS NO BIEN RELLENADAS.	Falta de acomodo adecuado o de compactación en los materiales del relleno o insuficiencia en el volumen de material.	Renivelar adecuadamente con mezcla asfáltica, previa limpieza de la superficie y aplicación de asfalto de liga.
AGRIETAMIENTOS.	GRIETAS LONGITUDINALES EN LAS ORILLAS.	Cambios volumétricos de los materiales de terracerías con altos contenidos de arcilla, por efectos de humedecimiento y secado. Ampliación del camino o de la pista, no bien ligadas a la sección antigua. Ligeros movimientos o asentamientos de los terraplenes por su propio peso o de temblores.	Si las grietas son muy finas (de aberturas muy pequeñas), es bastante difícil rellenarlas y a veces sólo hay que limitarse a tenerlas en observación para ver la forma como progresan. Cuando es factible, se sellan con emulsión asfáltica o con asfaltos rebajados. Si las grietas tienen una abertura del orden de 30 mm o más, se pueden calafatear con un mortero asfáltico o con una mezcla asfáltica con rebajado y arena o bien con un cemento asfáltico. Existen también en

85

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FA- LLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
AGRIETAMIENTOS	GRIETAS LONGITUDI- NALES EN LAS ORI--- LLAS. (Continuación)		<p>el mercado productos especiales a base de as- falto, para el relleno de grietas. La zona de las grietas por sellar debe barrerse con una escoba manual y de ser posible, con- viene utilizar aire comprimido para limpiar me- jor las aberturas por donde entrará el material sellante. El mortero asfáltico o la mezcla de asfalto re- bajado y arena, se aplicarán manualmente y - deben tener la fluidez adecuada para penetrar en las grietas. Puede ser necesario que sobre la superficie del sellante recién aplicado se - riegue arena seca, para que el tránsito no lo levante.</p>
	GRIETAS LONGITUDI- NALES EN EL CENTRO.	<p>Defectos de tendido de la - mezcla asfáltica, principal- mente. Por reflexión de grietas en- la capa subyacente, tratán- dose de una sobrecarpeta.</p>	Calafatear debidamente las grietas, de acuer- do con lo descrito en el caso anterior.
	GRIETAS TRANSVER-- SALES.	<p>Reflexión de defectos exis- tentes en la capa subyacen- te, que en ocasiones es un pavimento rígido. Contracciones de la sub-ba- se o base estabilizadas con cemento Portland.</p>	<p>Proceder en forma similar a los descritos en e caso del arreglo de grietas longitudinales. Puede ser conveniente aplicar un riego de se- llo abarcando toda el área agrietada.</p>

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO	IDENTIFICACION DE LA FALLA DESCRIPCION SUS PROBABLES CAUSAS		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
AGRIETAMIENTOS	GRIETAS EN FORMA DE MAPA O DE PIEL DE COCODRILO.	Deflexiones excesivas o deformaciones en la carpeta por acción del tránsito pesado. Carpeta rígida. Capa subrasante, sub-base y/o base inestables, generalmente por altos contenidos de agua. Espesor insuficiente del pavimento, para las cargas que soporta. Etc.	Si el agrietamiento no ha originado movimientos en los fragmentos de carpeta y el área no está muy deformada, podría procederse a un calafateo o tratamiento de las grietas, en la forma descrita anteriormente para el caso de las grietas longitudinales, pero las más de las veces esto constituye sólo un arreglo temporal, incluso cuando se aplica mortero asfáltico o mezcla de rebajado y arena a toda el área agrietada. Por lo general, es necesario cajear, eliminar la carpeta agrietada y los materiales de mala calidad o con exceso de humedad de las capas inferiores y reponer los materiales extraídos con otros adecuadamente colocados, en forma similar a lo descrito en el caso del arreglo de baches. Si este tipo de fallas tiende a abarcar áreas más o menos grandes, es necesario analizar el diseño y la construcción del pavimento y el drenaje.
	GRIETAS POR CORRIENTO DE LA CARPETA	Baja estabilidad de la mezcla a los esfuerzos laterales originados por el tránsito. Exceso de asfalto en el riego de liga. Tránsito demasiado pronto sobre la carpeta recién tendida.	Si el agrietamiento se ha detenido y no se presentan desplazamientos notables o corrugaciones en la carpeta, puede ser suficiente con calafatear o tratar las grietas en la forma descrita para casos anteriores. Si la carpeta, además de agrietada, está desplazada, corrida y/o deformada, tendrá que levantarse y reponerse adecuadamente.

87

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
AGRIETAMIENTOS	GRIETAS PARABOLICAS.	Corrimientos de la carpeta en zonas de desaceleración. Corrimientos de la carpeta por escaso o nulo asfalto de liga.	Proceder en forma similar al caso anterior.
DESINTEGRACIONES.	DESPRENDIMIENTO DEL MATERIAL PÉTREO DE LA CARPETA O DEL RIEGO DE SELLO.	Escasa cantidad de asfalto en la mezcla o en el riego de sello. Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto. Falta de compactación de la mezcla o de planchado de los materiales pétreos, según el caso.	Previo barrido de la superficie, aplicar un riego ligero, bien distribuido y correctamente dosificado, de asfalto rebajado o de emulsión asfáltica, para evitar que el material se continúe desprendiendo. Si el desprendimiento es atribuible a la poca afinidad del material pétreo con el asfalto, se procurará que el material asfáltico que se emplee satisfaga esta propiedad, bien sea solo o mediante el uso de algún aditivo adecuado. Si el desprendimiento del material es muy pronunciado, puede requerirse la aplicación de un nuevo riego de sello o de una sobrecarpeta y riego de sello, de características adecuadas.
	DESPRENDIMIENTOS DE LA PELICULA DE ASFALTO DEL MATERIAL PÉTREO (MEZCLA ASFALTICA)	Escasa o nula afinidad del material pétreo con el asfalto utilizado en la mezcla.	Dar un riego, en proporción adecuada, con un producto asfáltico, que tenga buena afinidad con el material pétreo, bien sea solo o mediante el uso de algún aditivo. Puede ser necesaria la aplicación de un riego de sello o de un mortero asfáltico, según el caso.

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FA- LLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
DESINTEGRACIONES	ROMPIMIENTO DE - LAS PARTICULAS -- DEL MATERIAL PE-- TREGO QUE PROPI-- GIAN SU DESPREN- DIMIENTO.	Material suave, que no resis- te la acción del tránsito.	Proceder como el caso citado anteriormente de "Desprendimientos del material pétreo de la - carpeta o del riego de sello".
	DESPRENDIMIENTO DE LA CARPETA, -- COMO CAPA.	Esfuerzos elevados en la inter- fase entre la carpeta y la ba- se. Riego de liga insuficiente o - anclaje deficiente de la car- peta con la base.	Cajear rectangularmente los límites de la zona en que se ha desprendido la carpeta y reponer ésta con una mezcla asfáltica adecuada, pre- via limpieza de la superficie y aplicación de asfalto de liga. Puede ser necesario nivelar, reponiendo la- carpeta en las zonas en que se ha levantado - y construir una sobrecarpeta.
DEFECTOS VARIOS	SUPERFICIE LISA O DERRAPANTE.	Materiales que se pulen fácil- mente. Afloramientos de asfalto.	Dar un nuevo riego de sello con materiales -- adecuados. Si la carpeta no presenta inestabilidad puede ser suficiente con calentar superficialmente - con quemadores y regar una cantidad adecuada con material pétreo de sello, fijándolo inme- diatamente mediante planchado. Puede dar resultado también en vez de calen- tar superficialmente, agregar o regar el pétreo caliente y fijarlo mediante planchado. Si la carpeta es inestable, puede ser neces- ario levantarla para retrabajarla y mejorarla y - después sellarla o de lo contrario, desecharla y reponerla por una nueva, a la que se aplica- rá un riego de sello.

69

ANALISIS

- ESTRUCTURAL
- DETERIOROS
- VIDA REMANENTE (MODELO DE COMPORTAMIENTO)

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

- RIEGOS
- SELLADO DE GRIETAS
- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES
(SLURRY SEAL)
- RENIVELACIONES
- SOBRECARPETAS
- GEOTEXILES + SOBRECARPETAS
- FRESADO + SOBRECARPETA
- RECICLADO
- RECUPERACION + SOBRECARPETA
- BASE HIDRAULICA + CARPETA
- RECONSTRUCCION
- WHITE TOPPING
- INLET
- ESPECIALIDADES
(CARPETA POROSA, SILENCIOSA
GLASS ASPHALT)

EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

LA EVALUACION ESTRUCTURAL ES NECESARIA PARA JUZGAR LA CAPACIDAD PORTANTE DEL PAVIMENTO Y SU VIDA PREVISIBLE PARA EL TRANSITO ESPERADO. UN PAVIMENTO PUEDE REQUERIR DE UNA CAPA DELGADA PARA MEJORAR SU SERVICIABILIDAD O PUEDE ADEMAS REQUERIR UN REFUERZO POTENTE O EN DEFINITVA UNA RECONSTRUCCION. LA EVALUACION ESTRUCTURAL PROPORCIONA RESPUESTAS

M E T O D O S

DESTRUCTIVOS :

- 1.- MEDICIONES DE LA RESPUESTA A UNA CARGA ESTÁTICA O A UNA SOLA APLICACION DE CARGA LENTA
- 2.- RESPUESTA A UNA CARGA REPETIDA O DINAMICA
- 3.- RESPUESTA A UNA FUENTE CONTROLADA DE RADIACION

METODOS DISPONIBLES PARA DETERMINAR LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

- TEORIAS MULTICAPA (BURMISTER, ODEMARK Y OTROS)
- ELEMENTO FINITO.

COMPARACION ENTRE PREDICCION Y MEDICIONES

- LAS DISCREPANCIAS NO SIEMPRE SE DEBEN A FALLAS EN LA TEORIA SINO A LAS SERIAS DIFICULTADES EN LA MEDICION DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES
- LA COMPARACION ENTRE AMBAS (TEORIA Y MEDICIONES) ESTA MUY INFLUIDA POR LA COMPLEJIDAD PARA MEDIR LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

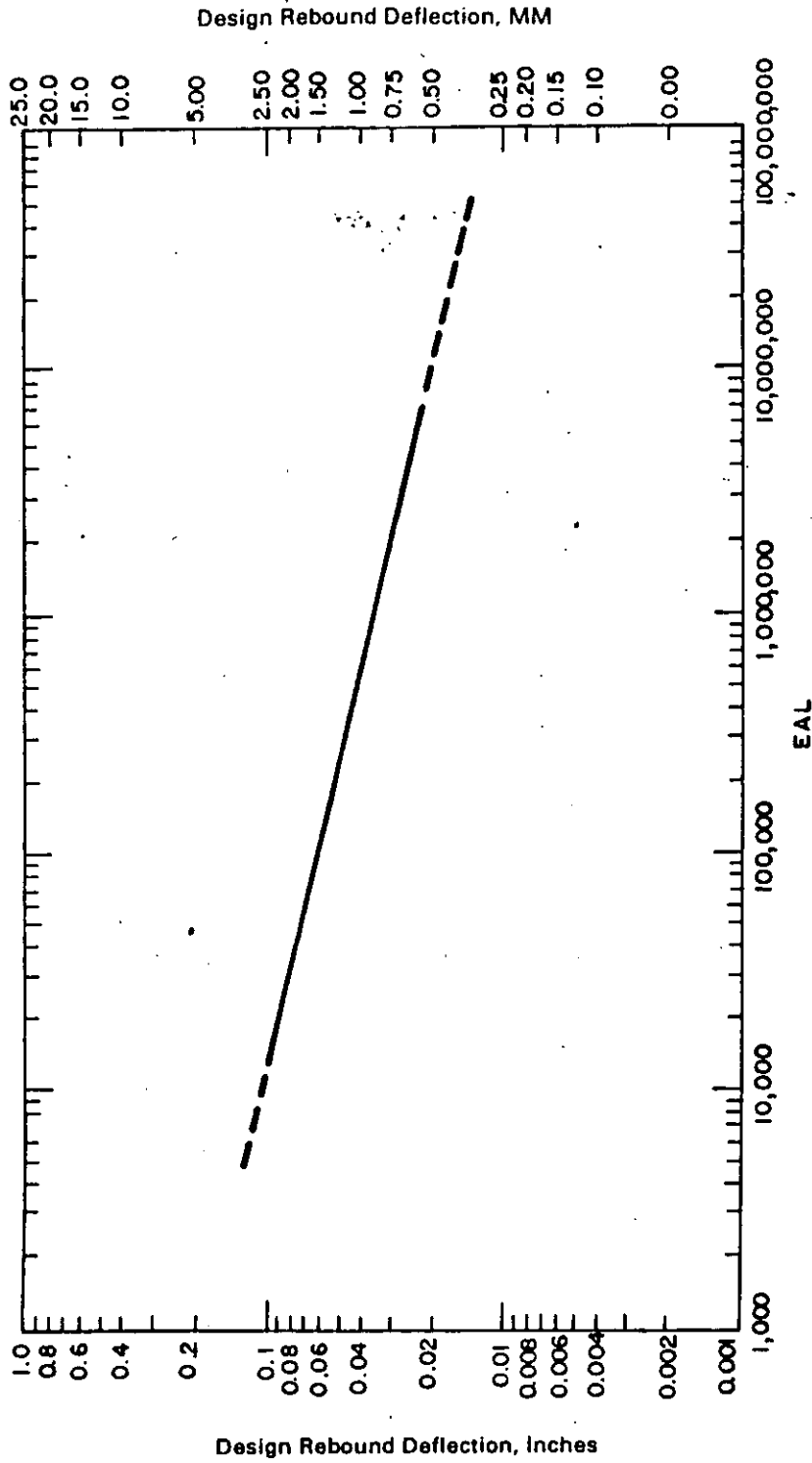


Figure 3.6. Design Rebound Deflection Chart

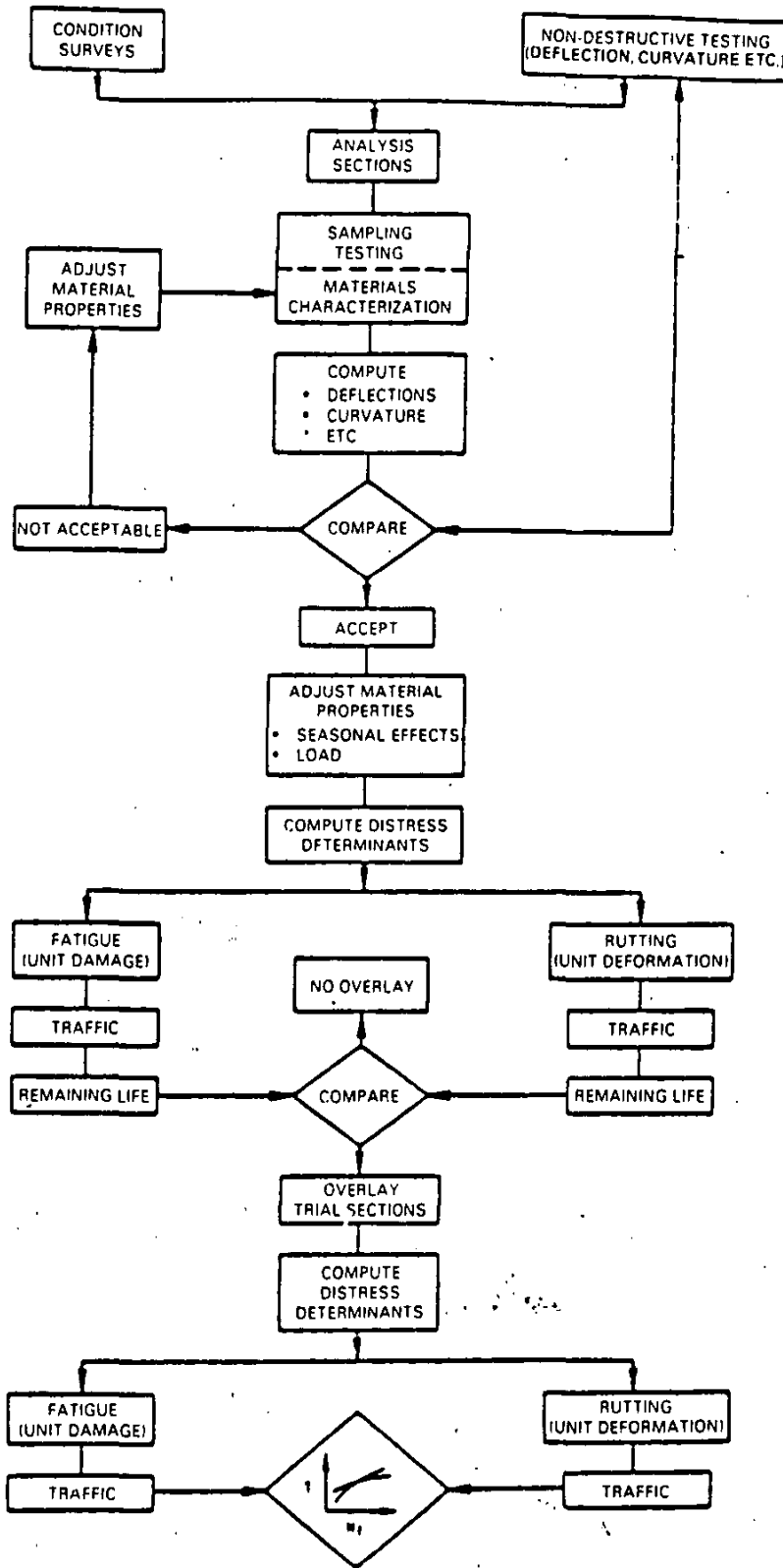


Figure 1.2. Overlay Design Procedure Using Elastic Layered Theory to Represent Pavement Response

REVISED CHAPTER 5 AASHTO DESIGN GUIDE OVERLAY DESIGN

SW-1 AC OVERLAY OF CONVENTIONAL AC PAVEMENT (PROJ. 6044)

EXISTING PAVEMENT DESIGN

AC SURFACE	8.00 inches	SUBGRADE ?
GRAN BASE	3.00	
GRAN SUBBASE	10.40	
TOTAL THICKNESS	21.40	
Future design lane ESALs = 11,000,000 (FLEXIBLE ESALs)		

DETERMINE SN_f

Vary trial SN_f until computed ESALs equal future design ESALs.

SN _f	M _R , psi	R	Z	S _o	P ₁	P ₂	ESAL
4.57	5,622	50	0	0.45	4.2	2.5	11,060,851
5.20	5,622	80	0.841	0.45	4.2	2.5	11,306,234
5.53	5,622	90	1.282	0.45	4.2	2.5	11,165,565
5.85	5,622	95	1.645	0.45	4.2	2.5	11,624,755
6.40	5,622	99	2.327	0.45	4.2	2.5	11,358,808
TRIAL			INPUT	INPUT	INPUT	INPUT	

DETERMINE SN_{eff} BY NDT METHOD

Vary trial E_p/M_R until computed D₀ equals actual value.

ACTUAL			SUBGRADE		TRIAL COMPUTED				
STATION	LOAD, lbs	D ₀ , mils	D _r , mils	M _R , psi	C FACTOR	E _p /M _R	D ₀ , mils	E _p , psi	SN _{eff}
100	8,222	7.65	3.25	16,866	3	10.57	7.65	178,270	5.42

$r = 36$ inches

Check $r > 0.7 ae = 33.13$ inches

DETERMINE SN_{eff} BY CONDITION SURVEY METHOD

LAYER	STR COEF	DRAIN m	SN _{eff}
AC SURFACE	0.35	1.00	2.80
BASE	0.14	1.00	0.42
SUBBASE	0.11	1.00	1.14

SN_{eff} = 4.36

DETERMINE SN_{eff} BY REMAINING LIFE METHOD

Past design lane ESALs = ??? (FLEXIBLE ESALs)

LAYER	THICK, in	NEW ST CF	SN _o
AC SURFACE	8.00	0.44	3.52
BASE	3.00	0.14	0.42
SUBBASE	10.40	0.00	0
TOTAL	21.40		3.94

SN _o	M _R , psi	Z	S _o	P ₁	P ₂	N _{1.5}	R _L , %	CF	SN _{eff}
3.94	5,622	0	0	4.2	1.5	8,375,477			
		INPUT	INPUT	INPUT	INPUT				

DETERMINE OVERLAY THICKNESS

AC OL structural coefficient = 0.44

DESIGN RELIABILITY	NDT METHOD, in	CONDITION METHOD, in	REM LIFE METHOD, in
50	0.00	0.47	
80	0.00	1.90	
90	0.25	2.65	
95	0.98	3.38	
99	2.23	4.63	

===== WHITETOPPING =====

Pavement Depth = (11.21) inches
 Design E 18's = 40,811,300
 Reliability = 80.00 percent
 Overall Deviation = 0.30
 Modulus of Rupture = 660 psi
 Modulus of Elasticity = 4,455,000 psi
 Load Transfer, J = 4.30
 Mod. of Subgrade Reaction = 896 psi/in
 Drainage Coefficient = 1.15
 Initial Serviceability = 4.50
 Terminal Serviceability = 2.25

===== Solve For =====
 Whitetopping Thickness 11.21
 =====

For k determination:

- Resilient Mod. Subgrade = 0 psi
 - Resilient Mod. Base = 0 psi
 - Base Thickness = .0 inches
 - Depth to Rigid Foundation = .0 > 10 feet
 - Loss of Support Value = 0

===== Existing Flexible Pavement Information =====

Layer Material	Existing Layer Thickness (inches) ==== t ===	Existing Drainage Coefficient ==== m =====	Existing Layer Coefficient ==== a =====	a*Cd*t =====
AC Surface	8	.95	.28	0.00
Stabilized Base	0	0	0	0.00
Stabilized Base	0	0	0	0.00
Granular Base	0	0	0	0.00
Granular Subbase	4.8	.8	.1	0.00
Granular Subbase	0	0	0	0.00
Total Thickness				Effective SN (Condition Survey): 2.51

Existing Subgrade Soil Resilient Modulus: 11,117 psi

Effective Modulus, Ep,
 of all pavement layers above the subgrade: 12513 psi

Effective SN (NDT): 0.00

9

===== AC OVERLAY OF AC PAVEMENT =====

Structural Number for Future Traffic

Effective Structural Number

Future Structural Number 4.26
 Future E 18's 24,884,040
 Overlay Reliability 80.00
 Overall Deviation 0.40
 Existing Soil
 Resilient Modulus, psi 11,117
 Initial Serviceability 4.50
 Terminal Serviceability 2.25

Effective SN (NDT) 0.00
 or
 Effective SN 2.51
 (Condition Survey)

 Effective SN for Analysis 0.35
 AC Overlay
 Layer Coefficient 4.99

===== AC OVERLAY THICKNESS
 4.99 inches
 =====

===== Solve For =====

Future Structural Number 4.26

===== Existing Flexible Pavement Information =====

Layer Material	Existing Layer Thickness (inches) ==== t ===	Existing Drainage Coefficient ==== m' =====	Existing Layer Coefficient ==== a =====	a*Cd*t
AC Surface	8	.95	.28	0.00
Stabilized Base	0	0	0	0.00
Stabilized Base	0	0	0	0.00
Granular Base	0	0	0	0.00
Granular Subbase	4.8	.8	.1	0.00
Granular Subbase	0	0	0	0.00
Total Thickness				Effective SN (Condition Survey): 2.51

Existing Subgrade Soil Resilient Modulus: 11,117 psi

Effective Modulus, Ep,
 of all pavement layers above the subgrade: 12513 psi

Effective SN (NDT): 0.00

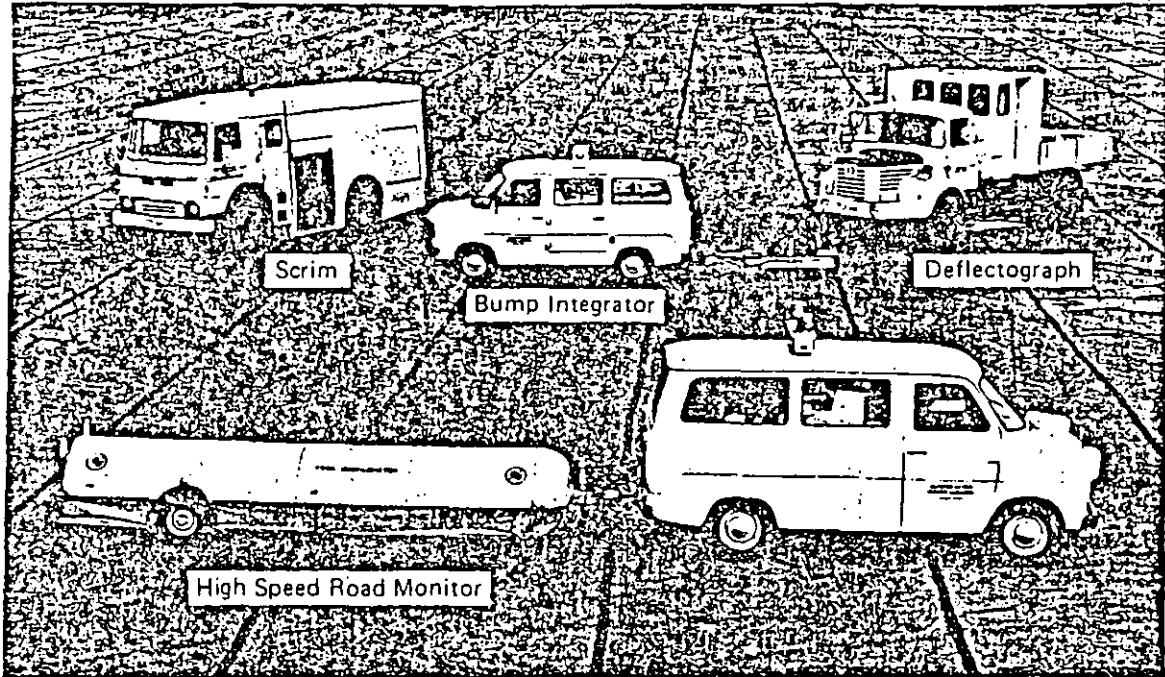


Fig. 3 Road condition monitoring equipment

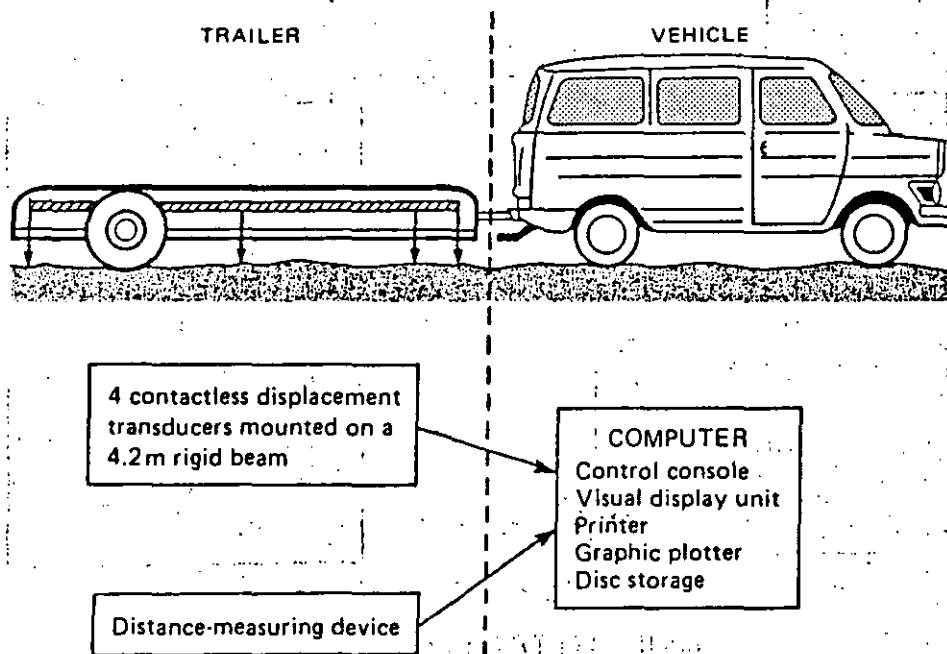
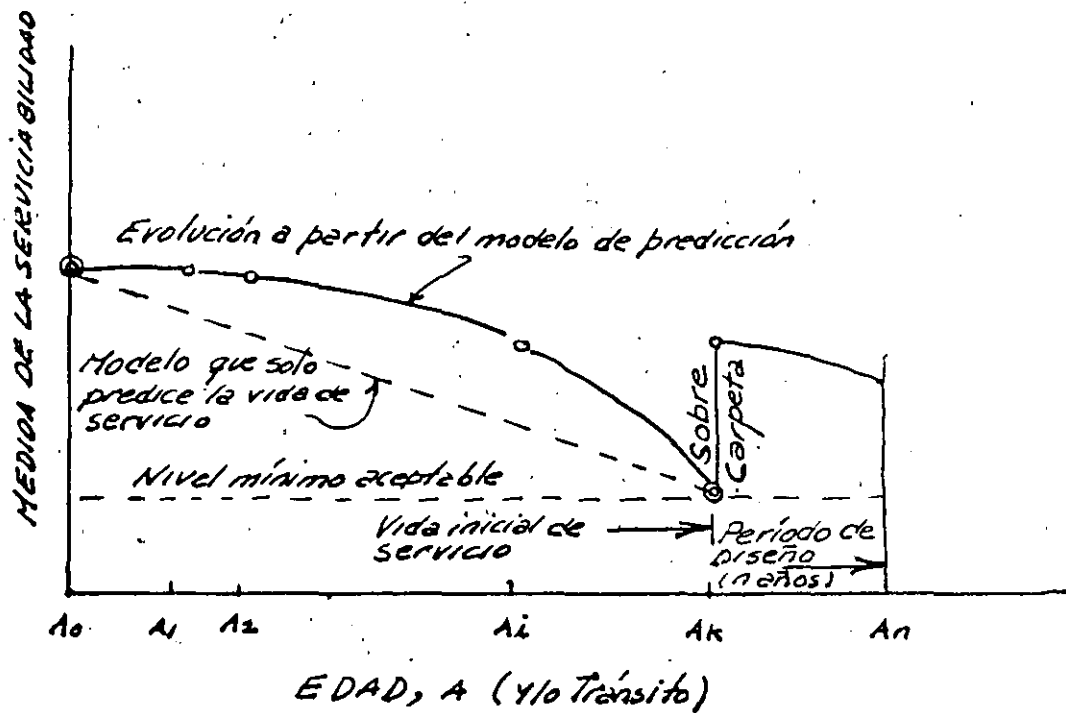


Fig. 4 The High Speed Road Monitor

98

MODELOS DE PREDICCIÓN DE COMPORTAMIENTO



ANALISIS DE ALTERNATIVAS

- PERIODO DE ANALISIS
- VIDA UTIL
- CURVAS DE DEGRADACION
- COSTOS DEL ORGANISMO, DEL USUARIO
- VALOR DE RESCATE, ALTERNATIVA BASE
- ANALISIS BENEFICIO/COSTO
- IMPACTO DE LAS RESTRICCIONES
- LAPSO ENTRE REPARACIONES
- ESPESOR MAXIMO
- TECHO FINANCIERO
- DISPONIBILIDAD DE MATERIALES
- DISPONIBILIDAD DE EQUIPO
- EXPERIENCIA


OPTIMIZACION Y JERARQUIZACION

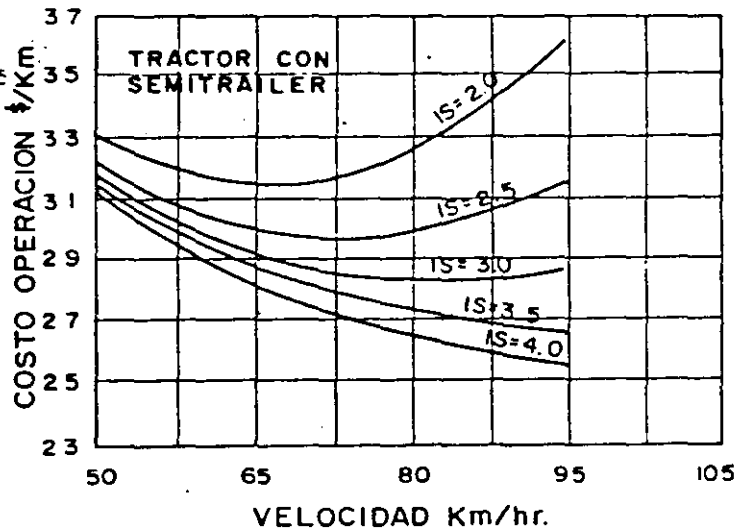
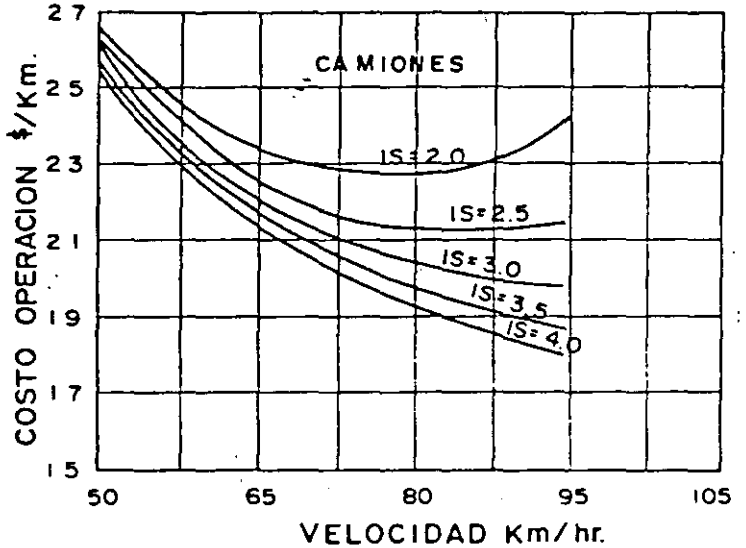
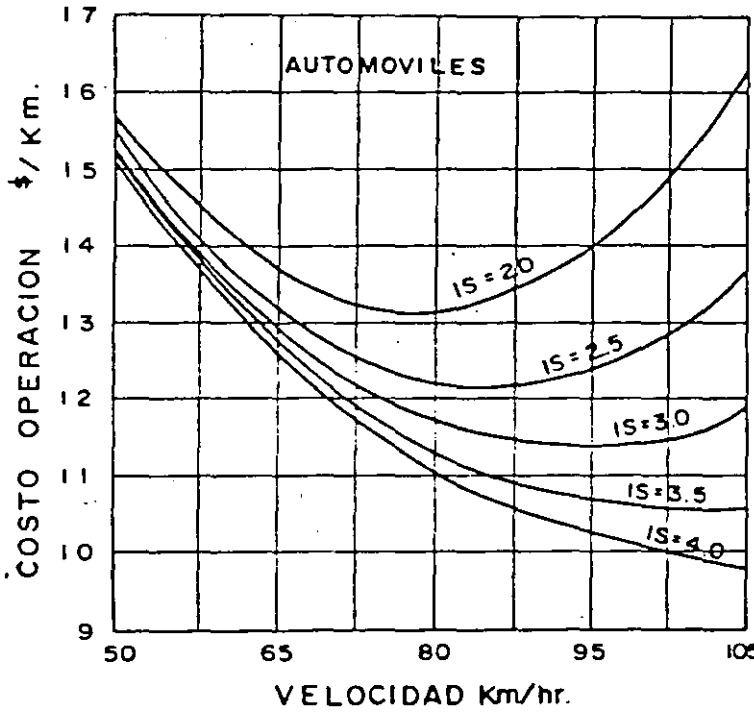
- ASPECTOS SOCIALES
- ASPECTOS ESTRATEGICOS
- VOLUMEN DE TRANSITO
- VALOR DE LA CARGA TRANSPORTADA

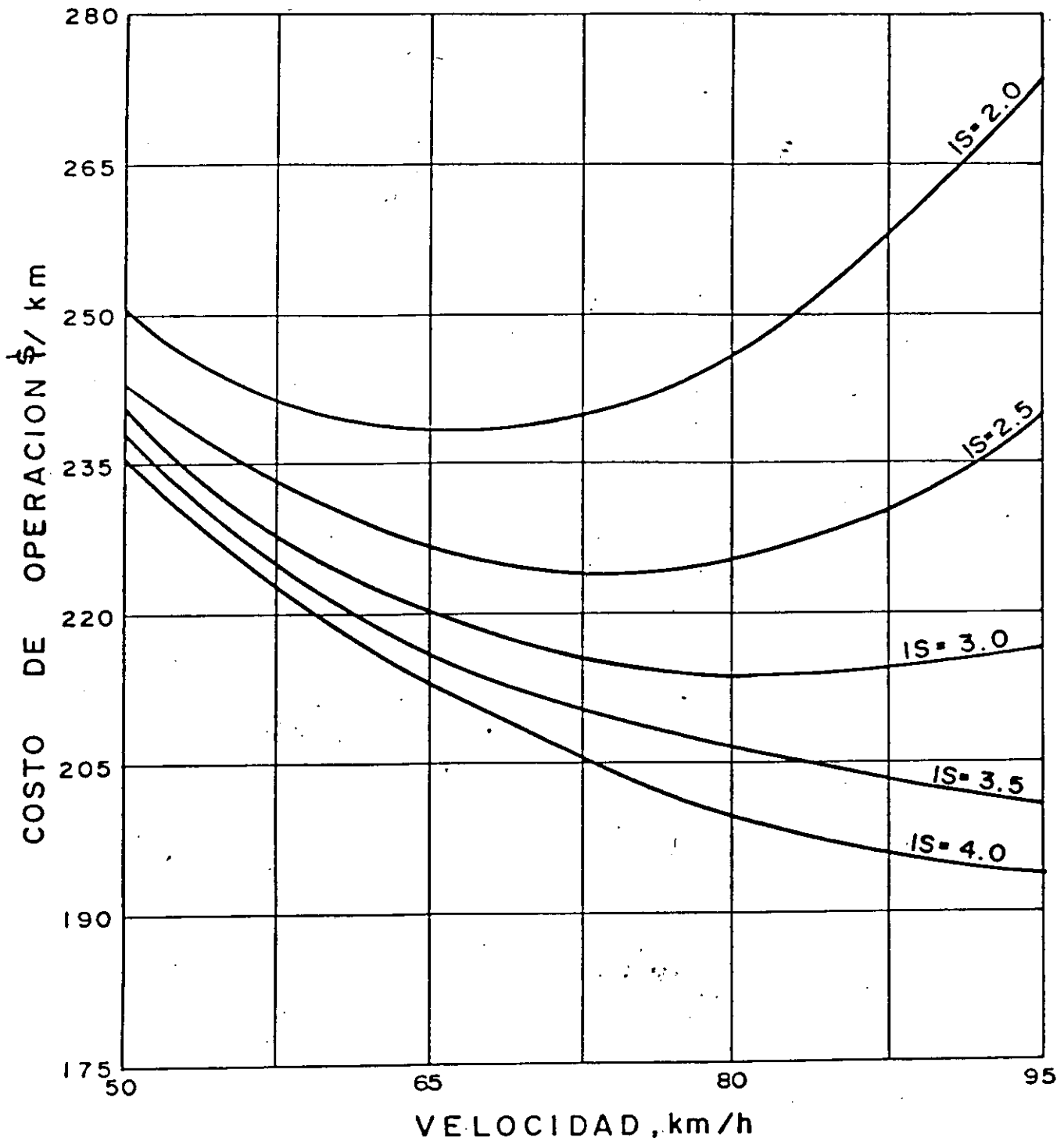
CARACTERISTICAS DEL PAVIMENTO QUE AFECTAN
LOS COSTOS DE OPERACION

- 1.- RUGOSIDAD
- 2.- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- 3.- COLOR
- 4.- APARIENCIA
- 5.- REFLEXION DE LA LUZ

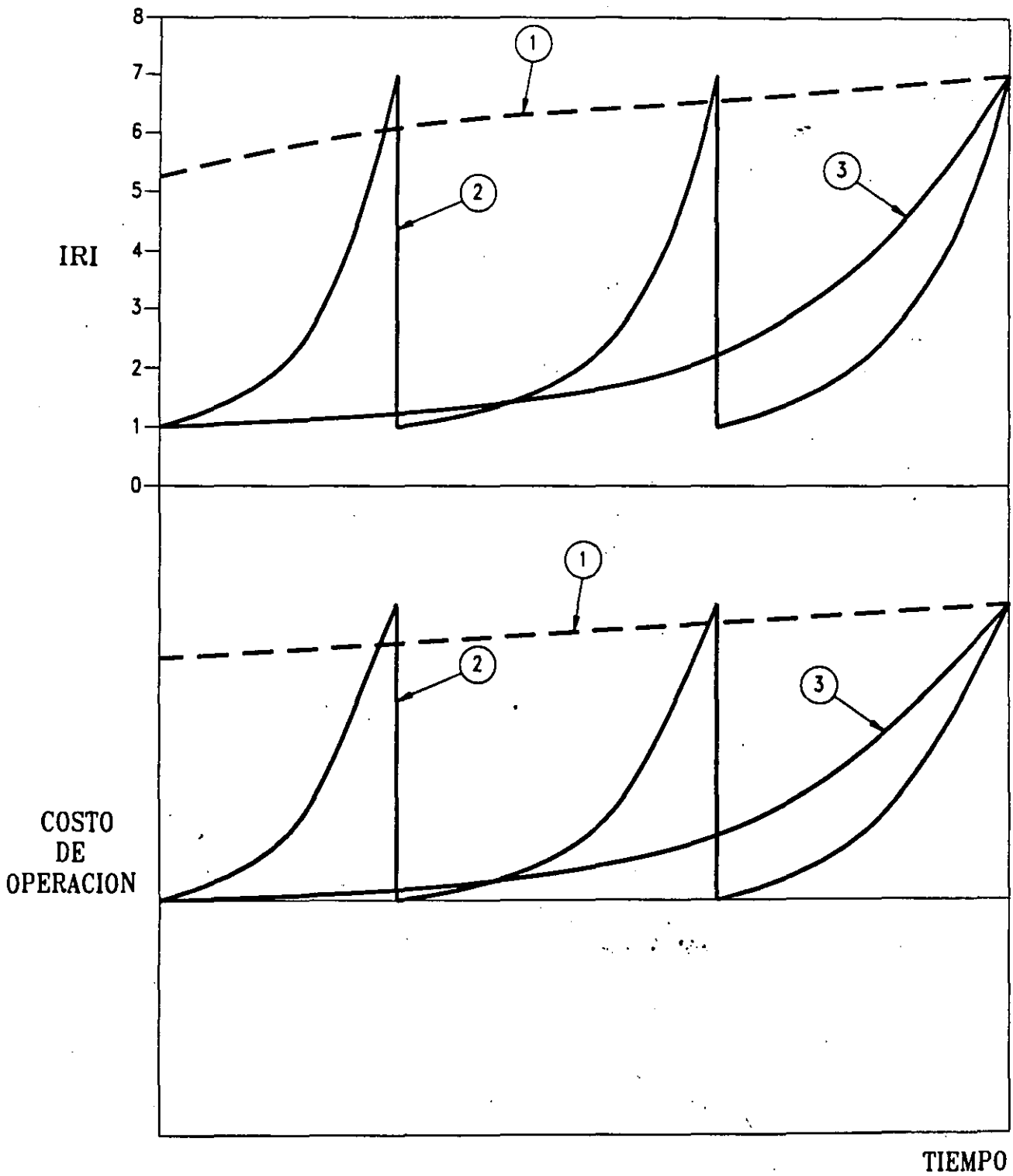
COSTOS

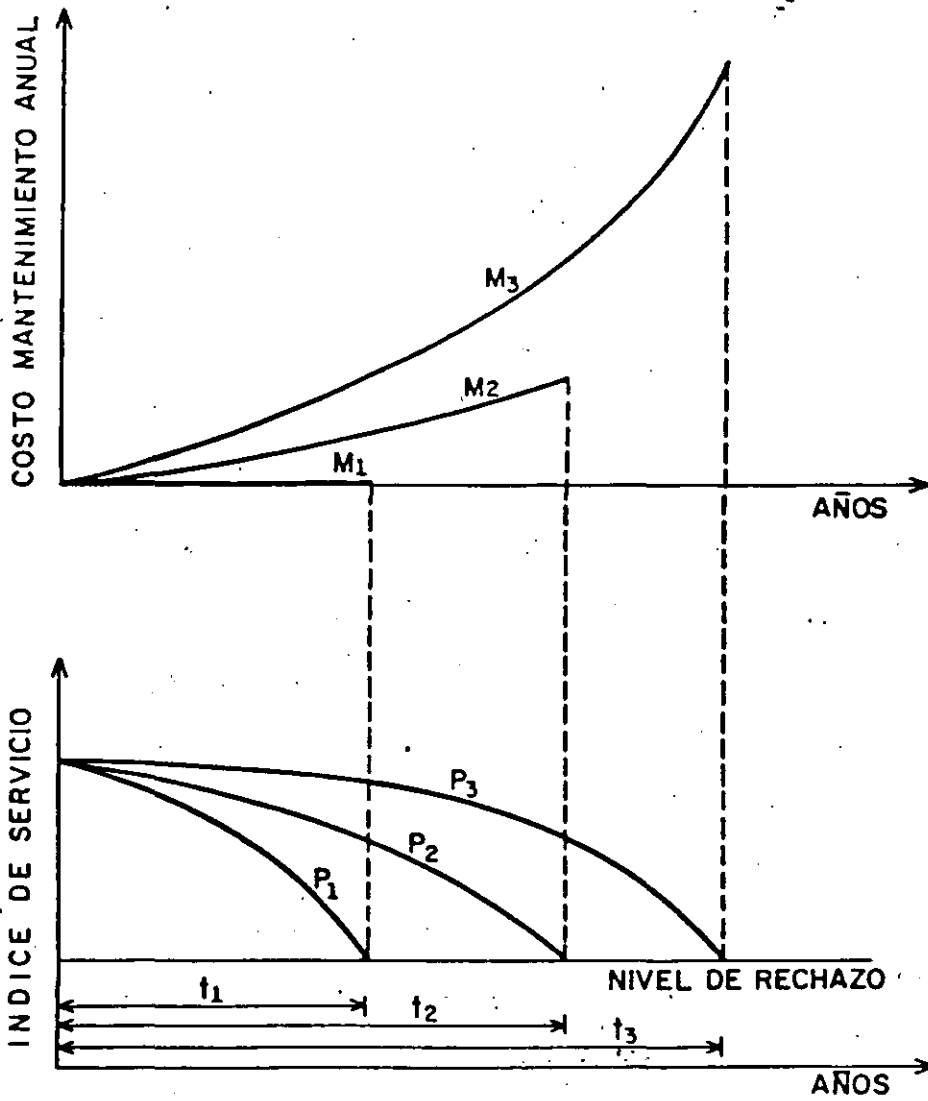
- COSTO INICIAL
 - COSTO DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION
 - COSTO DE OPERACION
- 
- VEHICULO
 - DEMORAS
 - ACCIDENTES
 - INCOMODIDAD



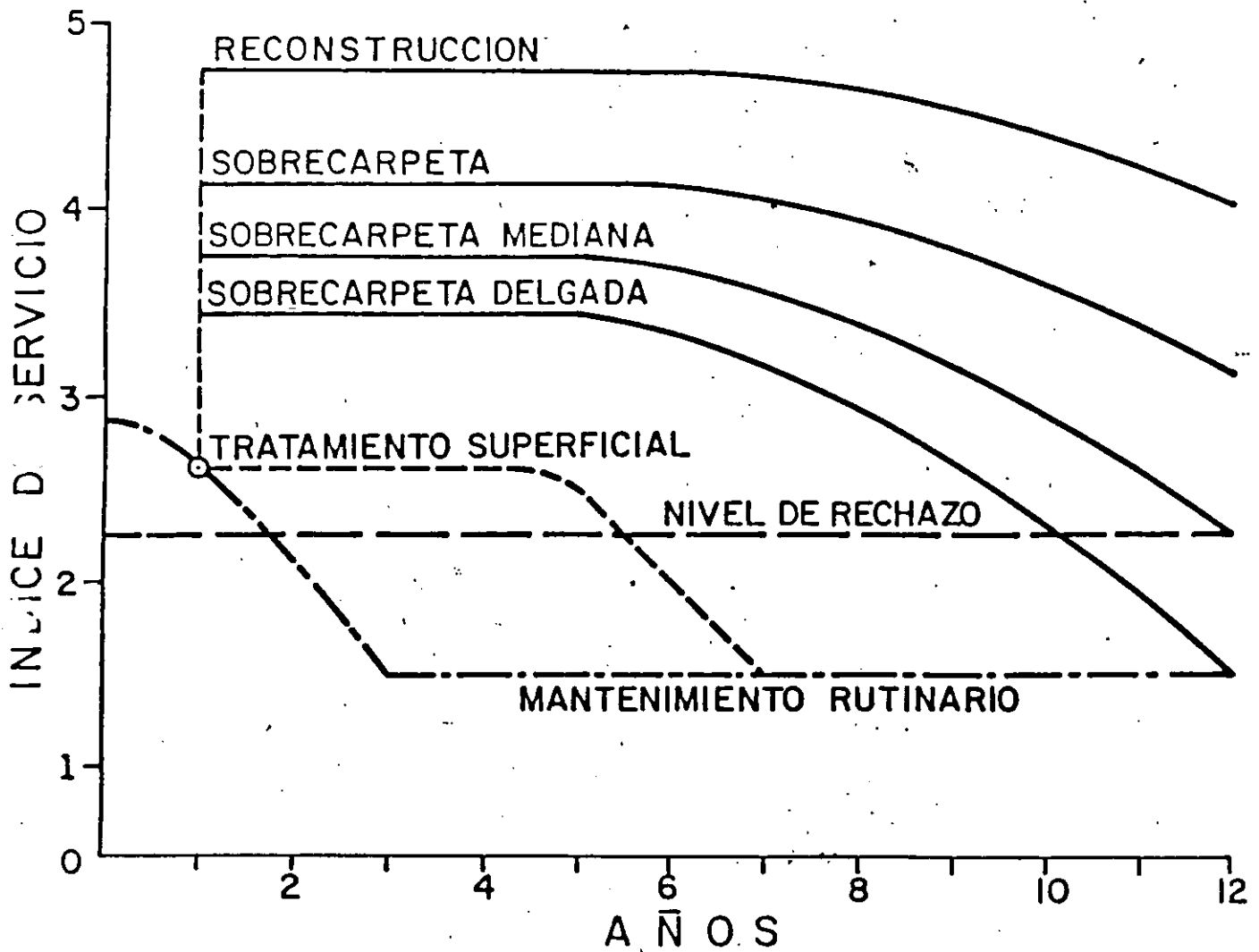


COSTO DE OPERACION DE UN TRACTOR
 CON SEMIRREMOLQUE PARA DIFERENTES
 VALORES DE INDICE DE SERVICIO

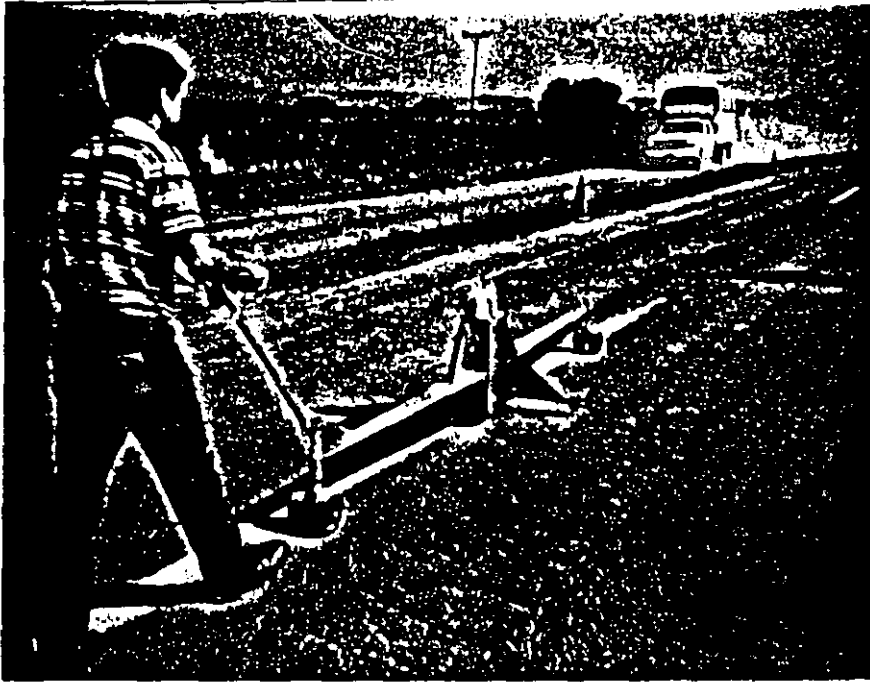
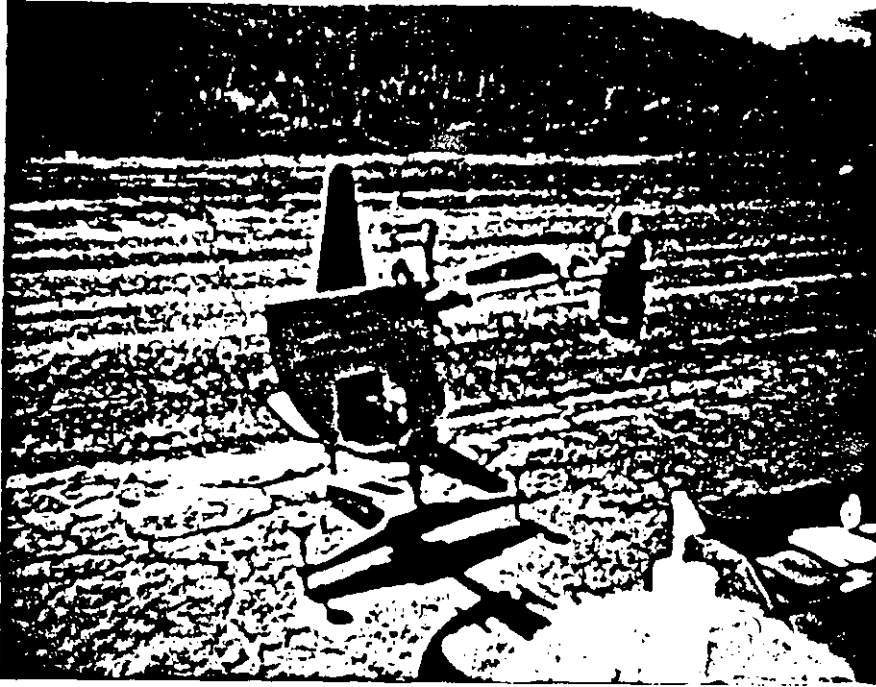


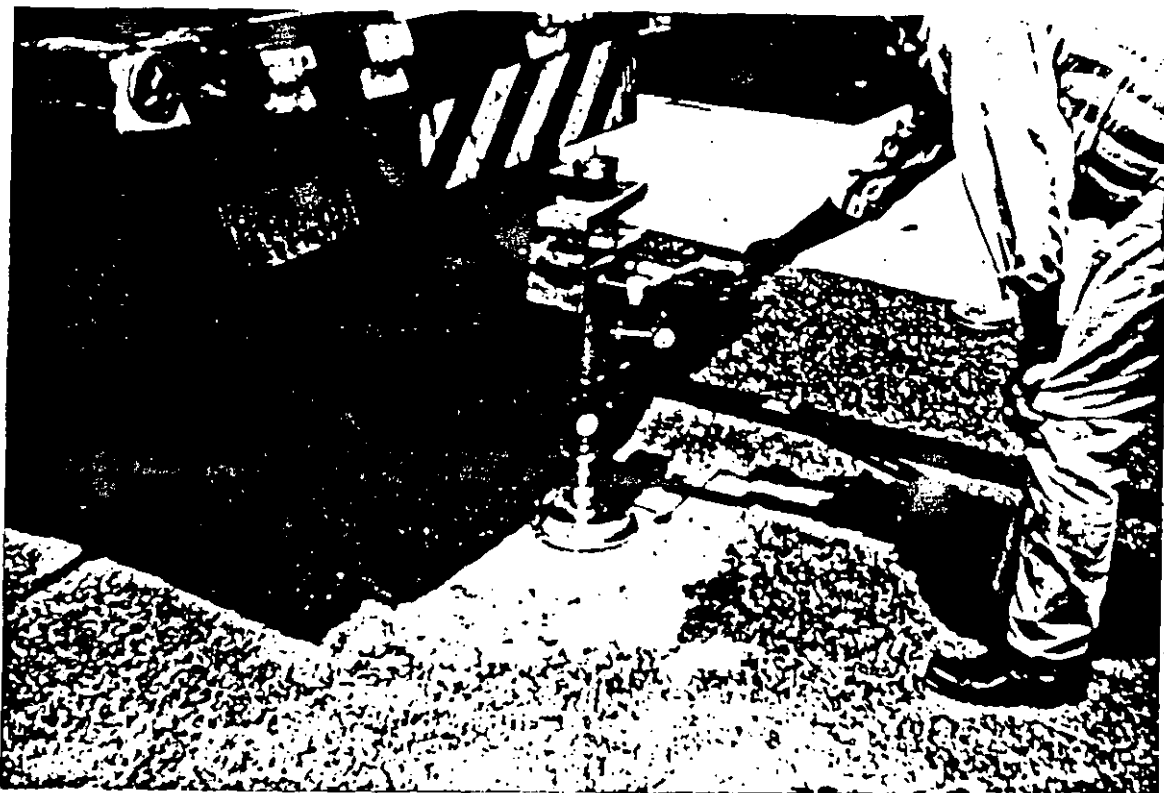


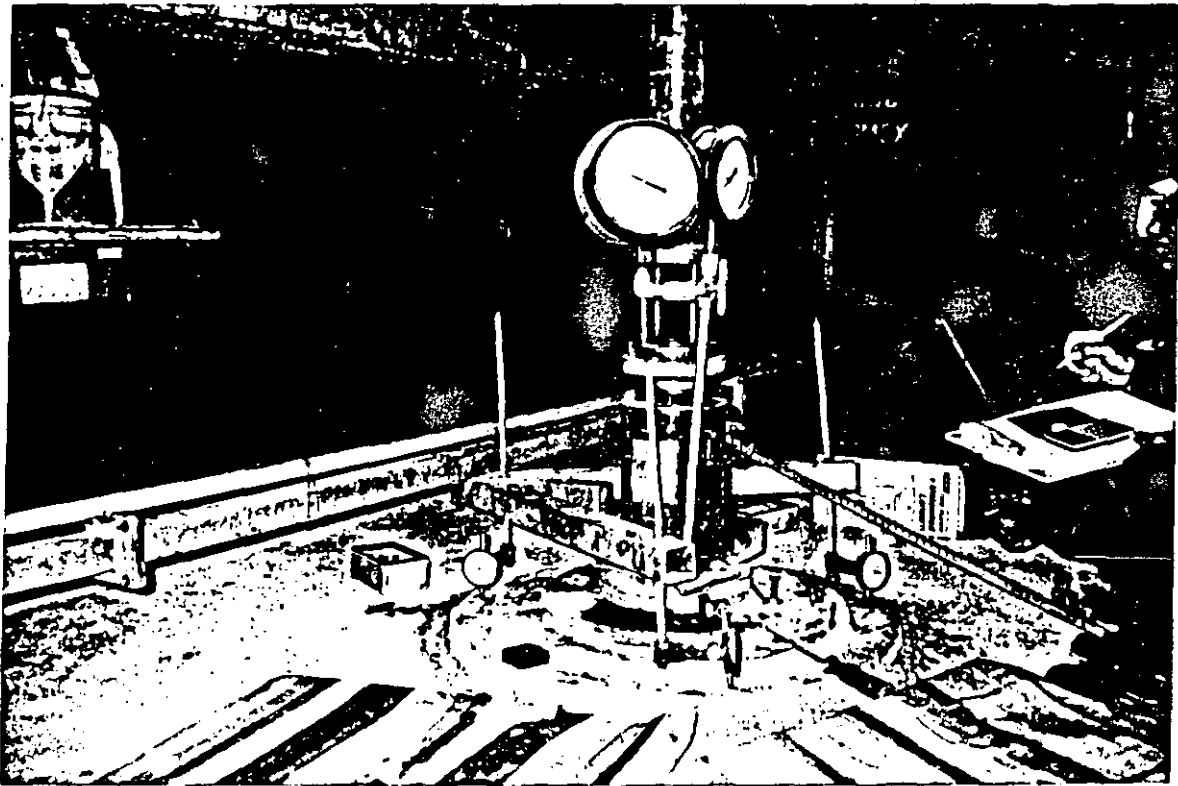
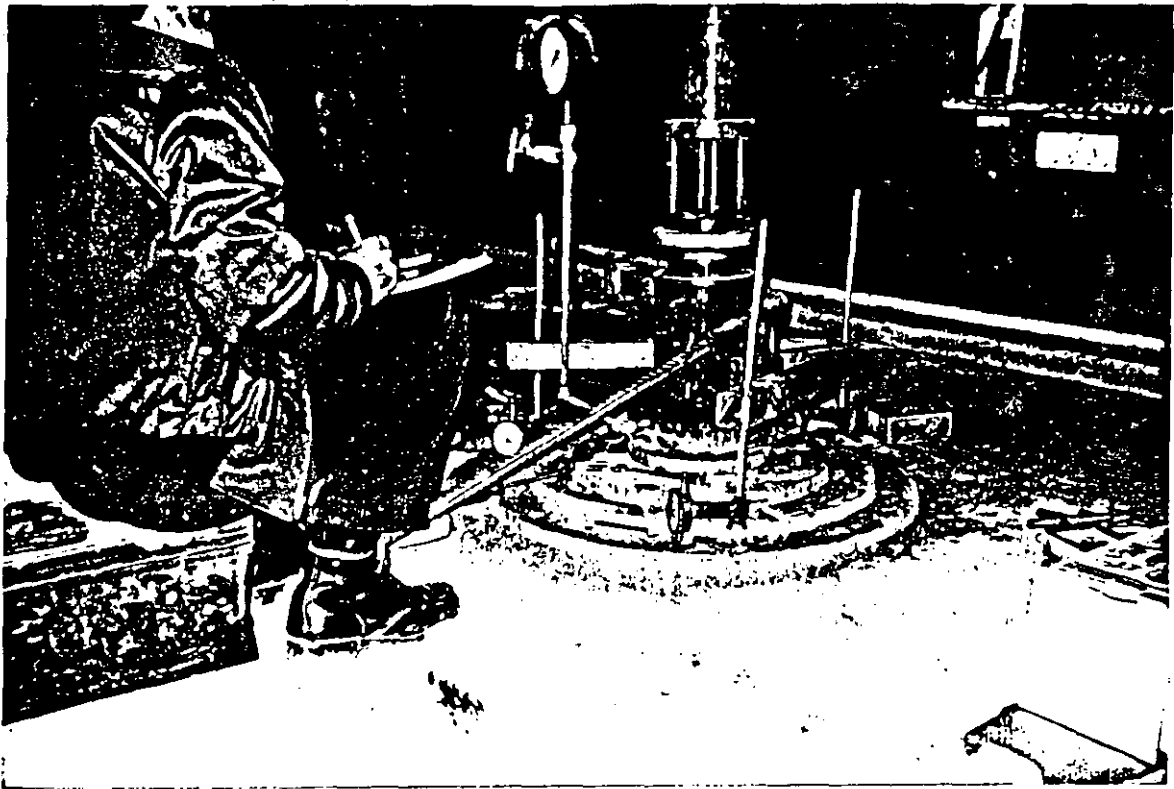
COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO COMO
 FUNCION DEL NIVEL DE MANTENIMIENTO



COMPORTAMIENTO TIPICO DE DIFERENTES ALTERNATIVAS DE CONSERVACION Y REHABILITACION



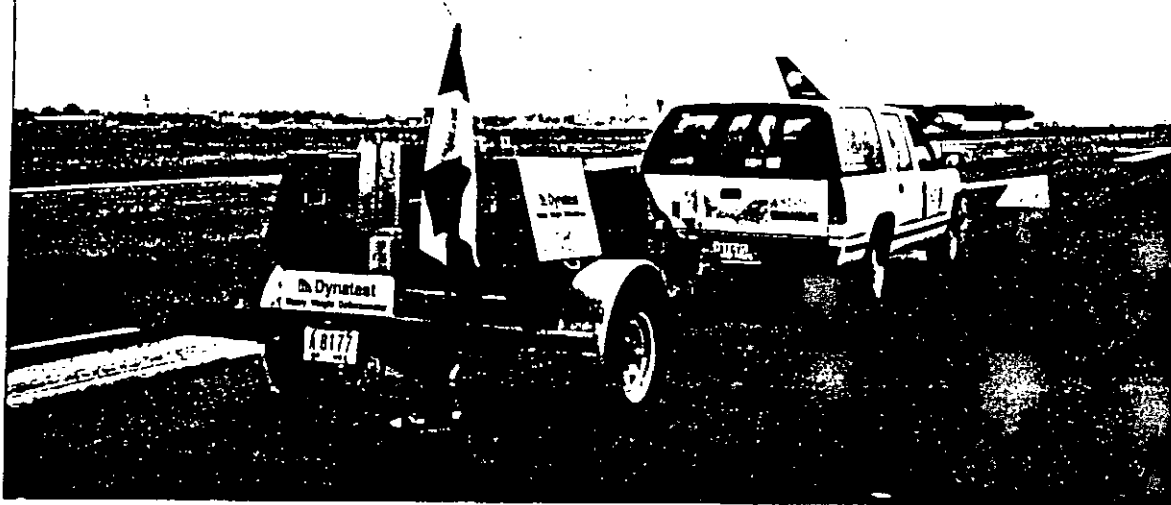




PRUEBA DE PLACA

GEOSOL, s.a. de c.v.





CUADRO 1

VARIACION DEL COSTO DE OPERACION POR KM
 PARA DIFERENTES TRAZOS Y TIPOS DE VEHICULOS
 (\$/KM)

TIPO DE VEHICULO	MONTAÑA (7°, 550°/km)	LOMERIO (5°, 300°/km)	PLANO (3°, 100°/km)
Auto pequeño	294	279	270
Auto mediano	539	512	494
Auto grande	735	697	673
Utilitario	496	462	437
Camión liviano (gasolina)	855	705	583
Camión mediano	2121	1592	1166
Camión pesado	2812	2117	1545
Camión articulado	4752	3505	2482

CUADRO 2

VARIACION DEL COSTO DE OPERACION
TOTAL EN UN KILOMETRO DE
CARRETERA, PARA DISTINTOS TPDAS¹
(miles de \$/km)

TIPO DE TRAZO	Costo de operación total por km si TPDA =				
	2000	3000	5000	7000	9000
Montaña 7°, 550°/km	2391.4	3587.0	5978.4	8369.8	10761.
Lomerío 5°, 300°/km	1911.6	2867.5	4779.1	6690.7	8602.
Plano 3°, 100°/km	1525.3	2287.8	3813.1	5338.4	6863.

NOTA: 1. Composición supuesta: automóviles pe-
queños 33%; medianos 13%; grandes, 13%; vehí-
culos utilitarios, 7%; camiones de gasolina
(livianos), 7%; camiones medianos, 11%; pesa-
dos, 8%; camiones articulados, 8%.

IDENTIFICACION DE BENEFICIOS (DEL PAVIMENTO)

PRINCIPALES:

- SERVICIABILIDAD (EN LA MEDIDA QUE --- AUMENTA LOS COSTOS DE OPERACION DEL VEHICULO, COSTOS POR TIEMPO DE RECORRIDO, COSTOS DE ACCIDENTES, COSTOS POR DESCONFORMIDADES.

- DERRAPAMIENTO (ACCIDENTES)

METODOS DE EVALUACION ECONOMICA

- 1 - METODO DE COSTO ANUAL
- 2 - METODO DE VALOR PRESENTE
- 3 - METODO DE TASA DE RETORNO
- 4 - METODO DE LA RELACION COSTO-BENEFICIO
- 5 - METODO DE EFECTIVIDAD DE COSTO

EVALUACION ECONOMICA DE ALTERNATIVAS DE ESTRATEGIAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS

PRINCIPIOS Y SU INCORPORACION EN LOS MODELOS O METODOS DE EVALUACION ECONOMICA.

PRINCIPIOS:

- 1.- EL NIVEL AL CUAL SE LLEVA LA EVALUACION DEBE SER CLARAMENTE IDENTIFICADO
- 2.- LOS ANALISIS ECONOMICOS PROPORCIONAN BASES PARA LAS DECISIONES PERO NO REPRESENTAN EN SI MISMO LA DECISION.
- 3.- UNA EVALUACION ECONOMICA DEBERA CONSIDERAR TODAS LAS ALTERNATIVAS POSIBLES.
- 4.- TODAS LAS ALTERNATIVAS DEBERAN COMPARARSE SOBRE LA MISMA BASE O PERIODO DE TIEMPO.
- 5.- LA EVALUACION ECONOMICA DEBERA CONSIDERAR TANTO LOS COSTOS DEL ORGANISMO COMO LOS DEL USUARIO Y LOS BENEFICIOS DE SER POSIBLE. ESTOS ULTIMOS PUEDEN SER CONSIDERADOS COMO REDUCCION EN LOS COSTOS

METODO DE VALOR PRESENTE

$$pwf_{i,n} = \frac{1}{(1+i)^n}$$

$pwf_{i,n}$ = FACTOR DE VALOR PRESENTE

i = TASA DE DESCUENTO

n = AÑOS DE ANALISIS

$$TPWC_{x_1,n} = (ICC)_{x_1} + \sum_{t=0}^{t=n} pwf_{i,t} [(CC)_{x_1,t} + (MO)_{x_1,t} + (UC)_{x_1,t}] - (SV)_{x_1,n} pwf_{i,n}$$

$TPWC_{x_1,n}$ = COSTO TOTAL A VALOR PRESENTE

$(ICC)_{x_1}$ = COSTO INICIAL DE CONSTRUCCION

$(CC)_{x_1,t}$ = COSTO DE CONSTRUCCION EN EL TIEMPO t

$pwf_{i,t}$ = FACTOR DE VALOR PRESENTE

$(MO)_{x_1,t}$ = COSTO DE MANTENIMIENTO Y OPERACION

$(UC)_{x_1,t}$ = COSTOS DEL USUARIO

$(SV)_{x_1,n}$ = VALOR DE RESCATE

METODO RELACION COSTO-BENEFICIO

$$BCR_{x_j, x_k, n} = \frac{TPWB_{x_j} - TPWB_{x_k}}{TPWC_{x_j} - TPWC_{x_k}}$$

$BCR_{x_j, x_k, n}$ = RELACION COSTO-BENEFICIO
ENTRE ALTERNATIVAS

$TPWB_{x_j}, TPWC_{x_j}$ = BENEFICIO Y COSTO A VALOR
PRESENTE, ALTERNATIVA x_j

$TPWB_{x_k}, TPWC_{x_k}$ = BENEFICIO Y COSTO A VALOR
PRESENTE, ALTERNATIVA x_k

METODO DE COSTO ANUAL

$$AC_{x_1, n} = crf_{i, n} (ICC)_{x_1} + (AAMO)_{x_1} + (AAUC)_{x_1} - crf_{i, n} (SV)_{x_1, n}$$

$AC_{x_1, n}$ = COSTO ANUAL EQUIVALENTE

$crf_{i, n}$ = FACTOR DE RECUPERACION DE CAPITAL = $i \frac{(1+i)^n}{[(1+i)^n - 1]}$

$(ICC)_{x_1}$ = COSTO INICIAL DE CONSTRUCCION

$(AAMO)_{x_1}$ = COSTO ANUAL PROMEDIO DE MANTENIMIENTO

$(AAUC)_{x_1}$ = COSTO ANUAL PROMEDIO DE OPERACION

6/1/
 $(SV)_{x_1, n}$ = VALOR DE RESCATE

$$TPWB_{x_1, n} = \sum_{t=0}^n p w f_{i, t} [(DUB)_{x_1, t} + (IUB)_{x_1, t} + (NUB)_{x_1, t}]$$

$TPWB_{x_1, n}$ = COSTO TOTAL DE BENEFICIOS A VALOR PRESENTE

$(DUB)_{x_1, t}$ = BENEFICIOS DIRECTOS DEL USUARIO

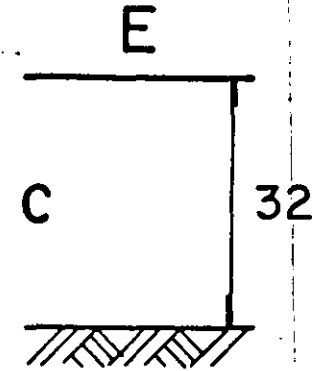
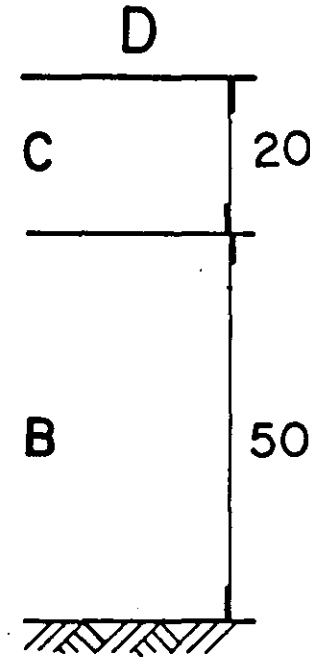
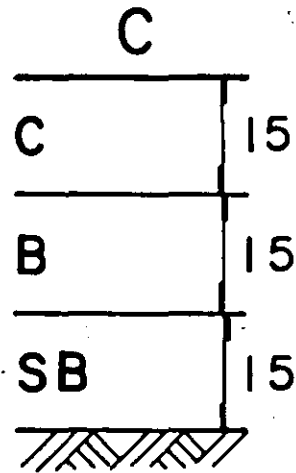
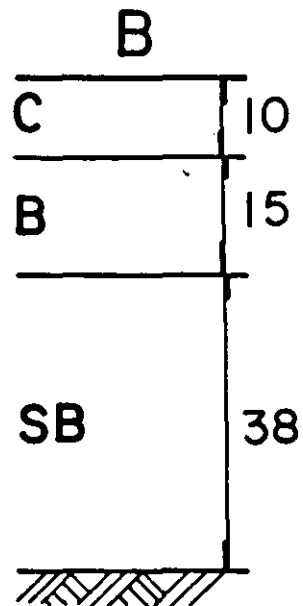
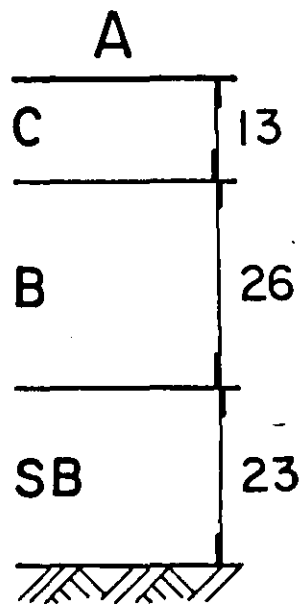
$(IUB)_{x_1, t}$ = BENEFICIOS INDIRECTOS DEL USUARIO

$(NUB)_{x_1, t}$ = BENEFICIOS NO APLICABLES AL USUARIO

$$NPV_{x_1} = TPWB_{x_1, n} - TPWC_{x_1, n}$$

NPV_{x_1} = VALOR NETO PRESENTE

DISEÑOS



C = CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO
B = BASE HIDRAULICA
SB = SUBBASE

ESPESOR DE GRAVA EQUIVALENTE, (cm)

66

61

56

71

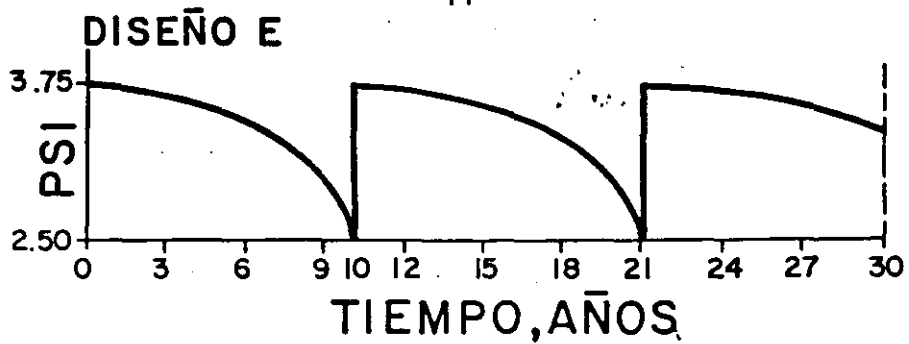
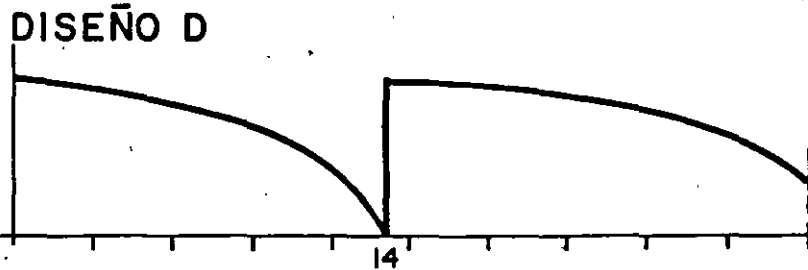
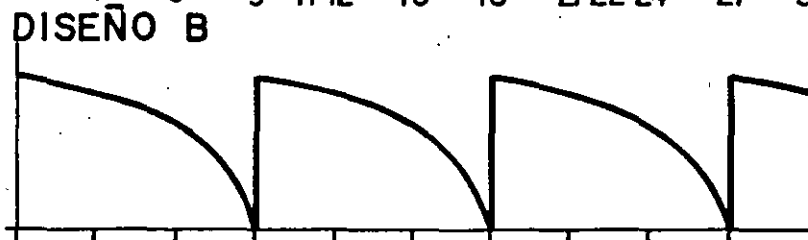
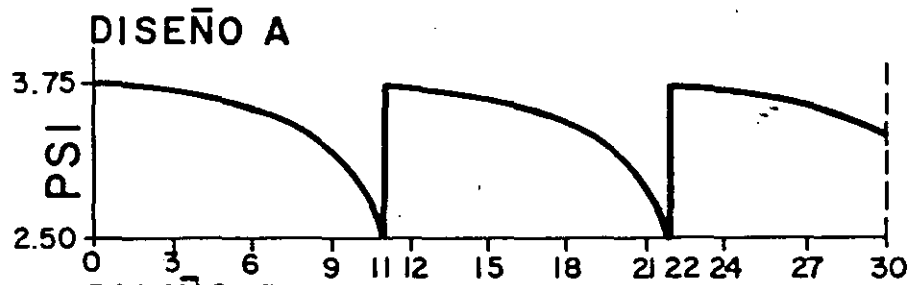
64

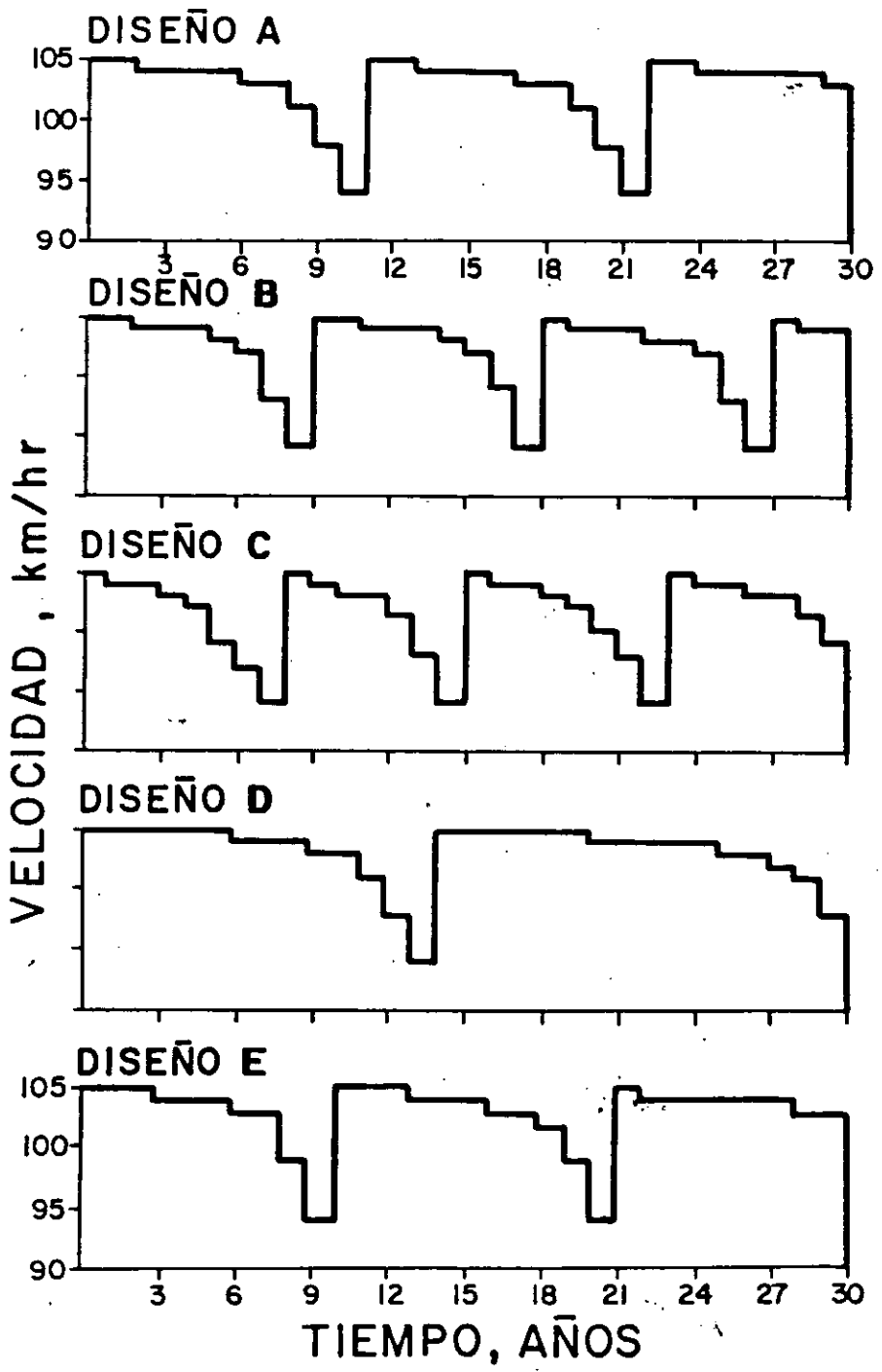
TDPA = 10 000

TASA INCREMENTO = 5 %

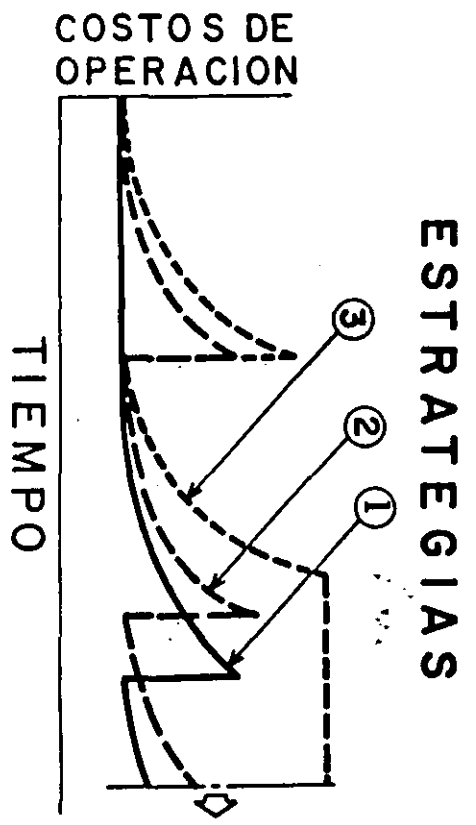
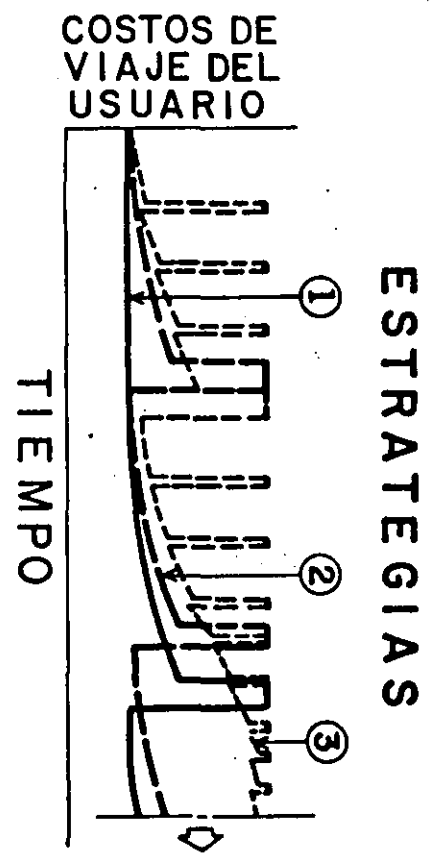
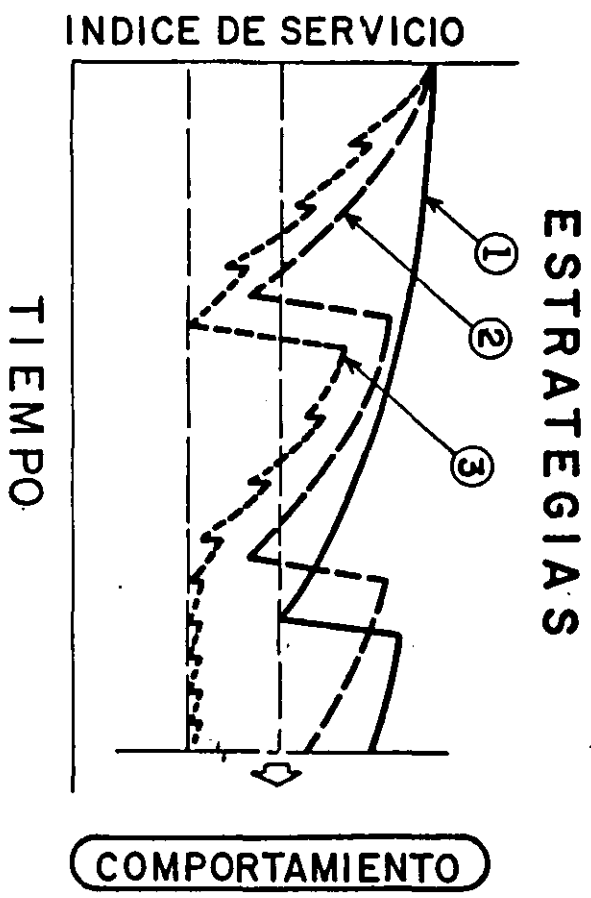
PERIODO DE DISEÑO = 30 AÑOS

CUATRO CARRILES





123



IMPLICACIONES EN COSTOS DEL USUARIO

144

RESUMEN DE COSTOS \$/KM (x1000)

SEÑO	COSTO INICIAL	COSTO SOBRE CARPETA	SUBTOTAL	COSTO MANTENIMIENTO	SUBTOTAL	COSTO DE OPERACION DURANTE - SOBRECARPETAS	SUBTOTAL	VALOR DE RESCATE	SUBTOTAL	COSTO DE OPERACION	TOTAL
A	232,950	49,300	282,250	35,100	317,500	5,100	322,450	13,550	308,900	92,950	401,850
B	203,950	70,450	274,400	31,400	305,000	10,300	316,100	15,100	301,000	108,900	409,900
C	198,600	81,300	279,900	27,500	307,400	7,100	314,500	16,300	298,200	140,050	438,250
D	259,350	27,300	296,950	41,400	338,350	1,450	339,800	13,100	326,700	64,350	391,050
E	244,850	52,750	297,600	34,300	331,900	4,550	336,450	17,200	319,250	83,750	403,000

COSTO MINIMO

OPCIONES DE MANTENIMIENTO RECOMENDADAS PARA MINIMIZAR EL COSTO DEL TRANSPORTE EN CAMINOS PAVIMENTADOS

TRANSITO MEDIO DIARIO (NUMERO DE VEHICULOS)	ESTADO INICIAL DEL CAMINO ^a	MANTENIMIENTO RECOMENDADO
MENOS DE 200	DE BUENO A MALO	BACHEO HASTA QUE LA RUGOSIDAD ALCANCE UN NIVEL MUY ALTO (8,5 DEL IIR) Y EL TRANSITO HAYA AUMENTADO HASTA UN PUNTO (TMD > 200) EN QUE SE JUSTIFIQUE LA RECONSTRUCCION DEL PAVIMENTO.
	DE BUENO A REGULAR	BACHEO Y REVESTIMIENTOS (HORMIGON ASFALTICO DE 40 MM CUANDO LA RUGOSIDAD LLEGA AL 4,2 A 5 DEL IIR). CUANDO HAY LIMITACIONES PRESUPUESTARIAS LOS REVESTIMIENTOS SE PUEDEN SUSTITUIR POR TRATAMIENTOS SUPERFICIALES.
200 A 500	MALO	RECONSTRUCCION INMEDIATA DEL PAVIMENTO. ^b
	BUENO	BACHEO Y REVESTIMIENTOS PERIODICOS (CONCRETO ASFALTICO DE 40 MM AL 3,5-4 DEL IIR)
	REGULAR	IGUAL A LA RECOMENDACION ANTERIOR, PERO CON UN REVESTIMIENTO INICIAL MAS GRUESO (CONCRETO ASFALTICO DE 80 MM) EN LOS CASOS EN QUE EL PAVIMENTO ES DEBIL.
500 A 1000	MALO	RECONSTRUCCION INMEDIATA DEL PAVIMENTO. ^b
	DE BUENO A REGULAR	BACHEO Y REVESTIMIENTOS PERIODICOS (DE CONCRETO ASFALTICO DE 40 MM AL 3,5 DEL IIR). CUANDO EL PAVIMENTO EXISTENTE ES DEBIL EL REVESTIMIENTO INICIAL DEBE SER DE MAYOR ESPESOR (80 MM). LOS TRATAMIENTOS SUPERFICIALES PERIODICOS SON ECONOMICOS EN EL CASO DE LOS PAVIMENTOS RESISTENTES QUE ESTAN EN BUEN ESTADO.
	MALO	RECONSTRUCCION INMEDIATA DEL PAVIMENTO. ^b
1000 TO 2000	BUENO	BACHEO Y TRATAMIENTOS SUPERFICIALES PERIODICOS (CUANDO EL 25% DE LA SUPERFICIE ESTA DAÑADA), ADEMAS DE REVESTIMIENTOS PERIODICOS (DE 40 MM AL 3,5 DEL IIR).
	REGULAR	BACHEO Y REVESTIMIENTOS PERIODICOS (CONCRETO ASFALTICO 40 MM AL 3,5 DEL IIR). CUANDO EL PAVIMENTO EXISTENTE ES DEBIL EL REVESTIMIENTO INICIAL DEBE TENER UN ESPESOR MAYOR (80 MM).
	MALO	RECONSTRUCCION INMEDIATA DEL PAVIMENTO. ^b
MAS DE 2000	BUENO	BACHEO Y TRATAMIENTOS SUPERFICIALES PERIODICOS (CUANDO EL 25% DE LA SUPERFICIE ESTA DAÑADA), ADEMAS DE REVESTIMIENTOS PERIODICOS (DE 40 MM AL 3,5 DEL IIR).
	REGULAR	BACHEO Y REVESTIMIENTOS PERIODICOS (CONCRETO ASFALTICO 40 MM AL 3,5 DEL IIR). CUANDO EL PAVIMENTO EXISTENTE ES DEBIL EL REVESTIMIENTO INICIAL DEBE TENER UN ESPESOR MAYOR (80 MM).
	MALO	RECONSTRUCCION INMEDIATA DEL PAVIMENTO. ^b

a. BUENO = RUGOSIDAD INFERIOR A 3,5 SEGUN EL IIR; REGULAR = RUGOSIDAD DE 3,5 A 5,8 SEGUN EL IIR; MALO = RUGOSIDAD SUPERIOR AL 5,8 DEL IIR.

b. HAY QUE ASIGNAR FONDOS A BACHEO Y MANTENIMIENTO DE EMERGENCIA CON EL OBJETO DE QUE EL CAMINO SIGA SIENDO TRANSITABLE DURANTE EL PERIODO DE RECONSTRUCCION.

BASES PARA ADOPCION DE CRITERIO

- 1.- DATOS DE PLANEACION
- 2.- DATOS DE PROYECTO GEOMETRICO
- 3.- DATOS DE TRANSITO Y COSTOS
- 4.- DATOS DE EVALUACION DE PAVIMENTO

CRITERIOS

- 1.- MANTENIMIENTO NORMAL, PREVENTIVO Y CORRECTIVO.
- 2.- REFUERZO ESTRUCTURAL Y POR FATIGA.
- 3.- RECONSTRUCCION DE TERRACERIAS.
- 4.- AMPLIACIONES LATERALES.
- 5.- CONSTRUCCION DE UN NUEVO CUERPO, PARALELO AL ACTUAL O INDEPENDIENTE.
- 6.- NUEVOS CUERPOS LATERALES AL ACTUAL, EL CUAL SE DESTINA A CAMELLON.
- 7.- NUEVO TRAZO EN MODIFICACIONES.

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

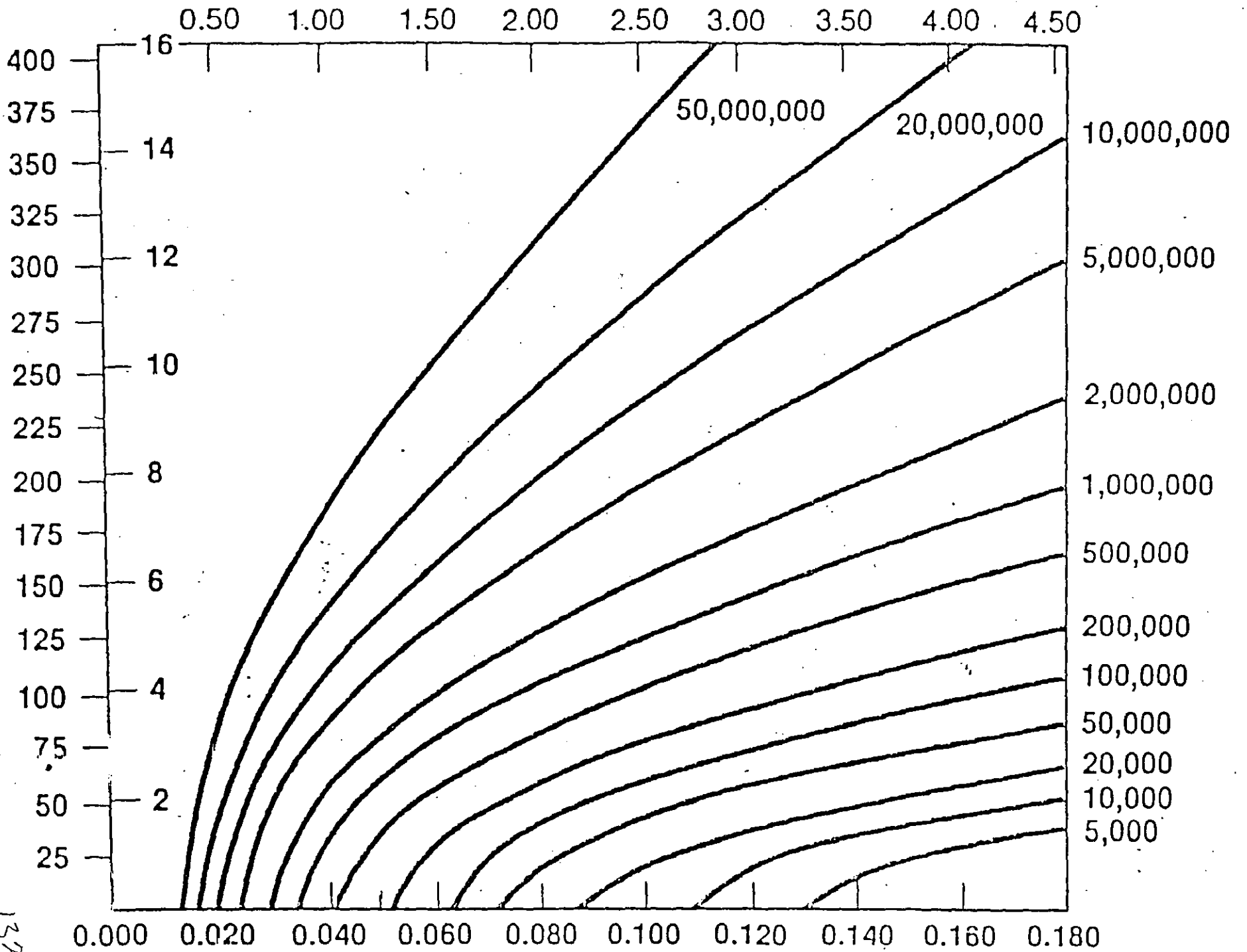
TIPO	APLICACION
- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES	
<ul style="list-style-type: none"> RANURADO REBAJADO PRODUCTOS QUIMICOS 	CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAMAMIENTO.
CALAFATEO	RELLENO DE GRIETAS
<ul style="list-style-type: none"> SLURRY SEAL RIEGOS DE SELLO 	CORREGIR TEXTURA Y DERRAMAMIENTO, IMPERMEABILIZAR, MEJORAR APARIENCIA.
- BACHEO	
SUPERFICIAL	CORREGIR FALLAS DE CARPETA.
PROFUNDO	CORREGIR AREAS DEBILES
- RENIVELACIONES	CORREGIR DEFORMACIONES
- RECICLADO	CORREGIR FALLAS DE CARPETA, REJUVENECERLA Y FORZARLA.
- SOBRECARPETA	REFUERZO, ESTRUCTURAL Y CONTRA FATIGA.
- MODERNIZACIONES	ADECUAR PARA TRANSITO MAS IMPORTANTE, AMPLIACIONES Y RECTIFICACIONES MEJORAR DRENAJE.
- RECONSTRUCCION	ADAPTACION PARA UN TRANSITO MAS PESADO.

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS RIGIDOS

TIPOS	APLICACION
- RESTAURACION DE JUNTAS	MEJORAR LA FUNCION DE LAS JUNTAS E IMPERMEABILIZAR
- CALAFATEO DE GRIETAS	
- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES	
RANURADO	CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO.
REBAJADO	
PRODUCTOS QUIMICOS	
- RECONSTRUCCION DE LOSAS, INTEGRAL O PARCIAL	RESTITUIR ESTRUCTURA
- SOBRECARPETAS ASFALTICAS O REFUEZO DE CONCRETO HIDRAULICO	MEJORAR TEXTURA Y DERRAPAMIENTO, REFUEZO ESTRUCTURAL
- MODERNIZACIONES Y RECONSTRUCCION	ADECUAR PARA TRANSITO MAS PESADO Y MAS IMPORTANTE, MEJORAR ALINEAMIENTO Y DRENAJE.

ESPEORES EFECTIVOS SEGUN EL INSTITUTO DEL ASFALTO. (127)

CLASIFI- CACION.	DESCRIPCION DEL MATERIAL.	FACTORES DE CONVERSION.
I	Terreno natural en todos los casos	0.0
II	a).- Subrasantes construidas con materiales granulares, con algo de limo o arcilla e $IP \leq 10$ b).- Subrasante de suelos muy plásticos con $IP > 10$; estabilizadas con cal.	0.0-0.2
III	a).- Bases o subbases granulares bien graduadas con $CBR > 20$, el limite superior se usa si el $IP \leq 6$ y el inferior si $IP > 6$. b).- Subbase y bases de suelo cemento, con materiales con $IP \leq 10$ y poco cemento.	0.2-0.3
IV	a).- Base granular de alta calidad ($CBR > 80$). b).- Carpetas asfálticas muy agrietadas y deformadas. c).- Pavimento de concreto hidráulico roto en piezas menores de 2 pies, se usa el rango superior cuando tiene subbase, limite inferior cuando sólo hay subrasante. d).- Bases de suelo cemento muy agrietadas.	0.3-0.5
V	a).- Carpeta y bases asfálticas muy agrietadas pero poco deformadas. b).- Pavimentos de concreto hidráulico agrietados y con algunas fallas. c).- Bases de suelo cemento poco agrietadas.	0.5-0.7
VI	a).- Carpetas de concreto asfáltico con pocas grietas y poca deformación. b).- Bases asfálticas poco agrietadas. c).- Concreto hidráulico poco agrietado.	0.7-0.9
VII	a).- Concreto asfáltico incluyendo bases de concreto asfáltico con muy pocas grietas y pocas deformaciones en las huellas de rodada. b).- Concreto hidráulico, sellado y pocas grietas. c).- Base de concreto hidráulico bajo carpeta asfáltica estable, sin bombeo y con pocas grietas reflejadas.	0.9-1.0



132

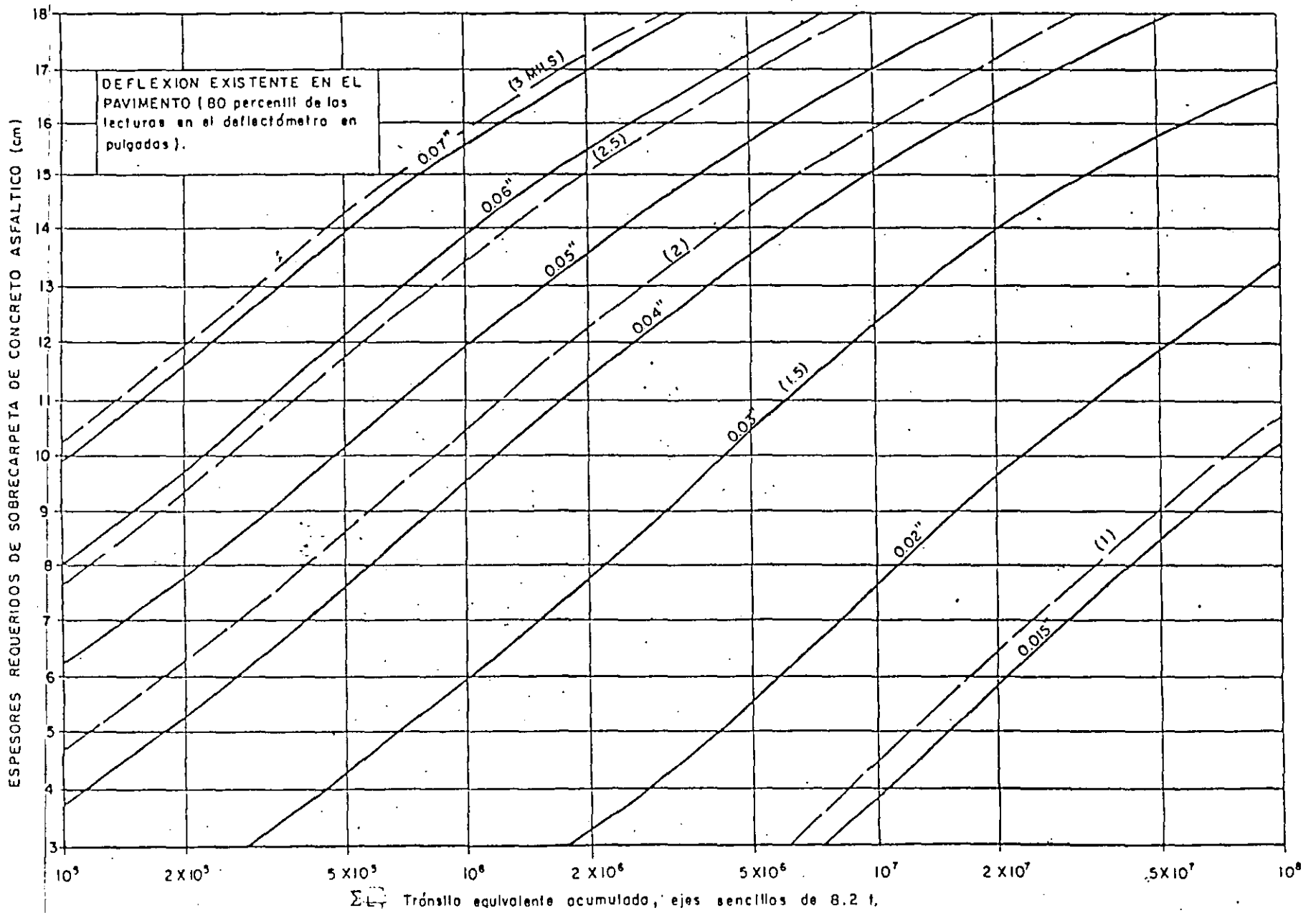


Fig. Gráfica guía para diseño de refuerzos en pavimentos asfálticos (Calif. Dept. of Trans., 1976)

POLITICAS DE CONSERVACION

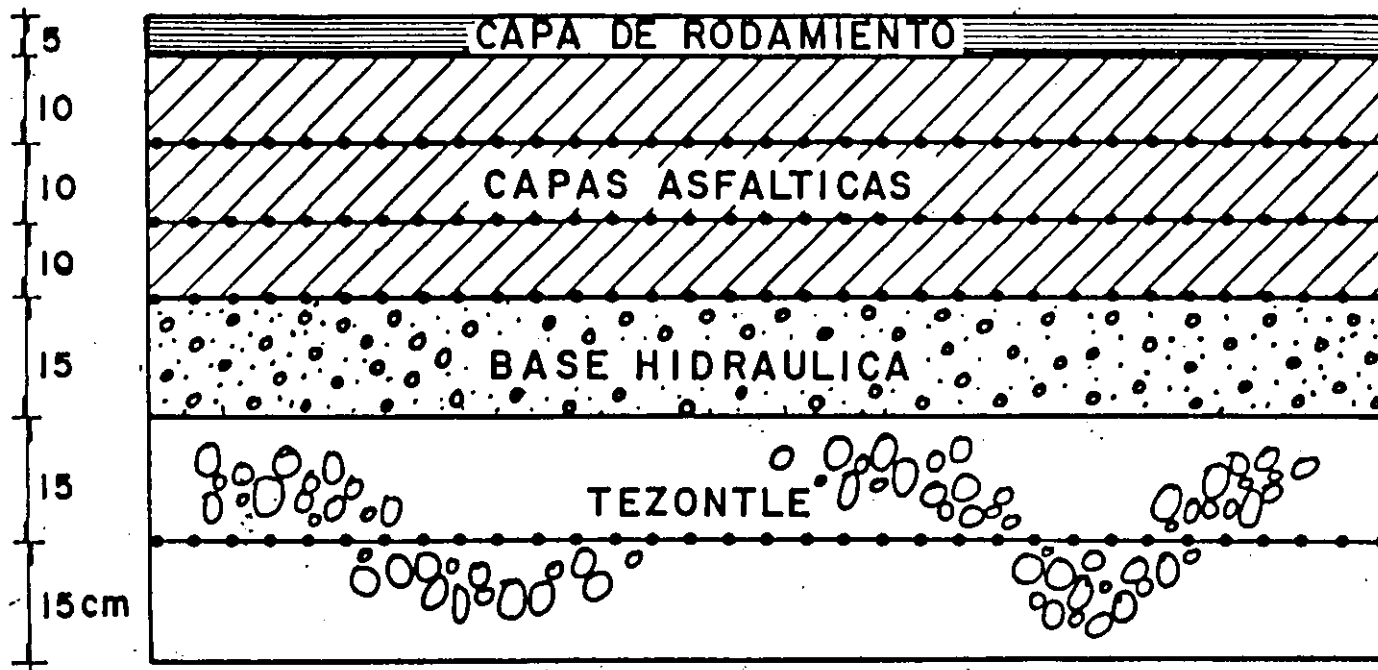
- 1.- ELECCION DEL NIVEL DE SERVICIO
- 2.- DEFINICION DE VALORES CRITICOS O TERMINALES
- 3.- DISPONIBILIDAD DE FONDOS
- 4.- IMPORTANCIA DE LA CARRETERA
- 5.- VOLUMEN DE TRANSITO Y SU MANEJO
- 6.- RELACIONES CON EL USUARIO
- 7.- COSTO Y VIDA UTIL DE LAS ALTERNATIVAS

PROCEDIMIENTO

- 1.- EFECTUAR UNA EVALUACION DEL PAVIMENTO, INVESTIGANDO SU ESTADO TIPOS DE FALLAS Y CAUSAS PROBABLES.
- 2.- DEFINIR SI LAS FALLAS SON ESTRUCTURALES, FUNCIONALES O DE FATIGA.
- 3.- DEFINIR ESPESORES PARA CADA CASO.
PROPONER ALTERNATIVAS.
- 4.- HACER UN ANALISIS DE PREDICION DE COMPORTAMIENTO.
- 5.- HACER ANALISIS ECONOMICO
- 6.- ELEGIR LA MEJOR ALTERNATIVA.

R E C O M E N D A C I O N E S

- 1.- CORREGIR FALLAS DE DRENAJE Y SUBDRENAJE
- 2.- REVISAR CONDICIONES DE ACOTAMIENTOS
- 3.- CORREGIR GRIETAS Y EFECTUAR BACHEO Y RENIVELACIONES
- 4.- DIMENSIONAR ESPESORES, CONSIDERANDO ADEMÁS ASPECTOS DE PENDIENTES Y REFLEXION DE GRIETAS
- 5.- DISEÑO ADECUADO DE LA MEZCLA Y CONSTRUCCION CORRECTA.



137

FIG 5.- REFUERZO DE UNA SECCION COMPENSADA PARA REHABILITACION DE LA PISTA 05D - 23I DEL AICM

VENTAJAS DEL USO DE GEOSINTETICOS EN PAVIMENTOS:

- A) RAPIDEZ Y FACILIDAD DE INSTALACION
- B) AHORRO DE MATERIALES DE PAVIMENTACION Y PROLONGACION DE LA VIDA UTIL DE LOS PAVIMENTOS
- C) POSIBILIDAD DE RESOLVER PROBLEMAS COMPLICADOS, CON MATERIALES CONVENCIONALES
- D) AMPLIO CAMPO DE APLICACIONES, POSIBILIDAD DE UTILIZAR GEOCOMPUESTOS CON NUEVOS MATERIALES, FORMAS Y COMBINACIONES
- E) POSIBILIDAD DE USARSE COMO REFUERZO EN PAVIMENTOS RIGIDOS

PAVIMENTOS RIGIDOS

- A) USO DE SOBRECARPETAS ASFALTICAS
- B) COLOCACION DE UNA CAPA DE BASE CON O SIN ASFALTO, ENTRE EL PAVIMENTO DAÑADO Y UNA SOBRECARPETA ASFALTICA
- C) CONSTRUCCION DE UNA SOBRECARPETA ASFALTICA DE ESPESOR ADECUADO
- D) USO DE BANDAS DE GEOTEXTIL DE 300 A 450 MM DE ANCHO SOBRE JUNTAS O GRIETAS
- E) EMPLEO DE CAPAS DE ASFALTO AHULADOS
- F) CONSTRUCCION DE UNA SOBRE LOSA DE CONCRETO HIDRAULICO
- G) COLOCACION DE GEOTEXTILES SOBRE LA SUPERFICIE DAÑADA

A P L I C A C I O N E S

- 1.- TRATAMIENTO DE GRIETAS
 - 1.1.- RIEGOS
 - 1.2.- RELLENOS

- 2.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES
 - 2.1.- ASFALTO
 - 2.2.- ASFALTO Y AGREGADOS
 - 2.3.- MORTEROS

- 3.- MEZCLAS ELABORADAS EN EL LUGAR O EN PLANTA
 - 3.1.- RENIVELACIONES
 - 3.2.- SOBRECARPETAS DELGADAS
 - 3.3.- REPOSICION DE CARPETAS EN BACHES

TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

- 1.- RIEGOS ASFALTICOS
- 2.- CARPETAS DE UNO O VARIOS RIEGOS
- 3.- MORTEROS (SLURRY SEAL)
- 4.- CARPETAS DELGADAS DE CONCRETO ASFALTICO O MEZCLA
EN EL LUGAR

SELECCION DEL ASFALTO PARA TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

- 1.- TEMPERATURA AMBIENTE Y DE LA SUPERFICIE
- 2.- VIENTO Y HUMEDAD
- 3.- TEXTURA Y CONDICION DE LA SUPERFICIE
- 4.- TIPO Y CONDICION DEL AGREGADO POR COLOCAR
- 5.- EQUIPO

PROPIEDADES DEL ASFALTO

- 1.- FLUIDEZ PARA CUBRIR UNIFORMEMENTE EL AREA
 - 2.- CONSISTENCIA PARA CUBRIR AL AGREGADO
 - 3.- DESARROLLO RAPIDO DE PROPIEDADES ADHESIVAS
 - 4.- RETENER A LOS AGREGADOS A PESAR DEL TRANSITO
 - 5.- NO DESPRENDERSE DEL AGREGADO NI AFLORAR EN EL TRANCURSO DEL TIEMPO
- 14/2*

RIEGO DE IMPREGNACION

OBJETIVOS

- 1.- IMPERMEABILIZAR LA SUPERFICIE
- 2.- RELLENO DE HUECOS CAPILARES
- 3.- CUBRIR Y RETENER PARTICULAS SUeltas
- 4.- ENDURECIMIENTO DE LA SUPERFICIE
- 5.- ADHERIR A LA BASE EL TRATAMIENTO POSTERIOR

CANTIDAD DE ASFALTO

1 A 2 LT/M²

TIEMPO DE PENETRACION Y CURADO

24 HR

CUIDADOS

LIMPIEZA CUIDADOSA DE LA SUPERFICIE, VIGILAR LA CANTIDAD DE ASFALTO APLICADA, ELIMINAR EXCESOS, IMPEDIR EL TRANSITO.

173

PALIATIVO CONTRA EL POLVO

OBJETIVOS

- 1.- ELIMINAR EL POLVO EN SUPERFICIES DE TIERRA FORMANDO UNA COS
TRA ENDURECIDA, ESTABILIZANDO EL MATERIAL, CON APLICACIONES
ANUALES SUCESIVAS

CANTIDAD DE ASFALTO

3 A 4.5 LT/M², EN TRES APLICACIONES

TIEMPO DE PENETRACION Y CURADO

VARIAS SEMANAS

CUIDADOS

CONFORMAR Y COMPACTAR LA SUPERFICIE
IMPEDIR EL TRANSITO DURANTE UN DIA

RIEGO DE LIGA

OBJETIVOS

- 1.- PROPORCIONAR ADHERENCIA ENTRE UNA SUPERFICIE Y UNA NUEVA CAPA

CANTIDAD DE ASFALTO

0.25 A 0.8 LT/M²

TIEMPO DE CURADO

SUFICIENTE PARA EL ROMPIMIENTO DE LA EMULSION O EVAPORACION DE SOLVENTES

CUIDADOS

LIMPIEZA DE LA SUPERFICIE, VIGILAR LA UNIFORMIDAD Y CANTIDAD APLICADA, EVITAR EL TRANSITO Y CIRCULACION LENTA CUANDO SE PERMITA EL PASO

145

RIEGO TAPON

OBJETIVOS

- 1.- IMPIDE LA ENTRADA DE AIRE Y AGUA AL PAVIMENTO
- 2.- PREVIENE DESPRENDIMIENTOS DEL AGREGADO DE UNA CARPETA
- 3.- REJUVENECE CARPETAS ANTIGUAS

CANTIDAD DE ASFALTO

0.5 A 1.0 LT/M²

TIEMPO DE PENETRACION Y CURADO

UNA A DOS HORAS

CUIDADOS

LIMPIEZA DE LA SUPERFICIE, IMPEDIR EL TRANSITO EN EL LAPSO DE PENETRACION Y CURADO

SLURRY SEAL

OBJETIVOS

- 1.- IMPERMEABILIZAR LA SUPERFICIE
- 2.- RELLENAR GRIETAS Y HUECOS DE DESPRENDIMIENTO DE AGREGADOS
- 3.- MEJORAR LA TEXTURA DE CARPETAS ANTIGUAS
- 4.- MEJORAR LA APARIENCIA DE LA SUPERFICIE

PROPORCION DE ASFALTO Y AGREGADOS

MATERIAL PETREO	100 KG
EMULSION ASFALTICA	15 - 30 LT
AGUA	10 - 15 LT

GRANULOMETRICA TIPICA (NSSA)

MALLA	POR CIENTO QUE PASA %
N° 8	100
N° 16	55-85
N° 30	35-60
N° 50	20-45
N°100	10-30
N°200	5-15

CUIDADOS

- 1.- LIMPIEZA Y TRATAMIENTO DE GRIETAS DE LA SUPERFICIE
- 2.- TEMPERATURA DE LA SUPERFICIE MAYOR DE 25°C Y SUSPENDER SI AMENAZA LLUVIA
- 3.- HUMEDECER LA SUPERFICIE Y APLICAR UN RIEGO DE LIGA SOBRE CARPETAS RESECAS Y ENVEJECIDAS (EMULSION DILUIDA A 1.3, 0.2 A 0.4 LT/M²)
- 5.- DEJAR CURAR HASTA QUE ADQUIERA FIRMEZA Y COMPACTAR CON RODILLO NEUMATICO. A CONTINUACION PODRA PERMITIRSE EL TRANSITO.

CARPETAS DE RIEGOS Y RIEGOS DE SELLO

OBJETIVOS

- 1.- IMPERMEABILIZAR LA SUPERFICIE
- 2.- MEJORAR LA TEXTURA DE CARPETAS ANTIGUAS
- 3.- MEJORAR LA APARIENCIA DE LA SUPERFICIE

PROPORCION DE ASFALTO Y AGREGADOS

- 1.- EL VOLUMEN DE VACIOS ENTRE LOS AGREGADOS RECIEN COLOCADOS ES DEL ORDEN DE 50%, DESPUES DE COMPACTAR SE REDUCE A 30% Y EL TRANSITO LO REDUCE A 20%
- 2.- CON EL TIEMPO LOS AGREGADOS SE ACOMODAN SEGUN SU FORMA (MINIMA DIMENSION PROMEDIO)
- 3.- EL ASFALTO UTILIZADO DEBE OCUPAR EL 70% DEL VOLUMEN DE VACIOS FINAL O EL 60% CUANDO EL TRANSITO ES INTENSO
- 4.- EL TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO DEBE SER DE 1.27 A 0.63 CM (½ A ¼ PULG) CON RELACION 2:1 ENTRE TAMAÑOS MAXIMO Y MINIMO
- 5.- VER PROCEDIMIENTO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO. (MS-13)

FORMULAS

- | | |
|-------------------------|----------------------|
| 1) $S = 7.985 Gm H_1 E$ | 3) $S = 0.0272 MW$ |
| 2) $A = 2T H_1 + V$ | 4) $A = 5.08 MT + V$ |
| $S, \text{ KG/M}^2$ | $W, \text{ KG/M}^3$ |
| $H_1, \text{ CM}$ | |
| $A, \text{ LT/M}^2$ | |
| $V, \text{ LT/M}^2$ | |

$$5) \quad SM = \frac{0.06 \quad G_T}{WR}$$

$$6) \quad L = \frac{T}{WR}$$

SM, KM/HR

GT, LT/MIN

W, M

R, LT/M²

L, M

T, LT

CUIDADOS

- 1.- REPARACION DE DETERIOROS Y LIMPIEZA
- 2.- ADECUADO MANEJO DE MATERIALES Y EQUIPO
- 3.- COMPACTAR CON RODILLO NEUMATICO Y BARRER PARA ELIMINAR EL -
AGREGADO SUELO
- 4.- CONTROL DE TRANSITO

CARPETAS DE MEZCLA ASFALTICA ELA BORADAS EN PLANTA O EN EL LUGAR

OBJETIVOS

- 1.- RENIVELAR Y SUSTITUCION DE CARPETA EN BACHEOS
- 2.- IMPERMEABILIZAR
- 3.- MEJORAR LAS CARACTERISTICAS DE RUGOSIDAD, RESISTENCIA AL DE
RRAPAMIENTO, APARIENCIA
- 4.- PROLONGAR LA VIDA DE UN PAVIMENTO, Y AUMENTAR SU CAPACIDAD
ESTRUCTURAL A BAJO COSTO
- 5.- REPARACIONES URGENTES

PROPORCION DE ASFALTO Y AGREGADOS

FORMULAS

SCT $A = 0.20 a + 0.045b + cd$

A = CONTENIDO DE ASFALTO, PORCIENTO EN PESO DEL AGREGADO

a = PORCENTAJE RETENIDO EN MALLA 10

b = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 10 Y ES RETENIDO EN LA MALLA
200

c = PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA 200

d = FACTOR QUE DEPENDE DE LA ABSORCION DE LOS AGREGADOS --
(0.15 - 0.35)

INSTITUTO DEL ASFALTO $P = 0.02 A + 0.07b + 0.15c + 0.20d$

P = CONTENIDO DE ASFALTO, PORCIENTO EN PESO DEL AGREGADO

a = PORCENTAJE RETENIDO EN MALLA 50

b = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 50 Y SE RETIENE EN LA 100

c = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 100 Y SE RETIENE EN LA 200

d = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 200

METODO CKE

PROPORCIONAMIENTO SEGUN RESULTADOS DE PRUEBAS
MARSHALL, HVEEM, HUBBARFIELD, ETC.

VIGILAR:

ESTABILIDAD
DURABILIDAD
FLEXIBILIDAD
RESISTENCIA A FATIGA
IMPERMEABILIDAD
TRABAJABILIDAD

CUIDADOS

VIGILAR TEMPERATURAS DE AGREGADOS, ASFALTO Y MEZCLA CONDI--
CIONES AMBIENTALES
DOSIFICACION DE ASFALTO Y SU CORRECTA MEZCLA CON AGREGADOS
CALIDAD DE AGREGADOS
COMPACTACION Y ACABADO FINAL

CASOS EN QUE PUEDE RECOMENDARSE LAS
SOBRECARPETAS CON EXITO.

- 1.- PARA CORREGIR FALLAS FUNCIONALES
- 2.- PARA REFORZAR UN PAVIMENTO ESTRUCTURALMENTE ADECUADO,
QUE DEBE ADECUARSE PARA UN VOLUMEN DE TRANSITO MAYOR.
PUEDE CONSIDERARSE CONSTRUCCION POR ETAPAS.
- 3.- PARA REFORZAR UN PAVIMENTO CON PROBLEMAS ESTRUCTURALES
EN LA BASE O CARPETA.
- 4.- PARA SOLUCIONAR PROBLEMAS DE FATIGA
- 5.- PARA REHABILITAR CARPETAS ENVEJECIDAS.
- 6.- EN CASOS DE SOLUCIONES TEMPORALES.

PRINCIPALES ACTIVIDADES

- 1.- COLOCACION DE DISPOSITIVOS DE CONTROL DE TRANSITO
- 2.- LIMPIEZA DEL AREA
- 3.- EJECUCION DE CORTES
- 4.- REMOCION DE MATERIALES Y TRATAMIENTO DE LA ZONA DESCUBIERTA
- 5.- RIEGOS ASFALTICOS DE IMPREGNACION Y/O LIGA, CALAFATEO DE --
GRIETAS
- 6.- RIEGOS DE AGREGADOS O COLOCACION DE MEZCLAS ASFALTICAS
- 7.- COMPACTACION, BARRIDO, ETC.
- 8.- VIGILANCIA DEL ACABADO
- 9.- RETIRO DE DISPOSITIVOS Y REANUDACION DEL TRANSITO

REHABILITACION

- FINALIDAD:

- 1.- CORREGIR LOS DETERIOROS EXISTENTES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO.
- 2.- PREVENIR DETERIOROS FUTUROS EN EL PAVIMENTO.
- 3.- ADAPTACION A NECESIDADES DEL TRANSITO FUTURO.

- PROCEDIMIENTOS MAS GENERALES

- 1.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES.
- 2.- SOBRECARPETAS (ASFALTICAS, CONCRETO HIDRAULICO, BASE HIDRAULICA Y CARPETA)
- 3.- AMPLIACIONES
- 4.- OBRAS DE DRENAJE.

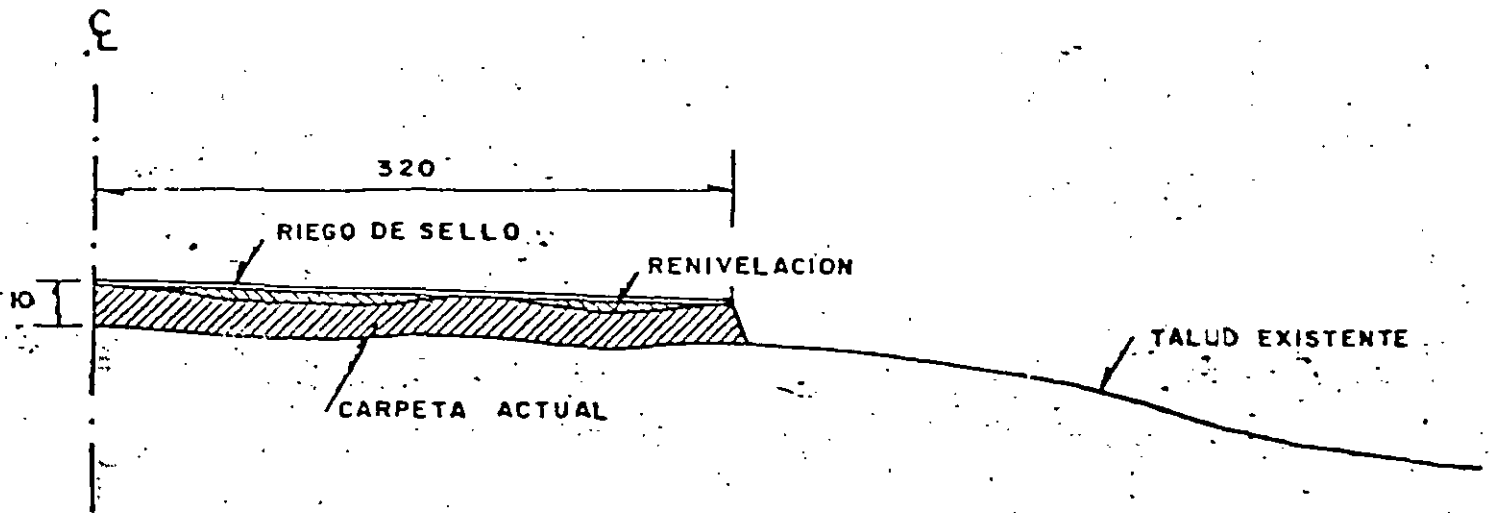
- FUNCION

- 1.- PROPORCIONAR UNA ADECUADA CALIDAD DE RODAMIENTO.
- 2.- PROPORCIONAR LA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO NECESARIA.
- 3.- PROPORCIONAR LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL ADECUADA PARA SOPORTAR EL TRANSITO FUTURO.
- 4.- MEJORAR LAS CONDICIONES GEOMETRICAS DEL CAMINO.

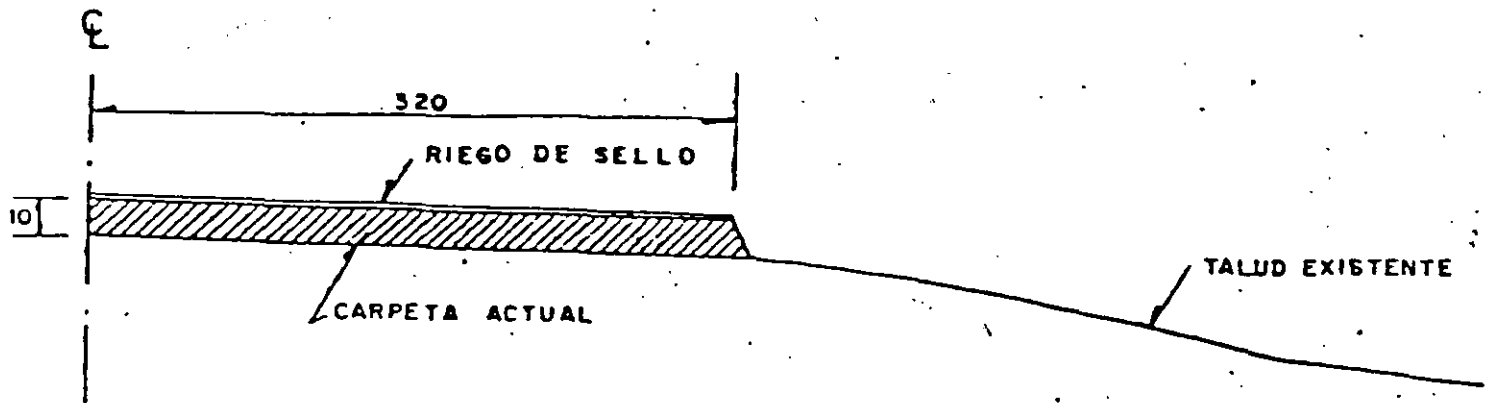
- CARACTERISTICAS

- ADECUADA
- OPORTUNA

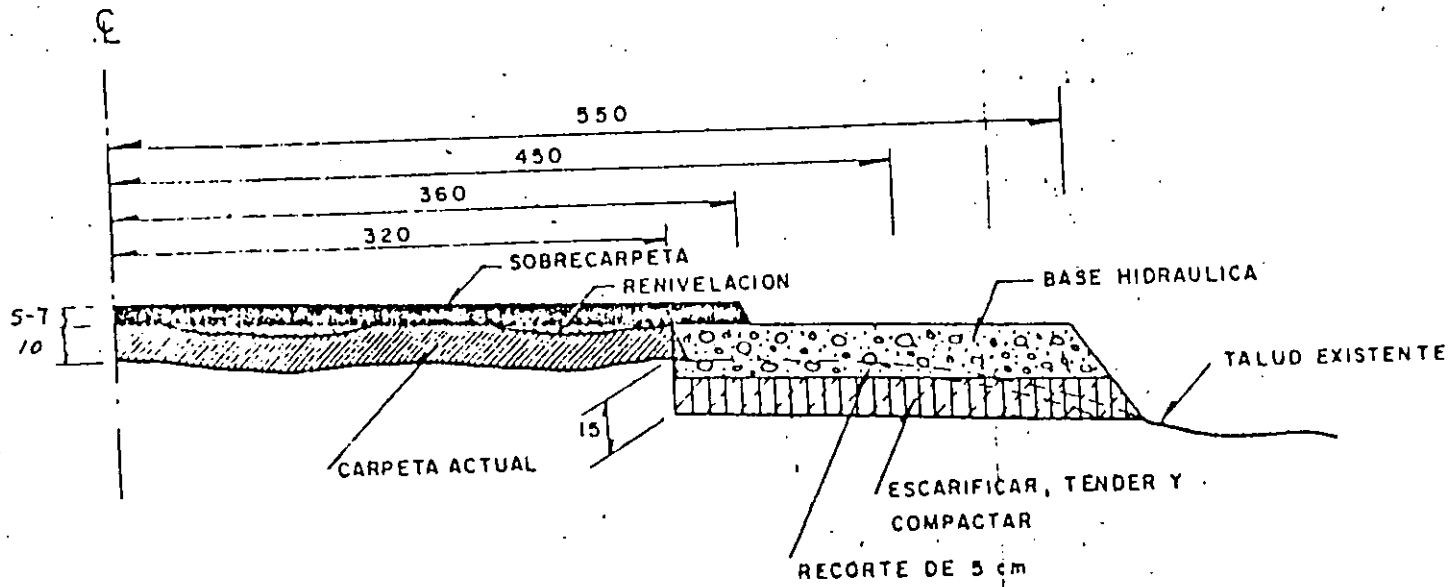
SECCION II



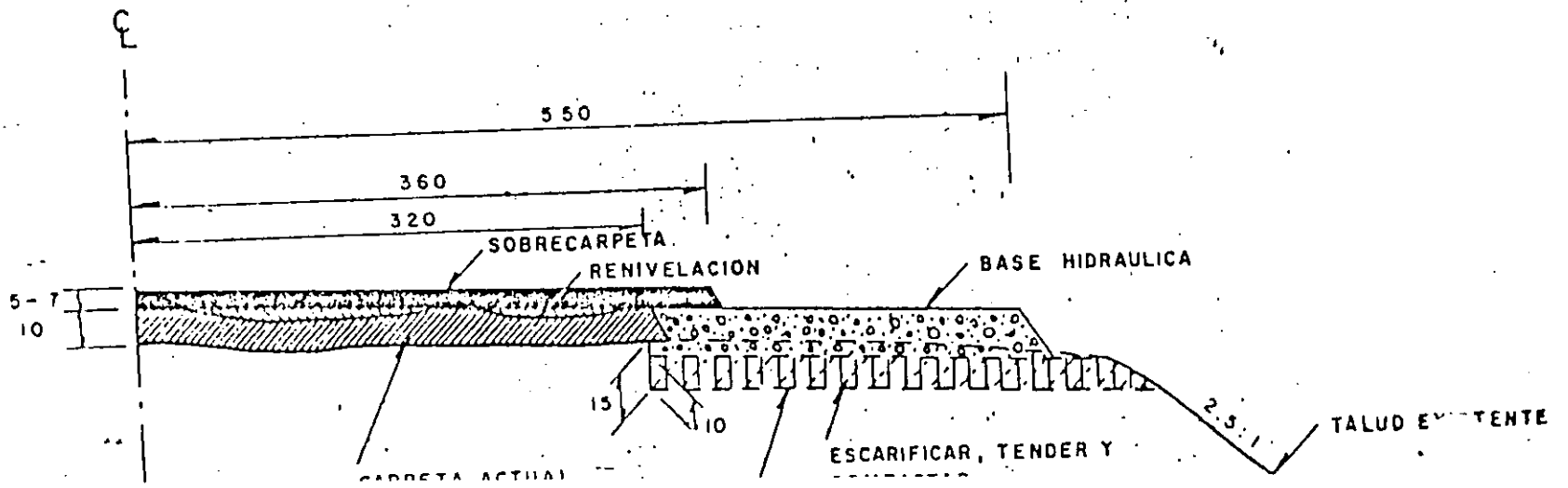
SECCION III



SECCION II



SECCION III



156

PROCEDIMIENTO I

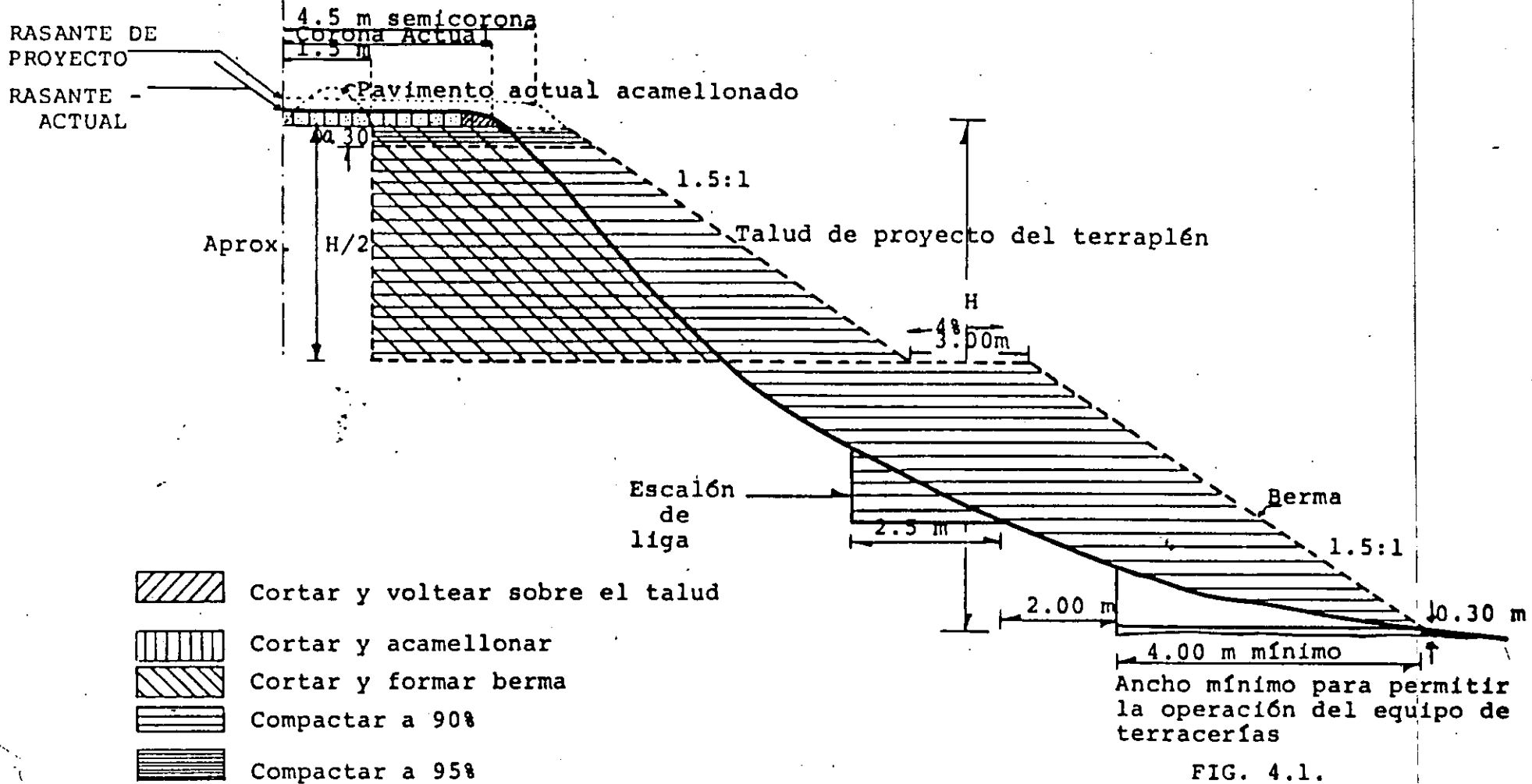


FIG. 4.1.

GEOSOL S.A.

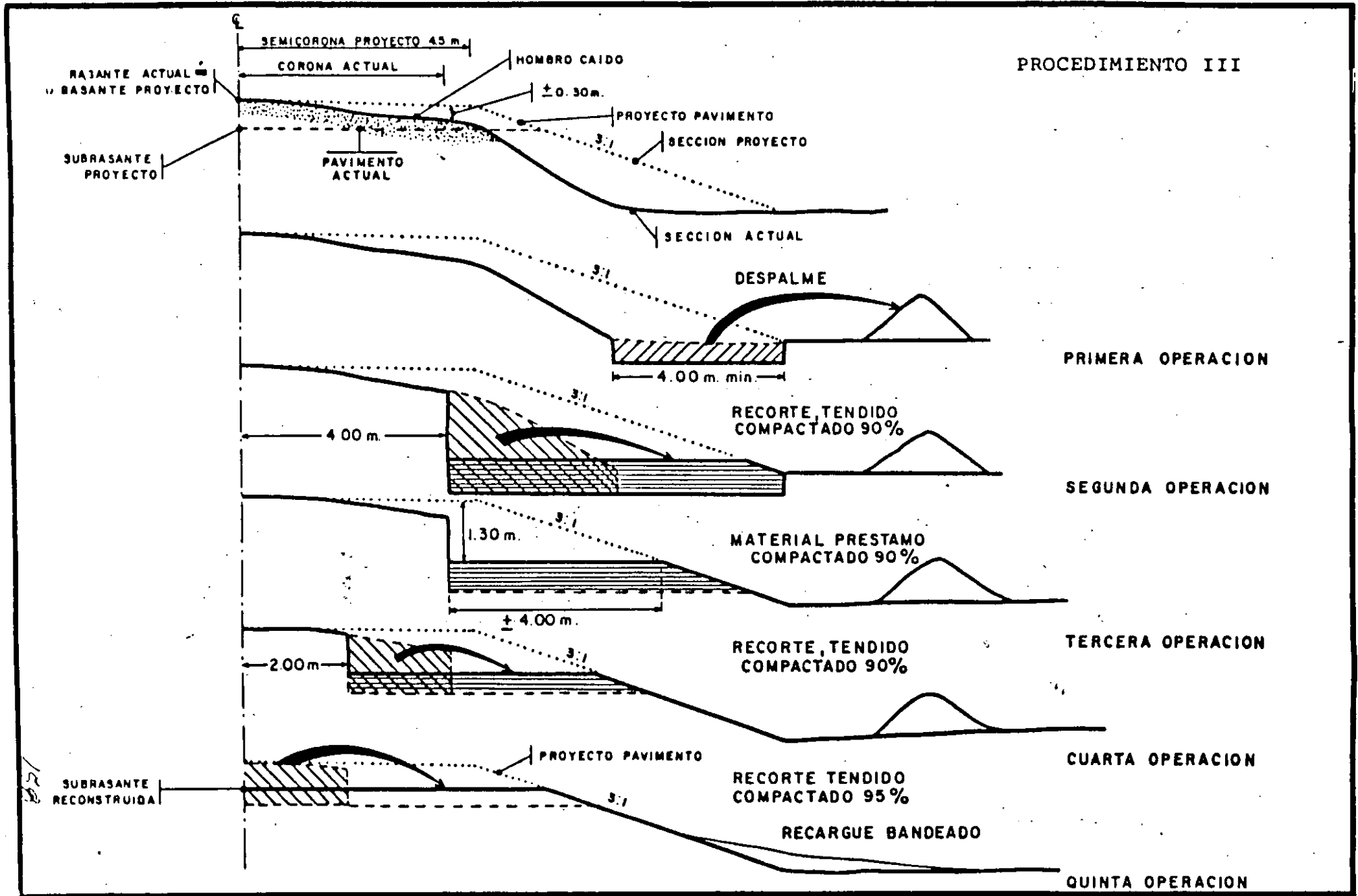


FIG. 43

ALGUNAS RELACIONES DE DETERIORO Y RESISTENCIA
PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES

<p>DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN BASES GRANULARES SNC = 3.48 DEF - 0.311</p>
<p>AGRIETAMIENTOS TCR = 4.21 exp (0.139 SNC - 17.1 YE / SNC²)</p>
<p>RUGOSIDAD RI (t) = (RI₀ + 725 (1 + SNC)⁻⁵ NE (t)) e^{0.0153 t}</p>

EN DONDE :

SNC = NUMERO ESTRUCTURAL MODIFICADO

$$= 0.04 \sum a_i h_i + SN_{sg}$$

a_i = COEFICIENTE DE RESISTENCIA POR CAPA

h_i = ESPESOR DE CADA CAPA, mm

SN_{sg} = CONTRIBUCION DE LA SUBRASANTE

$$= 3.51 \log CBR - 0.85 (\log CBR)^2 - 1.43$$

CBR = VALOR RELATIVO SOPORTE DE LA SUBRASANTE, %

DEF = DEFLEXION MEDIDA CON VIGA BENKELMAN, mm

TCR = LAPSO ESPERADO PARA LA APARICION DE
AGRIETAMIENTOS, mm

YE = EJES ACUMULADOS ANUALES, MILLONES DE
EJES EQUIVALENTES / CARRIL / AÑO

RI(t) = RUGOSIDAD DESPUES DE t AÑOS, m/km IRI

RI₀ = RUGOSIDAD INICIAL, m/km IRI

NE(t) = EJES ACUMULADOS EN EL LAPSO t, MILLONES
DE EJES EQUIVALENTES

t = TIEMPO TRANSCURRIDO EN AÑOS

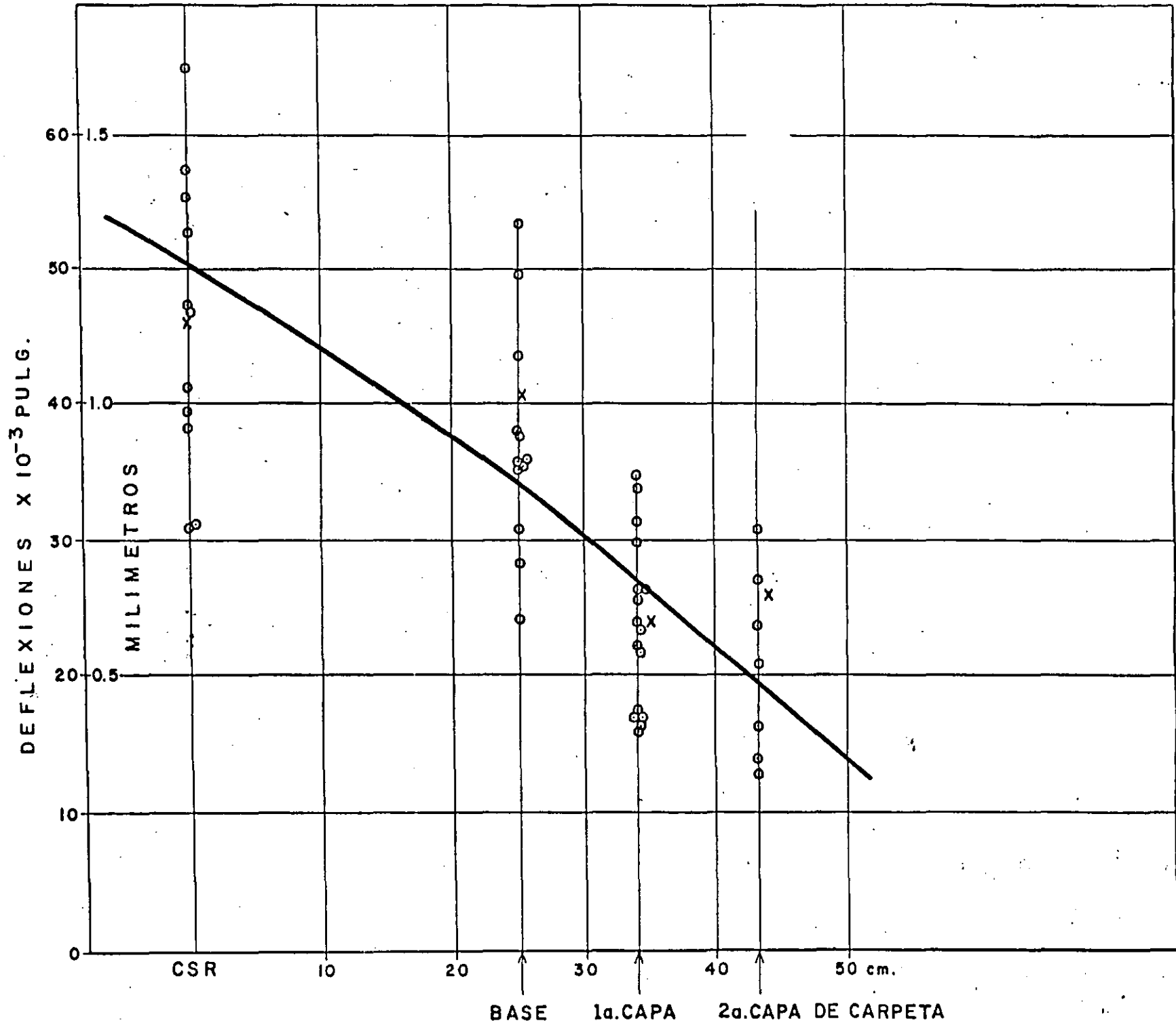


FIG. 5.- VARIACION DE LAS DEFLEXIONES DURANTE LA CONSTRUCCION

PRACTICAS DE CONSTRUCCION

- 1.- LIMITES Y TOLERANCIAS
ESPESORES
PROPIEDADES DE MATERIALES
CONTENIDOS DE ASFALTO O CEMENTO
INDICE DE RUGOSIDAD INICIAL
CONDICIONES CLIMATOLOGICAS
- 2.- MANEJO DEL TRANSITO
- 3.- FUENTES DE MATERIALES
- 4.- SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD

ESTADOS UNIDOS DE AMERICA

MAPA DE LA RED FEDERAL DE CARRETERAS
DE LA REPUBLICA MEXICANA



GOLFO DE MEXICO

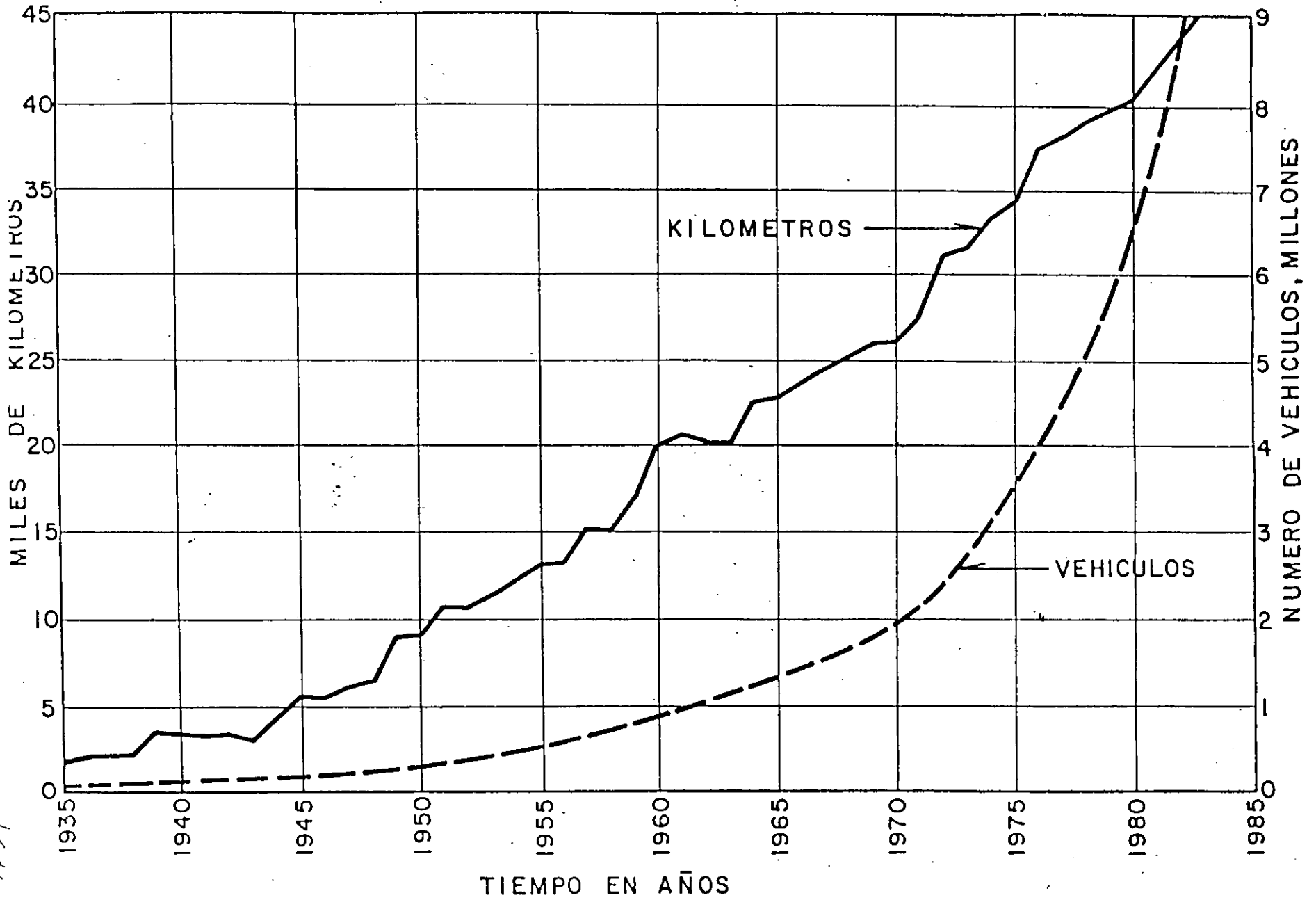
ESTADO DE LA RED

25% DE LA RED EN PESIMAS O MALAS CONDICIONES

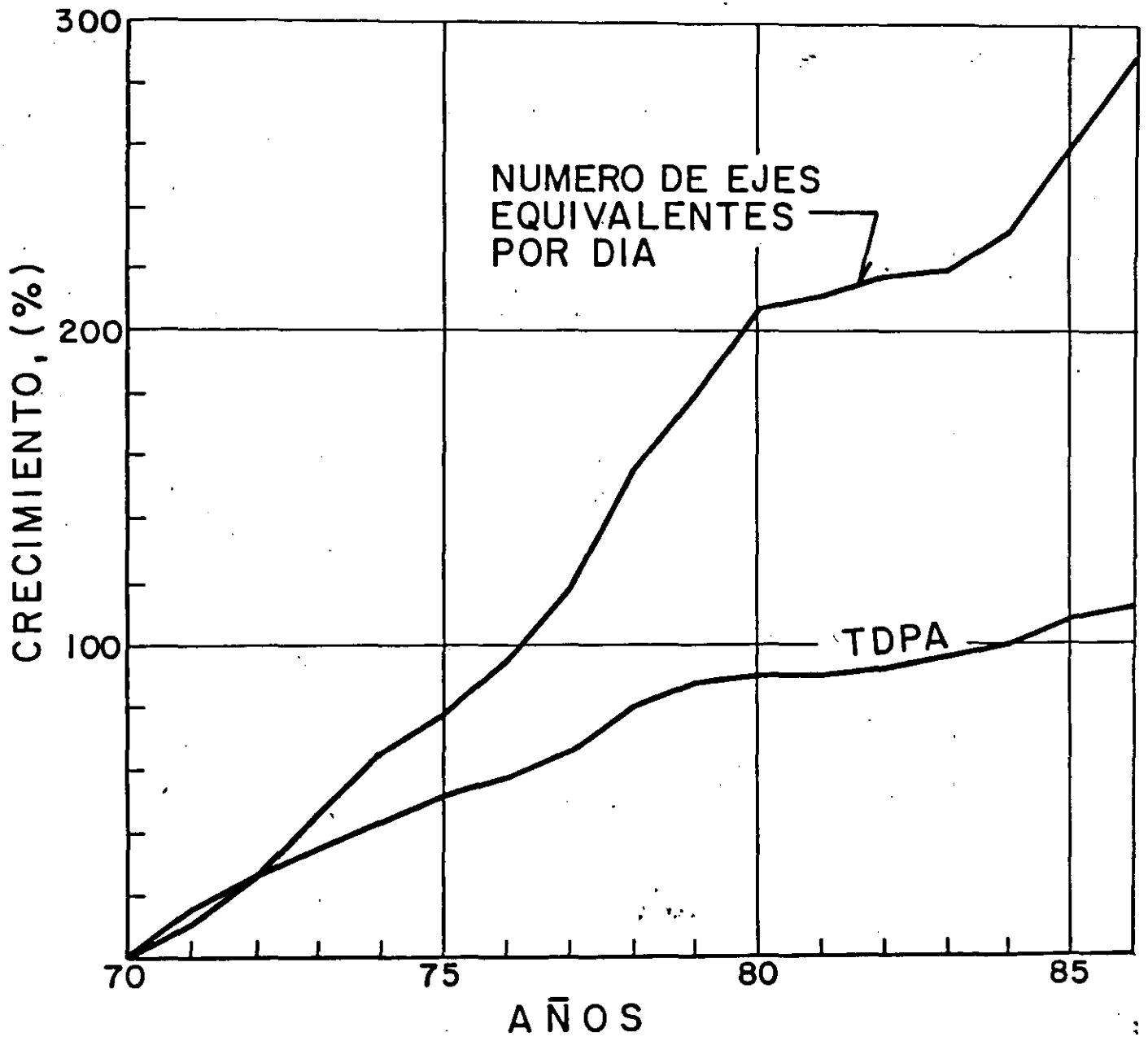
25% EN CONDICIONES REGULARES

25% EN BUENAS CONDICIONES

CRECIMIENTO DE LA RED FEDERAL DE CARRETERAS Y DEL NUMERO DE VEHICULOS



1491



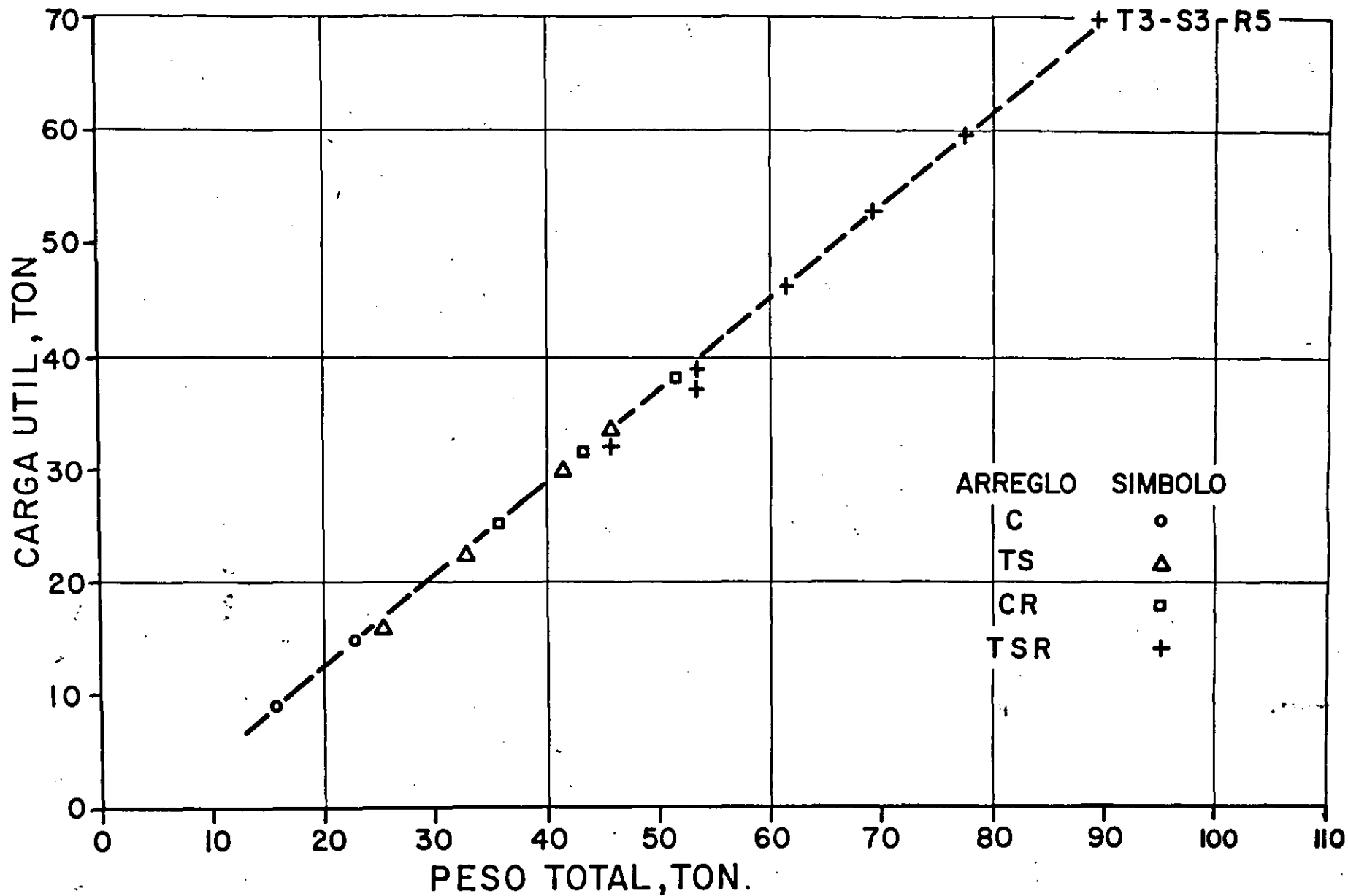
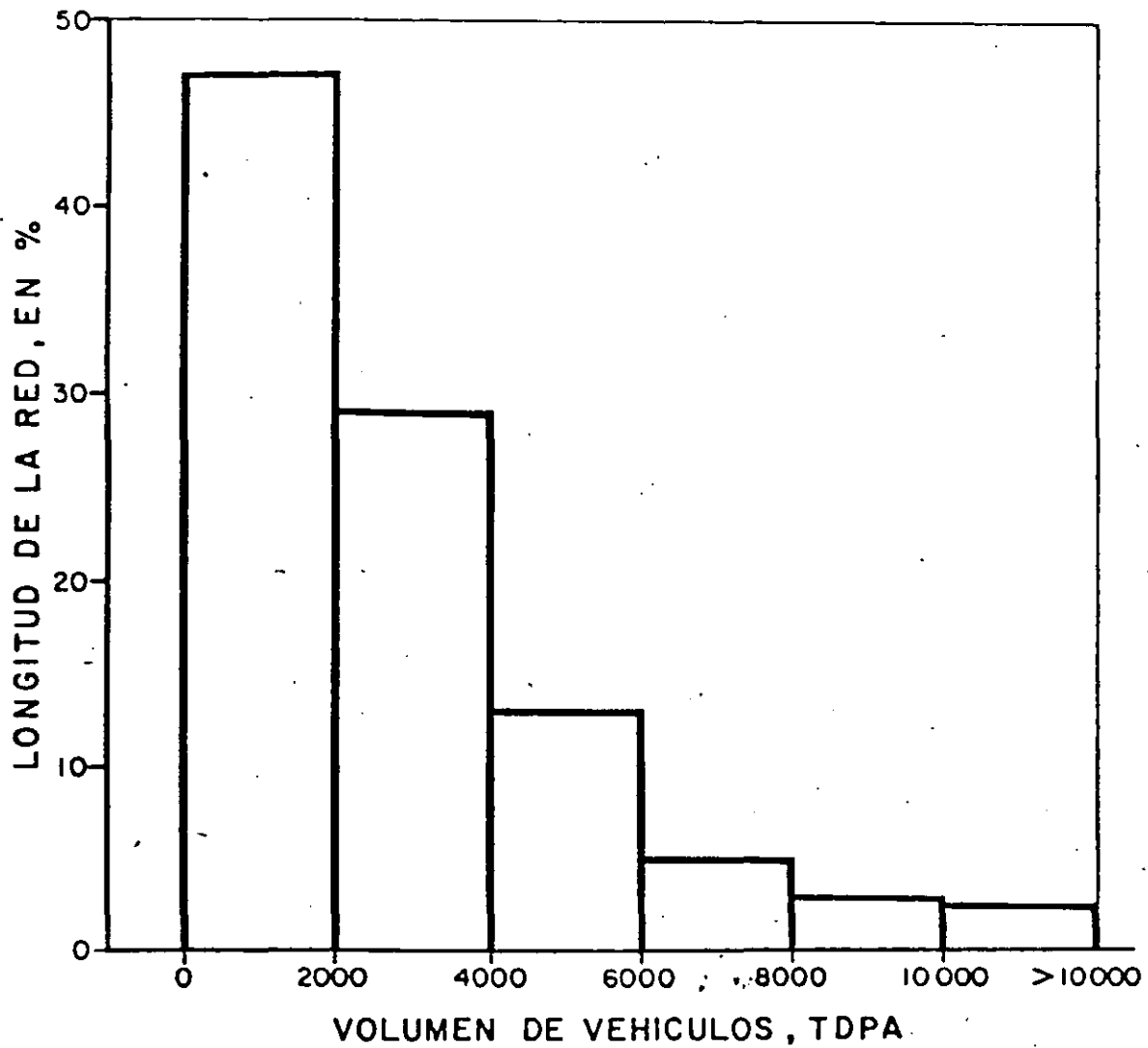


FIG. 2.- RELACION ENTRE CARGA UTIL Y PESO TOTAL DE LOS VEHICULOS QUE CIRCULAN POR LOS CAMINOS TPO A DE LA RED NACIONAL



FEDERAL

OCUPACION DE LA RED EN FUNCION DEL
TRANSITO, EXPRESADO COMO TDPA

LONGITUD DE LA RED = 40 000 km

RED ACTUAL [6.6 x 10⁶ VEHICULOS, 25% PESADOS]

1 000 KM. AUTOPISTAS

43 000 KM. CARRETERAS FEDERALES

43 000 KM. CARRETERAS ESTATALES

85 000 KM. CAMINOS RURALES

43 000 KM. BRECHAS MEJORADAS

215 000 KM.

= 68 000 KM. PAVIMENTADOS, 300 x 10⁶ TON. [76%]
1950 x 10⁶ PASAJEROS [97%].

REQUERIMIENTOS DE LA RED CARRETERA NACIONAL
PARA FIN DE SIGLO. (25 x 10⁶ VEHICULOS)

15 500 KM, CARRETERAS ALTAS ESPECIFICACIONES

96 000 KM, CARRETERAS ESPECIFICACIONES NORMALES,
DOS CARRILES.

50 000 KM, CAMINOS REVESTIDOS

125 000 KM, CAMINOS VECINALES

76 000 KM, BRECHAS MEJORADAS
362 500 KM.

NECESIDADES

1.— MANTENIMIENTO

2.— REHABILITACION Y RECONSTRUCCION

3.— MODERNIZACION

4.— EXPANSION DE LA RED

PROBLEMATICA ACTUAL

1.- INFLACION

2.- MAYOR COSTO DE ENERGETICOS

3.- MAYOR COSTO DE UNIDADES Y REFACCIONES

4.- INSUFICIENCIA DE RECURSOS FINANCIEROS
PARA MANTENIMIENTO, RECONSTRUCCION,
MODERNIZACION Y EXPANSION

PROBLEMAS DE LAS CARRETERAS NACIONALES

1. PAVIMENTOS ANTIGUOS, QUE HAN LLEGADO AL FIN DE SU VIDA UTIL.
- 2.- DISEÑOS INADECUADOS, EN CUANTO A ESPESORES Y CALIDAD DE MATERIALES.
- 3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS Y DE CONTROL DE CALIDAD INADECUADOS.
- 4.- INCREMENTO SUSTANCIAL DEL TRANSITO, EN VOLUMEN Y MAGNITUD DE CARGAS
- 5.- CONSERVACION INADECUADA.
- 6.- NECESIDAD DE UN MEJOR APROVECHAMIENTO DE RECURSOS.

PRINCIPALES PROBLEMAS

- 1.- DISPONIBILIDAD INCOMPLETA DE INFORMACION BASICA, Y EN OCA--
SIONES ESCASA CONFIABILIDAD DE LOS DATOS
- 2.- PROCESO INCOMPLETO DE IDENTIFICACION Y FORMULACION DE PRO--
YECTOS
- 3.- CARENCIA DE MARCO DE REFERENCIA PARA LA DETERMINACION DE TE--
CHOS FINANCIEROS
- 4.- FALTA DE CONTINUIDAD EN LA ESTRUCTURACION DE PROGRAMAS
- 5.- POCA EFECTIVIDAD DE LOS MECANISMOS DE RETROALIMENTACION Y -
REVISION SISTEMATICA
- 6.- ESCASA VINCULACION CON LA TOMA DE DECISIONES
- 7.- FALTA DE PERSONAL CAPACITADO
- 8.- EXCESIVOS REQUERIMIENTOS DE CARACTER RUTINARIO QUE OBSTACU--
LIZAN LA ATENCION DE ASUNTOS DE IMPORTANCIA ESTRATEGICA.

PROBLEMAS DE LAS CARRETERAS NACIONALES

- 1.- PAVIMENTOS ANTIGUOS, QUE HAN LLEGADO AL FIN DE SU VIDA UTIL.
- 2.- DISEÑOS INADECUADOS, EN CUANTO A ESPESORES Y CALIDAD DE MATERIALES.
- 3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS Y DE CONTROL DE CALIDAD INADECUADOS.
- 4.- INCREMENTO SUSTANCIAL DEL TRANSITO, EN VOLUMEN Y MAGNITUD DE CARGAS.
- 5.- CONSERVACION INADECUADA.
- 6.- NECESIDAD DE UN MEJOR APROVECHAMIENTO DE RECURSOS.

SOLUCIONES

- INVESTIGACION DE NUEVAS TECNICA DE PROYECTO, CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO.
- CONOCIMIENTO DE COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y USO DE NUEVOS PRODUCTOS.
- MEJORAR LAS HERRAMIENTAS MATEMATICAS Y TECNICAS DE INVESTIGACION DE COMPORTAMIENTO.

RECOMENDACIONES

ESTABLECIMIENTO DE UN SISTEMA INTEGRAL DE ADMINISTRACION DE PAVIMENTOS.

- 1.- IMPLANTACION DE TECNICAS MAS AVANZADAS DE EVALUACION Y PREDICCIÓN DE COMPORTAMIENTO.
- 2.- MEJOR CONOCIMIENTO DE COMPORTAMIENTO DE MATERIALES CONVENCIONALES Y NO CONVENCIONAL 3.
- 3.- MEJORAMIENTO EN LA TECNOLOGIA DE CONSTRUCCION
- 4.- MEJORAMIENTO EN EL CONTROL DE CALIDAD.
- 5.- INFORMACION, BANCO DE DATOS, MANEJO ESTADISTICO.

TEMAS DE INVESTIGACION

- 1.- CONTAMINACION DEL AIRE
- 2.- COSTOS Y CONSUMOS DE ENERGIA
- 3.- OPTIMIZACION DE EQUIPOS, ANALISIS DE RENDIMIENTOS
- 4.- DESARROLLO DE AGENTES REJUVENECEDORES
- 5.- DEFINICION DE PROCEDIMIENTOS APROPIADOS DE CONTROL DE CALIDAD
- 6.- PROGRAMAS DE ENTRENAMIENTO SOBRE TECNICAS DE CONSTRUCCION
- 7.- RELACION DE LOS METODOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION CON LAS TECNICAS DE CONSERVACION
- 8.- EMPLEO DE NUEVOS MATERIALES Y PRODUCTOS



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

**CURSOS ABIERTOS.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I**

ANEXO: PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS S.C.T.

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

CALIDAD DESEABLE	(Optima)
CALIDAD ADECUADA	(Intermedia)
CALIDAD TOLERABLE	(Mínima aconsejable)

OBRAS VIALES	TDPA	RED
ESPECIALES	20,000	AUTOPISTAS Y SUB-URBANAS
TIPO I	2,500 - 10,000	AUTOPISTAS Y FEDERAL
TIPO II	500 - 2,500	FEDERAL Y ESTATAL
TIPO III		ESTATAL
TIPO IV		RURAL

TABLA 1

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE TERRAPLEN

CARACTERISTICA	C A L I D A D		
	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Granulometría (mm)	80% mín < 76 y 95% mín < 200	80% mín < 750	
Tamaño Máximo (mm)	- - -	1000 ó 1/2 es-- pesor del cuer- po.	1500 ó 1/2 es-- pesor del cuer- po.
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	30 máx	40 máx	40 máx
Límite Líquido (LL) (%)	40 máx	50 máx	60 máx
Índice Plástico (IP) (%)	15 máx	20 máx	25 máx
Compactación (%) (AASHTO Est.)	95 mín	95 ± 2	95 ± 2
V.R.S. (%) (Compactación dinámica)	10 mín	10 mín	5 mín
Expansión (%)	3 máx	3 máx	3 máx

TABLA 2

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE LA CAPA SUBRASANTE

CARACTERISTICA	C A L I D A D		
	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Granulometría Tamaño Máximo (mm)	76	76	76
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	25 máx	35 máx	40 máx
Límite Líquido (LL) (%)	30 máx	40 máx	50 máx
Índice Plástico (IP) (%)	10 máx	20 máx	25 máx
Compactación (%) (AASHTO Est.)	100 mín	100 ± 2	100 ± 2
V.R.S. (%) (Compactación dinámica)	30 mín	20 mín	15 mín

TABLA 3

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE SUB-BASE Y REVESTIMIENTO

CARACTERISTICA	C A L I D A D		
	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Granulometría Zona Granulométrica	1 - 2	1 - 3	1 - 3
Tamaño Máximo (mm)	51	51	76
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	15 máx	25 máx	10 mín 20 máx
Límite Líquido (LL) (%)	25 máx	30 máx	40 máx
Índice Plástico (IP) (%)	6 máx	10 máx	15 máx
Compactación (%) (AASHTO Mod.)	100 mín	100 mín	95 mín (AASHTO Est.)
Equivalente de Arena (%)	40 mín	30 mín	- - -
V.R.S. (%) (Compactación dinámica)	40 mín	30 mín	30 mín
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx	- - -	- - -

TABLA 4

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE BASE

CARACTERISTICA	C A L I D A D	
	DESEABLE	ADECUADA
Granulometría Zona Granulométrica	1 - 2	1 - 3
Tamaño Máximo (mm)	38	51
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	10 máx	15 máx
Límite Líquido (LL) (%)	25 máx	30 máx
Indice Plástico (IP) (%)	6 máx	6 máx
Equivalente de Arena (%)	50 mín	40 mín
Compactación (%) (AASHTO Mod.)	100 mín	100 mín
V.R.S. (%) (Compactación dinámica)	100 mín	80 mín
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx	40 máx

TABLA 5

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
 INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

VALORES DE CALIDAD PARA
 MATERIALES PETREOS DE CARPETA ASFALTICA

CARACTERISTICA	C A L I D A D	
	DESEABLE	ADECUADA
Granulometría Zona Granulométrica	Area entre las curvas	
Tamaño Máximo (mm)	38	38
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	0 - 4 máx	0 - 8 máx
Humedad Natural (W %)	0	1 máx
Indice Plástico (IP %)	0	5 máx
Equivalente de Arena (%)	60 mín	55 mín
Desgaste Los Angeles (%)	30 máx	40 máx
Partículas alargadas (%)	25 máx	50 máx

TABLA 6

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

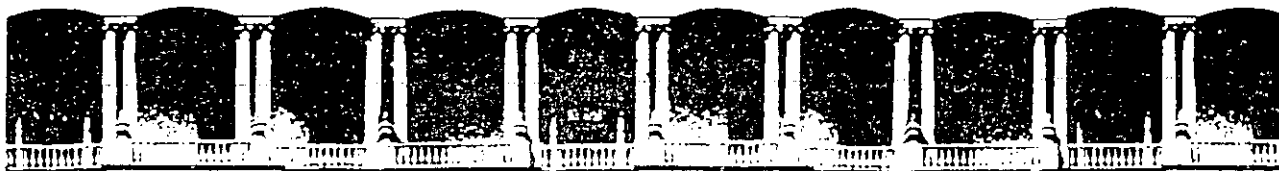
GUIA DE ALGUNAS SECCIONES ESTRUCTURALES
RECOMENDABLES PARA CARRETERAS

SUBRASANTE		SUB-BASE		BASE		CARPETA ASFALTICA	
ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD

OBRAS VIALES ESPECIALES
QUEDAN FUERA DE ESPECIFICACIONES GENERALES

40	cm	Deseable	15	OBRA VIAL TIPO I				7-10 cm	Deseable
				cm	Deseable	20 cm	Deseable		
40	cm	Adecuada	15	OBRA VIAL TIPO II				5 cm	Adecuada
				cm	Deseable	20 cm	Deseable		
40	cm	Tolerable	15	OBRA VIAL TIPO III				Tratamiento con riesgos.	
				cm	Tolerable	20 cm	Tolerable		
30	cm	Tolerable	OBRA VIAL TIPO IV				Revestimiento 15 cm		
			-	-	-	-	-		

TABLA 7



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

**CURSOS ABIERTOS
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I**

GENERALIDADES DE MECANICA DE SUELOS

**AUTOR: ING. ROBERTO SOSA GARRIDO
EXPOSITOR: ING. R. BENJAMIN REYES REYES**

GENERALIDADES DE MECANICA DE SUELOS.

I. INTRODUCCION

Para los fines de este capítulo se entiende por "Vías terrestres" las carreteras, los ferrocarriles y las aeropistas, que constituyen los elementos básicos de la infraestructura de una red nacional de transportes. Dentro de la denominación deben caber tanto la más moderna autopista como el más modesto camino rural, y lo mismo la pista que dé servicio a aviones de retroimpulso en un gran aeropuerto que la sencilla pista destinada al tráfico de pequeñas avionetas.

Las vías terrestres así definidas se construyen fundamentalmente de tierra y sobre tierra. Desde hace ya bastante tiempo, la técnica moderna ha reconocido la influencia que sobre una estructura de esta naturaleza tiene el terreno que le sirve de apoyo, entendiéndose por tal no sólo al suelo o roca que exista en el lugar, pasivamente considerado, sino a todo un conjunto de condiciones que comprenden desde la constitución mineralógica, la estructuración del suelo, la cantidad y estado del agua contenida y su modo de fluir, hasta toda una agrupación de factores ajenos al concepto tradicional de suelo, pero que definen en el tiempo su comportamiento, tales como los factores climáticos, los económicos, los que se refieren al "uso de la tierra" en actividades que poco o nada tienen que ver con la tecnología de las vías terrestres, etc. Sin embargo, ha sido hasta épocas mucho más recientes cuando los ingenieros han comprendido que el uso de los materiales, que se ofrecen en general en amplia variedad en la naturaleza, dentro del cuerpo de la estructura, no es indiferente o arbitrario, sino selectivo, y que aun utilizando los mismos materiales para producir una sección dada, pueden obtenerse secciones estructuralmente muy distintas según el uso que se haga de los materiales dentro de la sección, tanto en lo que se refiere a su posición en ella, como a las condiciones en que se coloquen y a los tratamientos mecánicos o aun químicos que se les dé.

La construcción de las vías terrestres implica entonces el uso de los suelos, pero un uso selectivo, juicioso y, en lo posible, "científico". Es sabido que la ingeniería moderna ha desarrollado ramas cuyos objetivos son precisamente el aprender a manejar de la mejor manera posible, ingenierilmente hablando, los suelos y las rocas con que se construyen las vías terrestres. Estas ramas son la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas, estrechamente auxiliadas por la Geología aplicada. No es, pues, de extrañar, dejando a un lado aspectos de planeación y trazo y algunos de índole económica y social, que el proyecto y la construcción de las vías terrestres sean a fin de cuentas una cuestión de aplicación juiciosa de normas de Mecánica de Suelos y de Mecánica de Rocas.

Hoy, la Mecánica de Suelos y la de Rocas se han diversificado tanto, que constituyen dos ramas independientes, con metodología y objetivos propios, dentro del conjunto de las especialidades de la Ingeniería; aunque sus fronteras están estrechamente entrelazadas, tanto como lo están los suelos y las rocas, cuya distinción a menudo es muy difícil, la Mecánica de Suelos y la de Rocas forman cada vez más dos campos separados que exigen a sus respectivos especialistas toda su dedicación personal.

El presente capítulo trata de las aplicaciones que tiene la Mecánica de Suelos en el proyecto y en la construcción de las Vías Terrestres; la Mecánica de Rocas sólo interviene, cuando se traslapan los métodos de ambas disciplinas y las soluciones sean comunes o bien, cuando la diferenciación entre ellas sea prácticamente imposible.

La aplicación de la Mecánica de Suelos a un campo cualquiera exige un conocimiento previo de tal disciplina, que a propósito se ha considerado fuera de los alcances de este capítulo. Afortunadamente existen muchos, algunos muy buenos, con los que el lector podrá suplir esta deficiencia. Sin embargo, con fines de unificación de pensamiento y aun de nomenclatura, este primer capítulo está dedicado a la presentación de ideas básicas sobre Mecánica de Suelos, de las que después se hará intenso uso.

I-2 NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SUELOS

Los suelos son conjuntos de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. El conjunto de partículas presenta dos propiedades esenciales que no pueden ser olvidadas por quienes pretendan comprender su comportamiento ingenieril.

a) El conjunto posee una organización definida y propiedades que varían "vectorialmente". En general, en los valores de las propiedades, verticalmente ocurren cambios mucho más rápidos que horizontalmente.

b) La organización de las partículas minerales es tal que el agua, que como se sabe está presente en todo suelo en mayor o menor cantidad, puede, si hay la suficiente, tener "continuidad", en el sentido de distribución de presiones. El agua no ocupa huecos aislados, sin intercomunicación; puede llenar todos los poros que dejan entre sí las partículas minerales y que se intercomunican, de manera que el agua forma una masa continua que contiene al mineral en su seno.

Los suelos pueden ser residuales o transportados, según se les encuentre en el mismo lugar en que se han generado o en lugar diferente. El transporte por aire y agua y la sedimentación en esos dos casos medios constituyen el mecanismo usual que da lugar a un suelo transportado. Es evidente que la estructura y la "distribución interna" de las propiedades tienen que ser completamente diferentes en un suelo residual que en un suelo transportado. En el primero, el ataque mecánico y la desintegración química tienden a producir un resultado final que en estructura y disposición recuerda, aunque sea lejanamente, a la roca madre. Los suelos transportados y depositados en aire o agua generan estructuras que están regidas únicamente por los mecanismos propios de la deposición y en nada por la disposición características y condiciones iniciales de la roca original.

Cabe aquí un comentario de carácter general que pocas veces se valora por completo en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. En una medida sin duda mayor que lo deseable, la Mecánica de Suelos actual se refiere sobre todo a los suelos transportados. Empezó por el interés que plantearon diversos problemas de índole general e importante, sobre todo del tipo de cimentaciones en ciudades grandes y con subsuelos particularmente difíciles; se desarrolló por las ideas que fueron surgiendo de los laboratorios y de las experiencias de campo de quienes afrontaban tales problemas. En general, tales ciudades catalizadoras del interés por la Mecánica de Suelos existen en valles o planicies de costa, en los que, por razón natural, los suelos son transportados y no re-

siduales, más propios de zonas onduladas o montañosas. Como consecuencia, se estudiaron sobre todo suelos transportados y se fueron conociendo sus propiedades, que a menudo se confundieron con las propiedades de los suelos en general, aun cuando lógicamente las de los suelos residuales hayan de ser diferentes. - En el transcurso del tiempo, toda la metodología de trabajo de la Mecánica de Suelos, incluyendo los métodos de prueba e investigación en el laboratorio, - que han jugado tan importante papel en el desenvolvimiento de la disciplina, - fue mostrando una inclinación hacia los suelos transportados que fue dejando a los residuales relativamente marginados del progreso de la especialidad. Y si es cierto que los suelos transportados abundan en la naturaleza, sobre todo en zonas apropiadas para la deposición, geológicamente hablando, también es cierto que los suelos residuales no lo son menos y que en estructuras como las carreteras o los ferrocarriles deben aparecer con particular frecuencia. En los últimos años, esto lo entendieron claramente muchos investigadores, cuyo interés se refleja cada vez más en las publicaciones de obras especializadas que ya, con relativa frecuencia, tratan de suelos residuales; pero el ponente de este capítulo se pregunta si en el momento presente basta tener "interés" por los suelos residuales, interés que se refleje en su estudio con las ideas teóricas a que se ha llegado estudiando suelos transportados y con la metodología de laboratorio que se ha desarrollado para estos suelos. Parece lógico pensar que no sean esenciales las diferencias en comportamiento entre los suelos residuales y transportados, pero también parece lógico sentir que tales diferencias justifiquen algunos cambios en las actitudes mentales ante los suelos residuales y en las metodologías experimentales, incluyendo diseño de pruebas y equipos.

El ingeniero que aplica Mecánica de Suelos a Vías Terrestres debe tener presentes las ideas anteriores, por lo menos como un motivo para ejercer crítica sobre las conclusiones a que lo lleve la Mecánica de Suelos actual, especialmente si trata con suelos residuales. Esta labor crítica permitirá, por otra parte, ir descubriendo deficiencias, diferencias y nuevos enfoques. Algunos países son particularmente pródigos en suelos residuales ligados a problemas constructivos en obras de ingeniería. La Unión Subafricana, el Brasil y algunas zonas de los Estados Unidos han expresado ya con frecuencia su preocupación por la escasez de conocimiento enfocado especialmente a suelos residuales. En México también abundan. Seguramente su existencia será más común en regiones de clima tropical, en donde la actividad de la erosión y, sobre todo, el poder de las acciones químicas de aguas cargadas de agentes en solución, producto de una intensa vida vegetal, hacen que el efecto de descomposición y ataque "in situ" pueda ir siendo más rápido que la capacidad de transporte de los agentes naturales.

I-3 RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS DE LOS SUELOS.

En los suelos se distinguen tres fases constituyentes: la sólida (partículas minerales), la líquida (generalmente agua) y la gaseosa (generalmente aire). Entre estas fases es preciso definir un conjunto de relaciones que se refieren a sus pesos y volúmenes, las cuales sirven para establecer la necesaria nomenclatura y para contar con conceptos mensurables, a través de cuya variación puedan seguirse los procesos ingenieriles que afectan a los suelos.

En la Fig. I aparece un esquema de una muestra de suelo separada en sus tres fases y en ella se acotan los pesos y volúmenes cuyo uso es de interés.

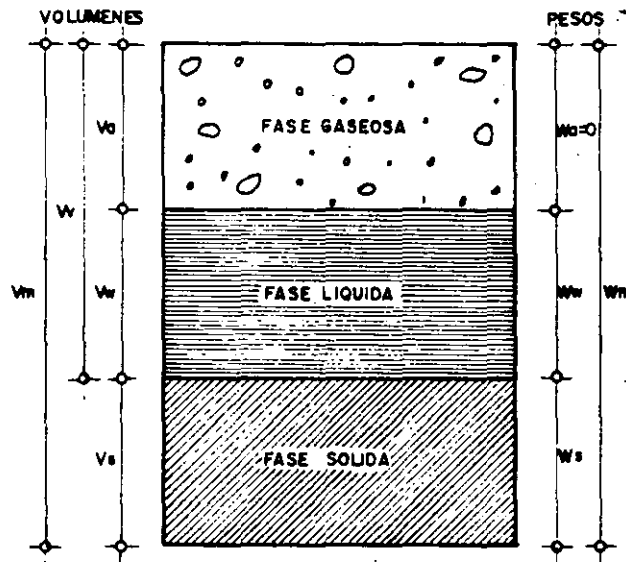


Figura I. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

Las relaciones entre los pesos y los volúmenes se establecen a través del concepto de peso volumétrico, definido como la relación entre ambas cantidades. En la tecnología de las vías terrestres se usan los siguientes:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

llamado el peso volumétrico de la masa;

$$\gamma_m = \frac{W_s}{V_s}$$

llamado el peso volumétrico de los sólidos. También se usa, sobre todo en cuestiones de compactación, el peso volumétrico seco, definido como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen total del suelo.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

Nótese que la expresión anterior puede ponerse:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{W_s}{\frac{W_m}{\gamma_m}} = \frac{W_s \gamma_m}{W_m} = \frac{W_s \gamma_m}{W_s(1+w)} = \frac{\gamma_m}{1+w}$$

La expresión anterior se usa en compactación de suelos.

Se emplea asimismo el peso específico relativo de los sólidos del suelo, definido como:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

Las siguientes son también relaciones entre pesos y volúmenes que se utilizan mucho en las aplicaciones, por representar conceptos cuya variación sirve para describir fenómenos importantes y, por lo tanto, figuran muy frecuentemente en las fórmulas.

a) La relación de vacíos (e) es el cociente entre el volumen de vacíos y el de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Teóricamente se puede variar de 0 a infinito (vacío perfecto), pero en la práctica sus límites están comprendidos entre 0.25 para arenas muy compactas con finos, y 15 para arcillas altamente estructuradas, muy compresible.

b) Se denomina grado de saturación a la relación entre el volumen de vacíos de un suelo; matemáticamente:

$$G_w (\%) = 100 \frac{V_w}{V_v}$$

El grado de saturación varía de 0% en suelo seco a 100% en un suelo en el que todos los vacíos estuvieran llenos de agua, al que se llama suelo saturado.

c) Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida:

$$w (\%) = 100 \frac{W_w}{W_s}$$

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a infinito, pero en la práctica es difícil encontrar valores superiores a 1,000%, que se han medido en arcillas procedentes del Sureste de México; la conocida arcilla del Valle de México suele tener contenidos de agua comprendidos entre 400% y 600%.

Los conceptos anteriores sirven para establecer algunas relaciones útiles, que evitan la necesidad de medirlos todos en el laboratorio. Por ejemplo, en un suelo totalmente saturado basta conocer dos conceptos independientes para, en función de ellos, poder establecer fórmulas para otros; en este caso, las fórmulas más usadas son:

$$e = w S_c$$

$$\gamma_m = \frac{S_s + e}{1 + e} w = \frac{S_s (1 + w)}{1 + S_s w} \gamma_m$$

En el caso de suelos parcialmente saturados (es decir, con parte de sus vacíos ocupada por aire) se precisan tres cantidades independientes para definir a otra dada. Las relaciones más usuales a que puede llegarse son:

$$e G_w = w S_s$$

$$\gamma_m = \frac{1 + w}{1 + e} s$$

Atención especial debe darle al cálculo de los pesos volumétricos de los suelos situados bajo el nivel freático. En tal caso, el empuje hidrostático ejerce influencia en los pesos, de acuerdo con las leyes de la boyancia (principio de Arquímedes). El peso específico relativo de la materia sólida sumergida vale:

$$S'_s = S_s - 1$$

y el peso volumétrico sumergido de los sólidos:

$$\gamma'_s = \gamma_s - 1$$

Es decir, un metro cúbico de suelo sólido desaloja un metro cúbico de agua; luego sufre un empuje ascendente de 1 ton, que es el peso de dicho metro cúbico de agua.

Para el peso volumétrico de la masa del suelo se obtienen las fórmulas:

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{1 + S_s w} \gamma_w$$

y

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{S_s} \gamma_d$$

I-4 CARACTERISTICAS Y ESTRUCTURACION DE LAS PARTICULAS MINERALES.

La forma de las partículas minerales de un suelo es de importancia primordial en su comportamiento mecánico. En los suelos gruesos la forma caracterís-

tica es la equidimensional, en la que las tres dimensiones de la partícula son comparables. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y sólo por excepción corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico; puesto que los agentes mecánicos en general no actúan con preferencia por ninguna dirección en especial, es natural que su producto final tienda a la forma esférica. Sin embargo, existen a veces efectos que representan alguna acción que se ejerce preferentemente en una dirección determinada; ejemplo de lo anterior son las formas redondeadas características de gravas y arenas que han sufrido el ataque de ríos o del mar.

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predominan notablemente sobre cualesquiera otras que pudieran ejercerse entre las partículas; por ello todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar.

En los suelos finos, producto en general del ataque químico de las aguas a las rocas o a otros suelos, la forma de los componentes tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla adoptan en general la forma laminar, en que dos dimensiones son incomparablemente más grandes que la tercera; como excepción, algunos minerales de arcilla poseen forma acicular, en la que una dimensión es mucho más grande que las otras dos.

Como consecuencia de la forma de sus minerales y de su tamaño, generalmente muy pequeño, en los suelos muy finos ejercen acción importantísima fuerzas de tipo diferente a las gravitacionales; ello es debido a que en estos granos la relación entre el área de su superficie y su peso (superficie específica) alcanza valores de consideración, cobrando mucha significación las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales. La estructura interna de las arcillas puede concebirse en forma elemental según las ideas que se exponen a continuación.

La superficie de cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa, por lo menos en sus partes planas (por el contrario, parece haber evidencia de concentraciones de carga positiva en las aristas). La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla. Así, la partícula atrae a los iones positivos del agua que la rodea (H^+) y a cationes de diferentes elementos químicos existentes en la misma, tales como Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{+++} , etc. Lo anterior conduce, en primer lugar, al hecho de que cada partícula individual de arcilla se ve rodeada de una capa de partículas de agua orientadas en forma definitiva y ligadas a su estructura (agua adsorbida); cuando la partícula atrae cationes de otros elementos químicos, éstos atraen a su vez a otras moléculas de agua orientadas, por lo que el espesor de la película de agua adsorbida por el cristal de arcilla es función no sólo de la naturaleza del mismo, sino también del tipo de los cationes atraídos.

Dada la superficie específica a veces enorme de los cristales de arcilla, las fuerzas eléctricas de superficie juegan un papel mucho más importante que la acción gravitacional.

Lo anterior se refleja, en primer lugar, en las formas estructurales que los suelos finos pueden adoptar cuando se depositan en un medio apropiado. Las estructuras sumamente abiertas, con gran predominio de vacíos de que después se hablará, sólo son concebibles si se toman en cuenta las ideas anteriores. Además, entre los cristales propiamente dichos del suelo fino, las capas de adsorción proporcionan un contacto sui generis que ayuda a entender y explicar propiedades macrofísicas familiares al ingeniero, tales como plasticidad o resistencia al esfuerzo cortante.

Las propiedades mecánicas de una arcilla podrán cambiar, por lo tanto, si se hacen variar los cationes contenidos en sus complejos de adsorción, de manera que variando éstos puedan tenerse propiedades mecánicas diferentes en la arcilla original. Por cierto, estas ideas abren posibilidades para el tratamiento físico-químico de muchos suelos a la escala ingenieril; desgraciadamente estos métodos no han sido suficientemente desarrollados en la práctica. En general, los cationes pueden disponerse según su efecto benéfico decreciente en la resistencia de las arcillas, de acuerdo con la lista: $(\text{NH}_4)^+$, H^+ , K^+ , Fe^{+++} , Al^{+++} , Mg^{++} , Ba^{++} , Ca^{++} , Na^+ , Li^+ .

En resumen, puede concluirse que es la forma de las partículas minerales que constituyen el suelo la que determina primordialmente la preponderancia de las fuerzas gravitacionales o de las electromagnéticas entre los cristales, de donde, a su vez, quedan determinadas la estructuración en general del suelo y la naturaleza del contacto entre las partículas individuales. En los suelos gruesos (forma equidimensional) se tiene área mínima cubriendo peso máximo de la partícula (recuérdese que se demuestra que la esfera es el área mínima que cubre un volumen dado); es, por tanto, natural que en estos suelos la actividad gravitacional sea claramente predominante. En suelos finos, las formas especiales de sus minerales causan que en las partículas haya un área muy grande coexistiendo con un peso relativamente muy pequeño; es sabido que la carga eléctrica neta del cristal se concentra en su superficie y depende de ella, por lo que es natural en estos cristales de los suelos finos que la actividad eléctrica de su superficie predomine por mucho sobre las fuerzas gravitacionales. Cuando las partículas son suficientemente pequeñas y los suelos se forman por deposición en un medio continuo, existen, como se verá más adelante, otros efectos, tales como el movimiento Browniano, que contribuyen a minimizar el efecto natural de la gravedad terrestre.

Se denomina estructura de un suelo al arreglo o disposición que adopten sus partículas minerales. Es obvio que la estructuración que tenga un suelo dado juega un papel fundamental en su comportamiento, especialmente en lo que se refiere a resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

El problema de la estructuración de los suelos es netamente distinto en los suelos gruesos (de forma equidimensional) y en los finos (generalmente de forma laminar). En los primeros, la aglomeración de partículas se produce únicamente por acción gravitacional; los granos de arena o grava se disponen como las canicas dentro de una caja. El mecanismo de estructuración es fácil de concebir (no se olvide que el hombre vive en un mundo gravitacional, en que los mecanismos de tales fuerzas le resultan completamente familiares) y, dado el tamaño de los granos de que se habla, cualquier hipótesis de estructuración es inmediatamente verificable a simple vista.

Por el contrario, en los suelos finos, las fuerzas que definen la estructura son fundamentalmente de naturaleza electromagnética, mucho más difíciles de concebir y, además, existe la dificultad adicional de que cualquier hipótesis de estructuración que se haga no puede ser verificada a simple vista, dado el pequeño tamaño de los cristales, por lo que no es extraño que el problema de la estructuración de los suelos finos resulte difícil, controvertible y, en general, mucho más complicado que el de los suelos gruesos; los métodos de investigación de la estructura de los suelos finos, tales como el uso de microscopios electrónicos, difracción de ondas, etc., son todos de naturaleza indirecta y están sujetos a la interpretación del especialista, por lo que no re-

sulta raro que existan muy variadas corrientes de pensamiento en torno a este problema.

La estructura típica de un suelo grueso (análoga a la de un agrupamiento de canicas en una caja) recibe el nombre de estructura simple, y su comportamiento mecánico queda fundamentalmente definido por la compactación. Terzaghi ha propuesto el concepto de compactación relativa para medir tal condición. La compactación relativa es determinable en laboratorio.

$$C_r = 100 \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$$

En donde:

$e_{\text{máx}}$ = relación de vacíos correspondientes al estado más suelto, obtenida vertiendo al material dentro de un recipiente, sin ninguna compactación posterior.

$e_{\text{mín}}$ = relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo, obtenida al someter la muestra del suelo grueso a un proceso de varillado por capas dentro de un recipiente.

e_{nat} = relación de vacíos del suelo en estado natural.

C_r se expresa usualmente como porcentaje. Valores superiores al 50% suelen considerarse de un suelo compacto y este valor se menciona frecuentemente como límite de seguridad razonable en problemas prácticos, tales como cimentaciones en suelos gruesos, posibilidades de licuación de mantos de arena y limos no plásticos, etc.

Aparte de la compactación, se acepta que influye en el comportamiento mecánico de un suelo grueso la angulosidad de sus granos (a misma compactación, la mayor angulosidad da más trabazón y, por lo tanto, mayor resistencia al esfuerzo cortante) y la orientación de sus partículas, lo que se admite que influye sobre todo en la permeabilidad.

Existen varias hipótesis sobre estructuración de los suelos finos. Terzaghi presentó originalmente las conocidas con los nombres de panaloide y floculenta que se muestran en las figuras 2 y 3.

La estructura panaloide se considera típica de granos de 0.02 mm o algo menores que se depositan en agua o aire; las fuerzas gravitacionales ejercen un cierto efecto, pero las fuerzas eléctricas son de magnitud comparable.

La estructura floculenta se consideró típica de partículas de tamaño mucho menor, que por sí solas ya no se sedimentarían por el efecto de impacto causado por las vibraciones moleculares del medio en que ocurra la sedimentación; estas partículas por sí solas se moverían al azar con un movimiento característico llamado Browniano. Se suponía que estas partículas podían unirse formando un grumo, con la estructura de un panalito, el cual adquiriría peso suficiente para depositarse, obteniendo así una estructura de panales formados con panales. Como quiera que la capacidad de unión de las partículas indivi-

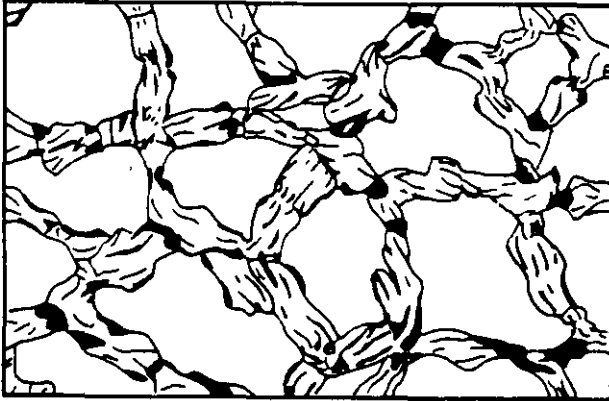


Figura 2. Estructura panaloide

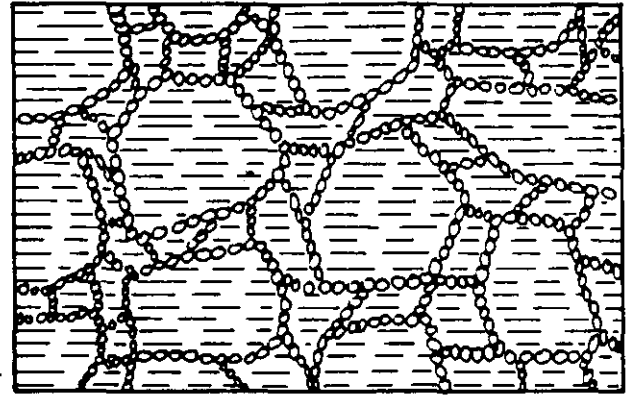


Figura 3. Esquema de estructura flocu lenta.

duales para formar los grumos más pesados, se incrementa mucho si existe un electrólito en el medio de depósito, se suponía que esta estructura sería muy típica de suelos muy finos depositados en el mar o en lagos de agua cargada de sales susceptibles de fluir disociación electrolytica.

A. Casagrande presentó otra hipótesis de estructuración de suelos predominantemente finos, que aparece en la figura 4.

En esta hipótesis de Casagrande se considera la posibilidad de que no todas las partículas del suelo tengan el mismo tamaño, pero la idea más interesante de ella es la introducción del concepto de esqueleto estructural, constituido por las partículas más gruesas (de limo en la figura) y por los panales y flóculos que existen entre ellas. La idea es que bajo el peso del suelo sobreyacente o de alguna carga actuante en la superficie se establece en el interior del suelo un mecanismo de transmisión, que funciona como un esqueleto del conjunto, dejando en los espacios entre las partículas gruesas y sus nexos gran cantidad de material fino poco o nada comprimido. Los nexos entre las partículas gruesas que forman parte del esqueleto habrán sufrido, por el contrario, un lento proceso de compresión y adaptación a la carga, que es lo que da al conjunto su resistencia. Si se acepta esta idea, es muy fácil comprender la diferencia de resistencia que existe entre una arcilla inalterada y una remoldeada, en que, por alguna razón, se ha roto el esqueleto y se transmite la carga a las masas de flóculos no precomprimidos.

En épocas más modernas se han introducido como fundamentales los conceptos de floculación y dispersión.

Si el efecto neto de las fuerzas atractivas y repulsivas entre dos cristales de arcilla es de atracción, las dos partículas se unirán (posiblemente arista contra cara plana); se dice entonces que están floculadas. Si la acción neta es repulsiva, se separarán, dando lugar a una estructura dispersa. La alteración de la capa adsorbida de los cristales puede producir tendencia a la floculación o a la dispersión en un sistema de cristales de arcilla; la tendencia a la floculación aumenta principalmente cuando hay un electrólito -

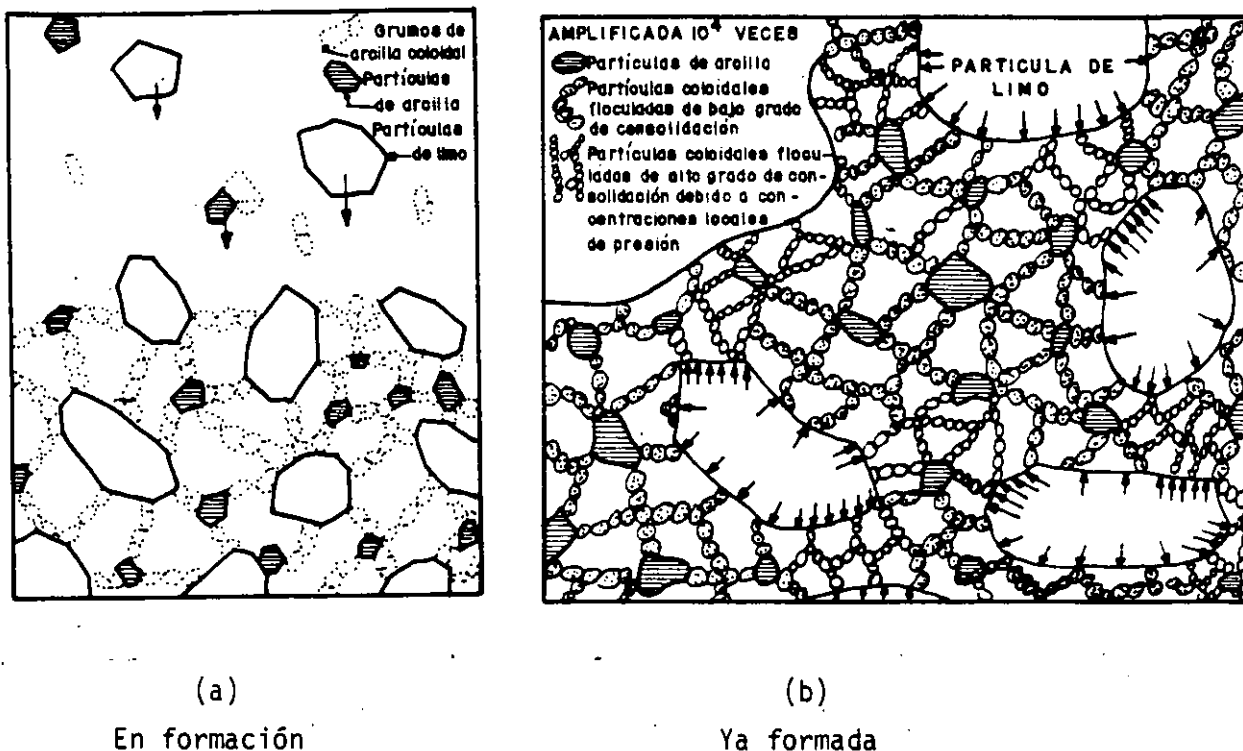


Figura 4. Una estructura compuesta (según A. Casagrande).

en el agua que rodea a los cristales de arcilla o cuando se eleva la temperatura. Las figuras 5 y 6 muestran disposiciones típicas de estructuras flocculadas y dispersas, respectivamente.

Debe notarse que el conjunto de estructuras para los suelos finos someramente descrito en lo que antecede no constituye una serie de posibilidades reales en la naturaleza, sino simplemente algunas hipótesis de estructura - ción de que hoy se habla. Muchos investigadores aceptan alguna de las explicaciones anteriores, pero no otras, de manera que no existe pleno acuerdo al respecto.

También debe advertirse la posibilidad de que se conjuguen las formas anteriores, dando lugar a un variado número de combinaciones.

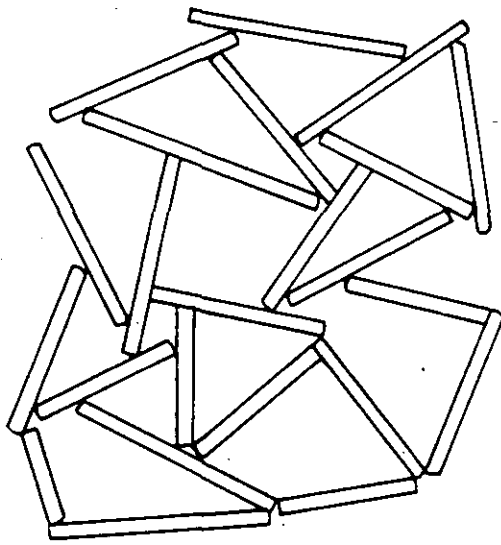


Figura 5. Estructura en "bastillo de naipes"

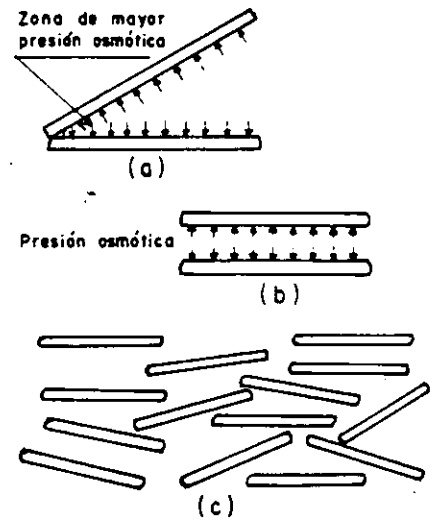


Figura 6. Estructura dispersa.

I-5 GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que la sigue correlativamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado; pero en suelos de grano muy pequeño, que forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastante más complicados para separar las partículas individuales y ello da lugar a resultados mucho más confusos, en los que, como se verá, para lograr las fracciones constituyentes ha de recurrirse a hipótesis no muy satisfactorias, llegándose a resultados finales bastante dudosos.

En suelos gruesos (gravas, arenas y limos no plásticos), de estructura simple, la característica más importante para definir su resistencia es la compacidad; la angulosidad de los granos y la orientación de las partículas juegan también un papel importante, aunque menor. Evidentemente, cualquier análisis por mallas no da ninguna información sobre estos aspectos. La compresibilidad de estos suelos, por otra parte, aunque también depende fundamentalmente de su estructuración y compacidad, se ve influida en bastante mayor grado por la granulometría, según ha puesto de manifiesto la investigación moderna, como se verá más adelante. Han resultado decepcionantes los esfuerzos realizados hasta el presente para establecer alguna correlación entre la curva granulométrica y la permeabilidad de los suelos.

Se ha dicho que los suelos gruesos con amplia gama de tamaños (bien graduados) se compactan mejor, para una misma energía de compactación, que los suelos muy uniformes (mal graduados). Esto sin duda es cierto, pues, sobre todo con vibrado, las partículas más chicas pueden acomodarse en los huecos entre las partículas más grandes, adquiriendo el conjunto una mayor compactación. Sin embargo, la relación entre granulometría y facilidad de compactación no ha podido pasar de una correlación cualitativa tan vaga como la que queda enunciada, por lo cual en estudios para compactación de suelos poco o ningún provecho puede obtenerse de la curva granulométrica de los suelos gruesos. Mucho más difíciles de establecer son las propiedades mecánicas de interés ingenieril de los suelos finos tradicionalmente llamados cohesivos (arcillas y limos plásticos). Dependen de un número mucho mayor de conceptos que las de los suelos gruesos y, so pena de caer en confusión, tal estudio no puede ser abordado en esta etapa de la presentación de conceptos de la mecánica de suelos. Baste decir que en ninguna de las circunstancias que definen las propiedades mecánicas de un suelo fino está descrita por la distribución granulométrica de dicho suelo. En mucho mayor medida en lo que sucede en suelos gruesos, el conocimiento de la distribución granulométrica resulta esteril en el caso de los suelos finos.

Demostrándose una vez más la fuerza de la tradición y la costumbre, todavía es común en la actualidad que muchas especificaciones referentes al uso o rechazo de los materiales para la construcción de vías terrestres contengan preceptos granulométricos en mayor o menor grado. Esta situación ha de verse como indeseable pues, debe insistirse, no es casi nunca el tamaño de las partículas de un suelo fino el que define su comportamiento mecánico, y una norma de aceptación o rechazo basada en tal criterio corre el riesgo de aceptar lo malo y rechazar lo que sería mejor. Por ejemplo, una arcilla caolinitica, relativamente inerte ante el agua y que para muchos usos resultaría perfectamente aprovechable, puede tener una distribución granulométrica análoga a una arcilla montmorilonítica, quizá con materia orgánica, sumamente activa, que constituye en casi todos los casos un suelo que debe rechazarse para su uso en la construcción de vías terrestres.

Una de las razones que han contribuido a la difusión de las técnicas granulométricas es que, en cierto sentido, la distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación. Los conocidos términos arcilla, limo, arena y grava tienen tal origen y un suelo se clasificaba como arcilla o como arena según tuviera tal o cual tamaño máximo. La necesidad de un sistema de clasificación de suelos no es discutible, pero el ingeniero ha de buscar uno en el que el criterio de clasificación le sea útil, es decir, en el que se clasifique a los suelos de acuerdo con sus propiedades ingenieriles fundamentales y no según el tamaño de sus partículas, que poco significa.

De todos modos, como en muchas cuestiones de aplicación de sus técnicas, el ingeniero actual en vías terrestres hace uso todavía relativamente frecuente de las curvas granulométricas, se exponen a continuación algunos detalles sobre tales métodos.

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordena -

das se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escalasemilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala. La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un sólo tamaño estará representado por una línea vertical (pues el 100% de sus

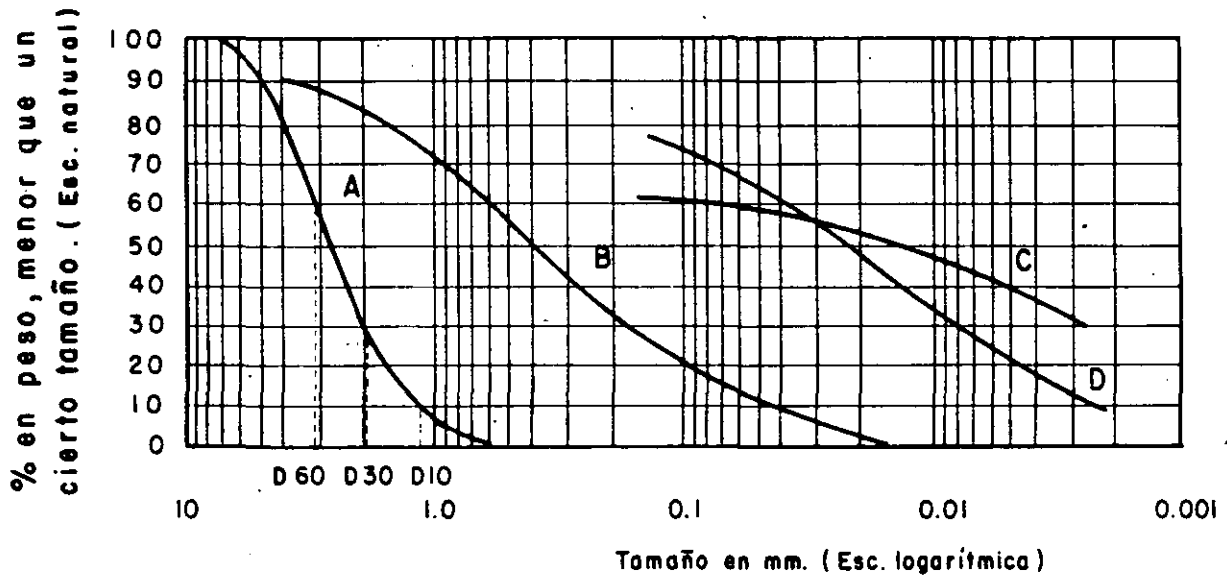


Figura 7. Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

En la figura 7 se muestran algunas curvas granulométricas reales.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

en donde:

D_{60} : tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad la relación anterior es un coeficiente de no uniformidad, - pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos - con $C_u \leq 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u > 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión

$$C_u = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

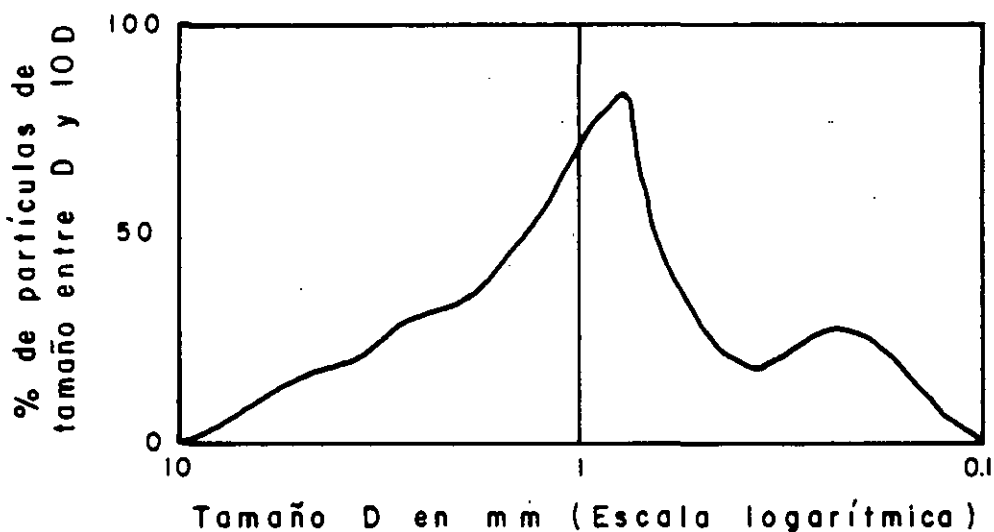


Figura 8. Histograma de un suelo.

D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3, en suelos bien graduados, con amplio margen de - tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentativas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G. G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Aplicando esa ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo Ss que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real; en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas similares el diámetro real puede ser hasta el cuádruple del equivalente; cabe notar que en partículas muy finas esta forma es la más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser una arcilla muy franca con estructura floculenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes tiene la forma

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \frac{D^2}{2}$$

en la que

v = velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg;

s = peso específico de la esfera, en g/cm³;

f = peso específico del fluido, en g/cm³ (varía con la temperatura);

η = viscosidad del fluido, en g . seg/cm² (varía con la temperatura);

D = diámetro de la esfera, en cm.

De la fórmula anterior, si D se expresa en mm resulta

$$D = \sqrt{\frac{1,800}{\gamma_s - \gamma_f}}$$

Aplicada a partículas de suelo real, que se sedimenten en agua, la ley de Stokes es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos (abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento Browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de tamí

ces puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, que caen dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes; este hecho afortunado permite obtener datos - ininterrumpidamente.

El méτρο del hidrómetro está, en su origen, afectado por las siguientes hipótesis.

- a) La ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.
- b) Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse. (En general es apropiada una concentración de unos 50 g/litro).
- c) El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

I-6 PLASTICIDAD

La plasticidad y el uso extenso que de ella hace el especialista en Mecánica de Suelos, constituyen una de las cuestiones más difíciles de comprender para el ingeniero ajeno a la especialidad. Y, sin embargo, el concepto que se halla debajo de la utilización de las ideas de plasticidad es ampliamente familiar en nuestra vida cotidiana. Es común que en la naturaleza - existan magnitudes imposibles de medir en sí mismas o magnitudes cuya medición directa sea difícil o costosa; en tal caso, el intentar una medición directa constituye una técnica común a muchos campos de la actividad científica. Se trata de buscar una magnitud, diferente de la que se desea medir, que sea fácilmente mesurable y cuya correlación con la magnitud problema sea conocida y confiable; así, midiendo los cambios en la magnitud auxiliar y usando la correlación, podrán conocerse los cambios de la magnitud problema durante el desarrollo de cualquier fenómeno que sea conveniente estudiar. Por ejemplo, la temperatura es muy difícil de medir directamente, pero se mide muy fácilmente en un termómetro clínico, midiendo en realidad una longitud (la de la columna de mercurio); el hecho es posible porque existe una correlación conocida entre el aumento de longitud (dilatación lineal) del mercurio y el aumento de su temperatura. Se recurre así a una medición indirecta fácil y barata de un concepto difícilmente mesurable en sí mismo.

Lo mismo sucede con la plasticidad en Mecánica de Suelos. El ingeniero está realmente interesado en las propiedades fundamentales de los suelos, tales como resistencia, compresibilidad, permeabilidad, etcétera. Hoy estas propiedades pueden medirse, dentro de una aproximación que pudiera considerarse razonable, según atestiguan muchas obras de ingeniería, pero tal medición resulta en la práctica larga y costosa para algunos fines. Por otra parte, los trabajos de Atterberg y A. Casagrande han permitido manejar una nueva magnitud en los suelos finos, muy sencillamente mesurable en los laboratorios más elementales y trabajando con las muestras de suelo también más simples y baratas que se pueda imaginar. Esta magnitud es la Plasticidad; su utilidad radica en que ha sido posible establecer correlaciones entre sus valores y las propiedades fundamentales del suelo; estas correlaciones son suficientemente confiables, por lo menos, para trabajar en las etapas iniciales de un proyecto, cuando la identificación de los suelos y su clasificac -

ción son importantes. Al mismo tiempo, las correlaciones son demasiado poco precisas como para permitir fundar en ellas un trabajo cuantitativo de detalle, que corresponda a etapas avanzadas de un proyecto; es decir, generalmente el uso de las pruebas de plasticidad y el manejo de los valores correspondientes en los suelos que figuran en un proyecto dado no exime al ingeniero de la necesidad de realizar a fin de cuentas las indispensables pruebas de compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante, etc., pero le permite identificar y clasificar a los suelos ya en sus primeros contactos con ellos, dejando de trabajar a ciegas y recibiendo valiosísima orientación para programas de exploración y muestreos definitivos, de pruebas de laboratorio más elaboradas y costosas, etc. En suma, la plasticidad proporciona una orientación previa de información preliminar que ahorra tiempo y esfuerzo en todas las etapas subsecuentes del proyecto; y con frecuencia evita que se cometan graves errores.

Dentro de los límites del sentido que se da al término en la Mecánica de Suelos, Plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. La anterior definición, según se verá más adelante, circunscribe la propiedad a los suelos arcillosos bajo determinadas circunstancias.

Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no es una propiedad general de todos los suelos; los suelos gruesos no la exhiben en ninguna circunstancia. En segundo lugar, hizo ver que en los suelos finos no es una propiedad permanente, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla o un limo susceptibles de ser plásticos pueden tener la consistencia de un ladrillo, cuando están muy secos; con un gran contenido de agua, pueden presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo de contenido de agua en el que esos suelos se comportan plásticamente.

Según su contenido de agua decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente, según la definición anterior.
4. Estado semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen si se sigue secando.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo ya no varía con secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando, y no existen criterios estrictos para definir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg lo hizo originalmente estableciendo las primeras convenciones; Casagrande las refinó posteriormente y les dio su forma actual. La frontera entre el estado semilíquido y el plástico se denomina Límite Líquido, que se define en términos de una cierta técnica de laboratorio, consistente en colocar al suelo en una Copa de Casagrande, formarle una ranura de dimensiones especificadas y ver si la ranura se cierra o no de determinada manera al darle al suelo 25 golpes en la Copa, también de un modo estandarizado. El contenido de agua con el que se produce el cierre de la ranura precisamen

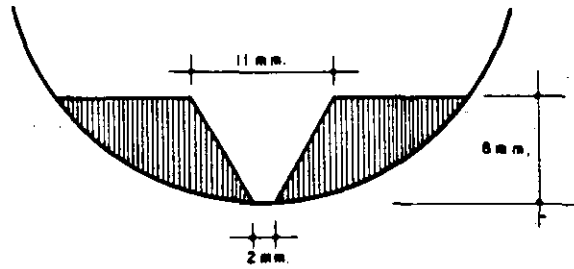


Figura 9. Dimensión de la ranura en la Copa de Casagrande.

te en 25 golpes es el Límite Líquido; un contenido de agua mayor haría que la ranura se cerrara con menos golpes y el suelo se consideraría en estado semilíquido; por el contrario, un contenido de agua menor haría que la ranura se cerrara con más golpes y el suelo se consideraría, por lo menos, en estado plástico.

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina límite plástico. Este es también un determinado contenido de agua, propio de cada suelo, y referido a una prueba en que se hace rolar entre las palmas de las manos un cilindrito de suelo hasta que se agrieta y desmorona; el suelo está en el límite plástico si el desmoronamiento ocurre precisamente cuando el cilindrito tiene 3 mm de diámetro. Actualmente se utiliza mucho como parámetro de plasticidad el llamado índice plástico.

$$I_p = LL - LP$$

El valor anterior mide de un modo muy claro el intervalo plástico; naturalmente que para situar a éste dentro de la escala general de humedades hace falta otro valor, sea el límite líquido o el límite plástico. Por eso suele decirse que para definir la plasticidad de un suelo hacen falta dos parámetros.

El tercer límite o frontera entre estados de consistencia de interés práctico es el límite de contracción, contenido de agua abajo del actual el volumen de suelo ya no disminuye cuando éste se seca. El límite se manifiesta visualmente (y este hecho sirve para una determinación aproximada) por un característico cambio de color de tono oscuro a más claro, producido por una retracción de los meniscos del agua hacia el interior de la masa. En realidad, de todos los límites en uso este es el único que está ligado a un hecho físico significativo y no es puramente convencional. El Límite de Contracción representa dentro del secado gradual el momento en que la tensión capilar alcanza el valor máximo (los meniscos alcanzan su máxima curvatura en los extremos de los canaliculos del suelo), de manera que cualquier evaporación posterior produce la retracción del agua hacia el interior del suelo, pero ya a tensión capilar constante (es decir, con curvatura constante en los meniscos). Según se explicará más adelante, el que esto ocurra prác-

ticamente en forma instantánea en toda la superficie de la muestra indica - que, estadísticamente hablando, todos los canalículos de la masa de suelo - son similares en diámetro.

Es natural que las atmósferas de adsorción de agua en torno a los cristales de mineral no se comporten como un líquido libre, sometido sólo a fuerzas gravitacionales. Por ejemplo, al comparar dos suelos, 1 y 2 si el 1 tiene mayor tendencia a crear atmósferas de adsorción, debe esperarse que la humedad a la cual los dos suelos comienzan a comportarse como un líquido sea mayor en 1 que en 2. Lo que es lo mismo, el suelo 1 tendrá un límite líquido mayor que el 2, si sus cristales tienen mayores atmósferas de adsorción. Es lógico pensar que un razonamiento análogo pueda establecerse para el Límite Plástico y, por ello, para el Índice Plástico. Por otra parte, los límites se han fijado de un modo totalmente arbitrario, por lo que es difícil imaginar que la magnitud de uno de ellos, tomado aisladamente, pueda relacionarse de un modo cuantitativo con los espesores de agua adsorbida.

A causa del gran incremento de superficie específica que está ligado en general al tamaño decreciente de las partículas de un suelo, es de esperar que la intensidad del fenómeno de adsorción esté muy influida por la cantidad de arcilla que contenga el suelo. Skempton ha referido una cantidad denominada Actividad de una arcilla.

$$A = \frac{I_p}{\% \text{ de peso de suelo más fino que } 0.002 \text{ mm}}$$

La actividad puede valer 0.38 en arcillas caoliníticas, 0.90 en arcillas ilíticas y alcanzar valores superiores a 7 en arcillas montmoriloníticas, lo cual da idea de las características de plasticidad de las arcillas, según su composición mineralógica.

Los límites de plasticidad han resultado ser útiles en cuestiones de clasificación e identificación de suelos. También se usan en especificaciones para controlar el empleo de suelos. En cuestiones posteriores de este mismo capítulo se presentarán algunas correlaciones interesantes entre los Límites de Plasticidad y algunas propiedades fundamentales de los suelos.

I-7 EL MECANISMO DE LA CONTRACCION DE LOS SUELOS FINOS POR SECADO.

Es un hecho generalmente aceptado en la actualidad que cuando la superficie de un líquido está en contacto con un material diferente se producen esfuerzos en esa superficie, a causa de la atracción entre las moléculas vecinas de los dos elementos diferentes. Al ingeniero de vías terrestres le preocupa muy especialmente el contacto entre el agua y las partículas minerales de los suelos y entre el agua y el aire; generalmente los esfuerzos que corresponden a estos casos son de tensión. La atracción entre las moléculas vecinas de las substancias distintas en contacto puede medirse por el coeficiente de tensión superficial, que resulta ser una propiedad característica.

de cada substancia. Probablemente la evidencia más conocida de los fenóme - nos de superficie es la capilaridad, propiedad por la cual el agua puede as - cender y permanecer por arriba de la línea que representa la presión atmosfé - rica, por el interior de un tubo capilar de vidrio o por un canaliculo entre las partículas minerales de un suelo.

$$h_{cr} = \frac{2Ts \cos a}{\tau \gamma_w}$$

donde T, es el coeficiente de tensión superficial del

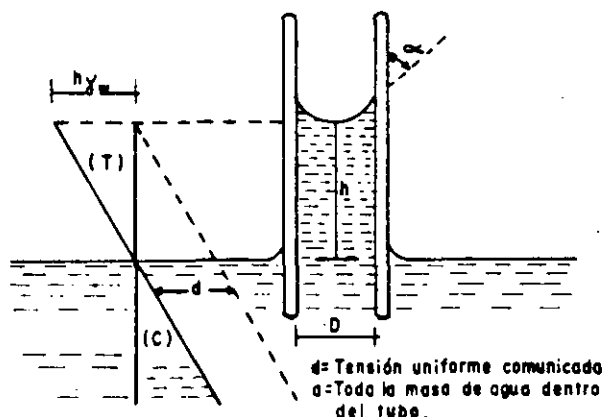


Figura 10. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.

agua ($0.074 \frac{g}{cm}$ a $20^\circ C$, pues también es función de la temperatura), es el - ángulo de contacto entre el agua y la pared del canaliculo, y r es el radio - de dicho conducto. En Mecánica de Suelos es razonable pensar que usualmente $a = 0$, o sea que el menisco esférico que forma el agua es tangente a las pa - redes (menisco semiesférico); en tal caso, la expresión anterior puede escri - birse simplemente

$$h_{cr} = \frac{0.3}{D}$$

donde D es el diámetro del canaliculo en cm y h está en la misma dimensión. Se estima evidente la obtención de la expresión anterior considerando $a = 0$.

En la figura 10 se muestra la distribución de esfuerzos en un canaliculo de suelo, el cual se ha idealizado bajo la forma de un verdadero tubo capi - lar, tal como es común hacerlo en los análisis teóricos de estos temas.

Bajo el nivel libre, la distribución sigue la conocida ley lineal, su - puesto que el agua se encuentra en condición hidrostática. Arriba del nivel

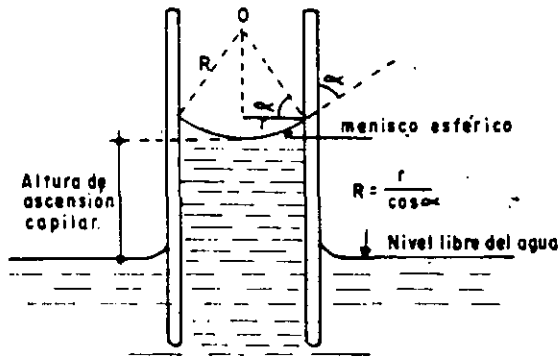


Figura 11. Relación entre el radio del conducto capilar.

libre, el estado de esfuerzos está representado por la prolongación del diagrama hidrostático, de manera que en toda la columna de ascensión capilar - se tendrán esfuerzos de tensión, considerando la presión atmosférica como origen de esfuerzos.

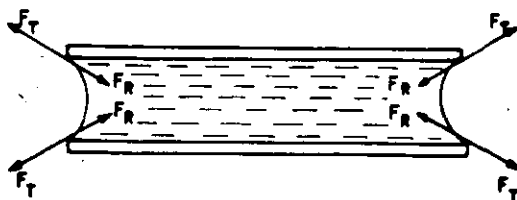
Figura 12. Esquema que ilustra la generación de presiones capilares en un tubo capilar.

En cualquier punto de la columna, el esfuerzo de tensión puede obtenerse multiplicando la distancia vertical del punto a la superficie libre por el peso específico del agua.

$$u = n \gamma_w = \frac{2T_s \cos a}{r}$$

en donde

$$u = \frac{2T_s}{R}$$



En la expresión anterior u es el esfuerzo de tensión en el agua en $\frac{g}{\text{cm}^2}$ y R el radio del menisco que forma el agua en el canalículo. Nótese que el radio del menisco y el radio del conducto capilar están relacionados según se muestra en la Fig. 11, con cuya ayuda se podrá comprender de inmediato el origen de la expresión anterior.

La expresión anterior establece el hecho importante de que el esfuerzo de tensión a que está sometida el agua dentro del suelo, cuando trabaja a tal tipo de esfuerzo, es inversamente proporcional al radio del menisco que se desarrolla en los canalículos del propio suelo. Naturalmente éste depende, en primer lugar, del diámetro del propio canalículo; es evidente que el radio mínimo de menisco (al que corresponderá la tensión máxima) vale precisamente la mitad del diámetro del conducto capilar que quede entre las partículas minerales, lo que corresponde a un menisco semiesférico (menisco totalmente desarrollado). Nótese que de acuerdo con lo anterior el agua podrá alcanzar esfuerzos de tensión muy importantes dentro del suelo, cuando las partículas minerales estén muy próximas, lo que sucede sobre todo en los suelos muy finos, de acuerdo con la regla de que los huecos entre las partículas gruesas son grandes, en tanto que entre las partículas muy finas (arcillas) son pequeñísimos.

De lo anterior resulta evidente que se puede obtener un menisco totalmente desarrollado siempre que el conducto capilar sea lo suficientemente largo como para permitir que la columna de agua se eleve hasta la altura máxima de ascensión capilar. Si el tubo es más corto, la ascensión capilar queda restringida y se formará un menisco de un radio tal que se restablezca el equilibrio hidráulico, con un esfuerzo de tensión en el agua menor que el máximo posible, correspondiente a una columna de agua también menor que la máxima posible.

Si el conducto capilar se encuentra en posición horizontal, como es el caso del que aparece en la Fig. 12, se formarán gradualmente en sus extremos los meniscos, debido a la evaporación del agua. En cada extremo la curvatura del menisco aumentará hasta la máxima, que corresponde a la forma semiesférica, como ya se dijo; al mismo tiempo, el esfuerzo de tensión en el agua aumentará hasta su valor máximo correspondiente al diámetro del conducto capilar de que se trate. Si continúa la evaporación del agua, los meniscos se retraerán hacia el interior del conducto, conservando su curvatura y manteniéndose, por lo tanto, invariable la tensión en el agua. Se ve, pues, que en un conducto capilar horizontal el esfuerzo de tensión en el agua es el mismo en toda la longitud, a diferencia del tubo vertical, en donde, como se indicó, los esfuerzos siguen una ley de variación triangular.

En el caso del conducto de la Fig. 12, al formarse los meniscos aparecerán en toda su periferia fuerzas de tensión (F_T), causadas por las atracciones entre las moléculas del agua y las paredes. A estas fuerzas de tensión en el agua corresponderán, por reacción, las fuerzas de compresión (F_R) que se muestran; por efecto de estas fuerzas, el conducto capilar tenderá a cerrarse y a acortar su longitud. En toda la masa de agua entre los meniscos existen tensiones; por lo tanto, existirán sobre las paredes del conducto, como reacción, esfuerzos de compresión que tienden a cerrarlo. Como resulta del efecto anterior, una masa compresible, atravesada por tubos capilares sometidos a evaporación, se contraerá volumétricamente.

Con las consideraciones expuestas en los párrafos anteriores, es posible comprender el mecanismo de contracción de los suelos finos, así como las razones para el mismo.

Un suelo saturado exhibe primeramente una superficie brillante, debido a la presencia del agua que llena sus poros por completo. A medida que comienza la evaporación, en los extremos de los canaliculos se irán formando meniscos cóncavos; al continuar el proceso de evaporación, irá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y aumentando por lo tanto, el esfuerzo de tensión en el agua (expresión anterior) y, correspondiente, los esfuerzos capilares de compresión actuantes sobre la estructura sólida del suelo que, por ese efecto, se comprime. La evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta un punto en que la tensión capilar sea incapaz de producir mayor deformación; en tal momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Macrofísicamente ese momento está señalado por el cambio de tono del suelo, de la apariencia húmeda a seca. Este momento corresponde al Límite de Contracción, pues aunque la evaporación continúe ya no disminuirá el volumen del suelo, por haber llegado el agua a su tensión máxima, a la que corresponde la máxima compresión capilar sobre la estructura del suelo. Nótese que en el límite de contracción el suelo sigue saturado si estaba saturado al comienzo del proceso de la evaporación, pues aunque dicha evaporación le ha hecho perder agua, esta pérdida está exactamente compensada por la pérdida de volumen de vacíos causada por la compresión capilar; un gramo de agua evaporada corresponde a un cm³ de contracción volumétrica.

I-8 PERMEABILIDAD

Generalmente el agua fluye a través de los suelos por gravedad. El régimen del flujo se dice que es laminar cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí, excepción hecha del efecto microscópico de mezcla molecular; cuando las líneas de flujo se entremezclan y dan lugar a turbulencias características se dice que el flujo es turbulento.

Para velocidades bajas, el flujo de agua a través de los suelos es laminar, pero al aumentar la velocidad más allá de un cierto límite, se hace turbulento. Si de un régimen turbulento se desea regresar al régimen laminar por disminución de velocidad, se observa que la transición ocurre a una velocidad mayor que aquélla en la que se pasó de régimen laminar a turbulento; esto sugiere la existencia de un intervalo de velocidad en el cual el flujo puede ser circunstancialmente laminar o turbulento. Reynolds encontró que existe una cierta velocidad en el agua (y, de hecho, en cada líquido) abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta es la velocidad crítica. Similarmente existe una velocidad arriba de la cual el flujo siempre es turbulento; en el caso del agua esta segunda velocidad es del orden de 6.5 veces la velocidad crítica.

El fundamento de casi toda la teoría de flujo a través de los suelos radica en el trabajo experimental de Henri Darcy, que se conoce hoy como ley de

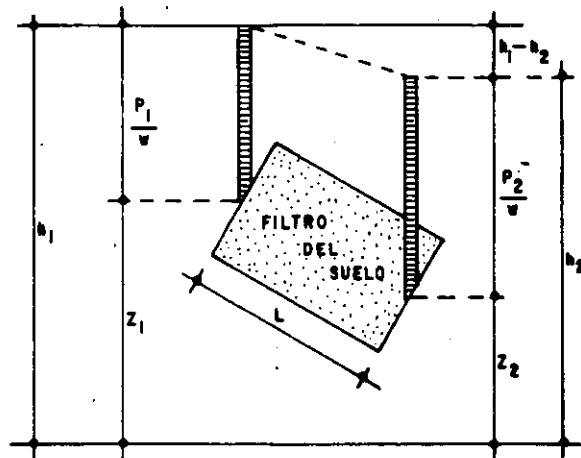


Figura 13. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

su nombre. Trabajando con un dispositivo de diseño personal, que se reproduce esencialmente en la Fig. 13, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto a través de la conducción queda expresado por

$$Q = kiA$$

donde

- A: es el área total de la sección transversal del filtro colocado en la conducción;
- i: es el gradiente hidráulico, medido por la expresión;

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

k: es una constante de proporcionalidad, a la que Darcy dio el nombre de coeficiente de permeabilidad.

Por otra parte, la ecuación de continuidad del gasto establece que

$$Q = Av$$

donde v es la velocidad del flujo.

Si esta ecuación se compara con la anterior, resalta de inmediato que puede escribirse

$$v = ki$$

que es una manera común de escribir la ley de Darcy.

Analizando la ecuación anterior puede establecerse una excelente definición para el coeficiente de permeabilidad, k , según la cual éste resulta ser la velocidad con que fluye el agua a través del suelo cuando está sometida a un gradiente hidráulico unitario. Naturalmente que las unidades de k son también las correspondientes a una velocidad, lo que se ve de inmediato en la misma ecuación anterior, teniendo en cuenta que i carece de dimensiones. Es obvio que en el valor numérico de k se reflejan propiedades físicas del suelo y del fluido circulante.

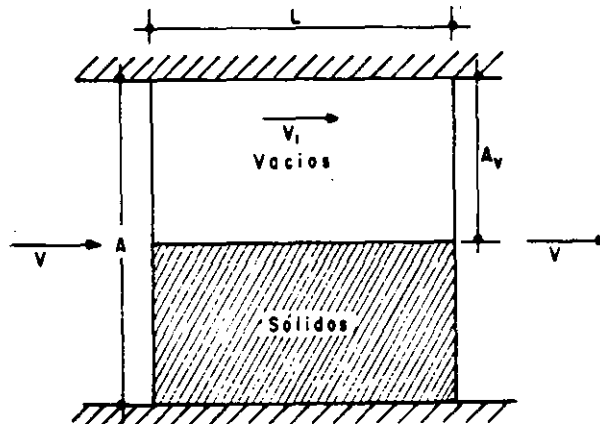


Figura 14. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

En realidad, la velocidad v que se ha venido considerando en las dos ecuaciones anteriores no representa ninguna velocidad real con que el agua fluya a través del filtro que llena la conducción mostrada en la Fig. 13. Esta velocidad, llamada de descarga, está referida al área A , total de la conducción, que no es de la que realmente dispone el agua para fluir. Es posible tener una idea aproximada de lo que pudiera ser la verdadera velocidad de agua a través del suelo si se acepta que el flujo sólo es posible a través de vacíos. Tomando en cuenta el esquema de la Fig. 14, se ve que si se define una velocidad llamada de filtración (v_1) que corresponda a esta última consideración, debe tenerse, por continuidad del gasto,

$$A_v v_1 = Av$$

de donde

$$v_1 = \frac{A}{A_V} v$$

Pero si se considera una dimensión unitaria normal al plano del papel y se recurre a la definición de la relación de vacíos e , puede ponerse

$$e = \frac{A_V}{A - A_V}$$

de donde

$$\frac{1}{e} = \frac{A}{A_V} - 1$$

y

$$\frac{A}{A_V} = \frac{1 + e}{e}$$

Con lo anterior, la relación entre la velocidad de filtración y la velocidad de descarga resulta ser:

$$v_1 = \frac{1 + e}{e} v$$

En rigor, la velocidad de filtración tampoco es una velocidad "real", puesto que el suelo no es como se muestra en el esquema de la Fig. 14, sino que el flujo ocurre a través de una serie de canalículos irregulares y sinuosos entre las partículas del suelo. Tanto la velocidad de filtración son simplemente elementos de cálculo que permiten llegar a resultados correctos dentro de las consideraciones que han servido para las respectivas definiciones.

La ley de Darcy es, como se ha dicho, estrictamente experimental, por lo que su validez no puede ir más allá de las condiciones específicas que hayan presidido el conjunto de experiencias que le dieron nacimiento; desde este punto de vista, es un hecho afortunado que Darcy haya experimentado flujos de agua a través de filtros de suelo, utilizando una gran variedad de tipos de suelo y de gradientes hidráulicos, pues esto hace que sus resultados sean aplicables a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos.

La permeabilidad de los suelos es uno de los valores que admiten mayores variaciones, según el tipo de material de que se trate. Varía entre límites tan amplios como 10 ó 100 cm/seg en gravas limpias hasta 10^{-8} ó 10^{-9} cm/seg en arcillas homogéneas montmoriloníticas o bentoníticas, situadas abajo de la zona de intemperismo. La permeabilidad típica de las arenas limpias puede ser del orden de 10^{-2} - 10^{-3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, llegando a valores de 10^{-4} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ en arenas muy finas; los limos y depósitos de morrena glacial pueden tener permeabilidades tan bajas como 10^{-5} - 10^{-6} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. En general las arcillas tienen permeabilidades menores que 10^{-5} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. Con permeabilidades menores que 10^{-3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, un suelo debe considerarse inapropiado para usarse como dren, y con permeabilidad menor que 10^{-7} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ un suelo puede ser considerado prácticamente impermeable.

La permeabilidad de los suelos está influida por las siguientes características de los mismos:

- a) La relación de vacíos.
- b) El tamaño de sus partículas.
- c) La composición mineralógica y físico-química del suelo.
- d) La estructura.
- e) El grado de saturación.
- f) La existencia de agujeros, fisuras, etc.

También depende en forma importante de la temperatura del agua.

No se ha podido establecer una relación confiable entre el coeficiente de permeabilidad y la curva granulométrica de un suelo. Para arenas finas, Allen Hazen obtuvo ya en 1892 su famosa relación:

$$k = C D_{10}^2$$

donde k está en $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ y D_{10} es el diámetro efectivo del suelo (el 10% en peso, del mismo, es de ese tamaño o menor), expresado en cm. A despecho de su popularidad, la expresión anterior debe verse simplemente como una burda manera de establecer sólo el orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad en arenas de tamaño mediano a grueso (con ellas trabajó Hazen para obtener su relación), y nunca como algo que substituya a las pruebas de laboratorio cuando se requiera una precisión razonable. El valor de la constante C varió entre 41 y 146 en las pruebas de Hazen, y un valor de 120 suele mencionarse como un promedio aceptable para el manejo de la fórmula.

La composición mineralógica de las arcillas influye mucho en la permeabilidad de los suelos, a causa de las atmósferas de adsorción que se forman en torno a los cristales de mineral, adheridas muy fuertemente a éstos y que contribuyen a dificultar el flujo de agua.

La estructuración de los suelos también afecta su permeabilidad. En suelos muy finos, con minerales en forma laminar, el hecho de que exista una estructura floculada o dispersa es importante, pues en el segundo caso se tienen

permeabilidades mucho mayores en la dirección paralela a las caras alineadas de las partículas, produciéndose así una fuerte anisotropía en la distribución de permeabilidad dentro de la masa de suelo. Estos fenómenos se plantean muy frecuentemente en suelos compactados, en los que la estructura que se obtiene es floculada o dispersa, según el procedimiento de compactación que se emplee.

Es evidente el efecto del grado de saturación y el de grietas y fisuras que pueda presentar el suelo y se estima que no es necesaria ulterior insistencia para imaginarlo cualitativamente; naturalmente que tales influencias son mucho más difíciles de definir en forma cuantitativa.

I-9 LOS CONCEPTOS DE ESFUERZO EFECTIVO Y ESFUERZO NEUTRAL

El suelo es un concepto de tres fases, sólida, líquida y aire. No es posible imaginar tres substancias de comportamiento mecánico más disímulo que un cristal mineral, con alta resistencia al esfuerzo cortante y muy rígido; el agua, relativamente incompresible a presiones ingenieriles, pero con resistencia al esfuerzo cortante insignificante, y el aire, altamente compresible. Sin embargo, al hablar de resistencia de los suelos a los esfuerzos o de esfuerzos en suelos, hay que tener presente que los tres materiales actúan en ligazón estrecha, de manera que la respuesta del conjunto a cualquier carga o la transmisión de los esfuerzos de esa carga al interior del conjunto es una acumulación del comportamiento de los tres componentes. Si se dedica un momento de atención a esta situación, el ingeniero estará preparado a aceptar que los fenómenos de transmisión de esfuerzos y resistencia de los suelos siguen mecanismos tan complicados y cambiantes como los que efectivamente le revelará la práctica profesional.

Un mismo suelo podrá presentar características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación completamente distintas según las circunstancias en que las cargas actúen e influyan de una u otra manera en cada uno de los tres componentes. Se adivina de inmediato la gran influencia que el tiempo tendrá en la respuesta de los suelos, pues son muy conocidos los cambios de comportamiento del agua y del aire, según que las cargas aplicadas actúan muy lentamente o muy rápidamente, con todas las gamas intermedias. Si por efecto de cargas exteriores el agua adquiere presiones elevadas, aprovechando la permeabilidad del conjunto tenderá a fluir hacia zonas de la masa en que prevalezca una menor presión, y este hecho se reflejará en la compresibilidad y en el estado de esfuerzos de las zonas cargadas. En definitiva, puede decirse que la interacción constante de las tres fases del suelo y su muy diferente respuesta a los esfuerzos, producirá en cada proceso de carga una compleja situación en la que los esfuerzos se repartirán de un cierto modo entre las tres fases, siendo esta situación variable con el tiempo y, desde luego, distinta en cada proceso de carga y distinta también, aun dentro del mismo proceso, si se produce cualquier cambio en el balance entre las tres fases.

Considérese una carga P uniformemente distribuida sobre la placa de área A , la cual se apoya sobre un conjunto de partículas minerales, de forma irregular y con vacíos entre ellas (Fig. 15a).

Es evidente que la distribución uniforme de la carga, que resulta admisible en la placa de área A , ya no resulta lógica en las partículas de suelo.

La forma irregular y variable de las partículas hace imposible definir exactamente cómo se reparte la carga entre ellas y cuál pueda ser el esfuerzo en cada uno de sus puntos, pero es evidente que estos esfuerzos serán muy elevados en los puntos de contacto y mucho menores en puntos intermedios o aun en puntos inferiores de las partículas. Como quiera que resulta imposible trabajar con los esfuerzos "verdaderos" que sufren los granos, en Mecánica de Suelos se ha acostumbrado definir un esfuerzo ficticio como el que representa al estado que se tenga bajo la placa; este esfuerzo ficticio resulta de relacionar la carga total actuante con el área total cubierta con la placa ($\sigma = \frac{P}{A}$). Se -

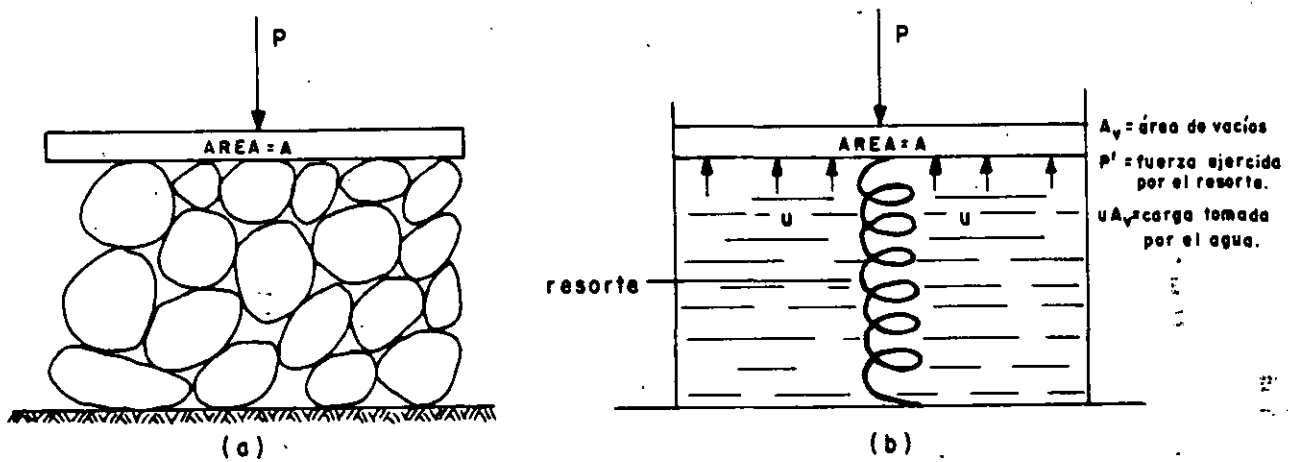


Figura 15. Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo.

le llama el esfuerzo total. Es, desde luego, menor que el esfuerzo medio en los sólidos bajo la placa y mucho menor que el "verdadero" esfuerzo actuante en los puntos de contacto entre las partículas.

Si la carga P se aplica a un suelo que tenga sus vacíos llenos de agua, la distribución de la carga en el conjunto será aún más compleja (Fig. 15b). Si u es la presión del agua dentro de los vacíos y A_v es el área de los vacíos medida en un plano paralelo a la base de la placa, entonces $u A_v$ representará la parte de la carga P que soporta el agua de los vacíos del suelo; el resto de la carga P la soportará la estructura sólida del suelo y se transmitirá a través de los granos de la misma. En la Fig. 15b se ha presentado a la estructura sólida del suelo con un resorte. Evidentemente, debe tenerse:

$$P = P' + u A_v$$

donde P' representa a la parte de carga que toma la estructura sólida del suelo o del resorte de la Fig. 15b.

Si se dividen los dos miembros de la expresión anterior por A, área de la placa, se tendrá:

$$\frac{P}{A} = \frac{P'}{A} + u \frac{A_v}{A}$$

o, empleando la notación de esfuerzos

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \frac{A_v}{A}$$

La ecuación anterior juega un papel fundamental en la Mecánica de Suelos Moderna y se denomina la ecuación del esfuerzo efectivo. En ella figuran el esfuerzo total, σ , ya definido, y los esfuerzos $\bar{\sigma}$ y u , denominados esfuerzo efectivo y presión de poro, respectivamente. El primero representa la parte del esfuerzo total que es tomada por la fase sólida del suelo, transmitiéndose entre los granos de la misma. La segunda representa la presión a que está sometida el agua en los vacíos del suelo; a causa de la incapacidad del agua para tomar esfuerzos cortantes, la presión u se denomina frecuentemente presión neutral.

En la fórmula anterior aparece también la relación

$$N = \frac{A_v}{A}$$

denominada relación del esfuerzo neutral. Como quiera que en los suelos el área de contacto entre los granos sobre un plano horizontal dado es muy pequeña en comparación con el área total cubierta por la placa de área A, se sigue que la relación N valdrá muy aproximadamente 1. Tomándola como tal (y esto se hace normalmente en la Mecánica de Suelos), la ecuación

$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

La ecuación anterior fue propuesta primeramente por Terzaghi y más que a ninguna otra idea debe atribuírsele el mérito de abrir el camino a la aparición de la Mecánica de Suelos Moderna y la posibilidad de estudiar la resistencia y la deformación de los suelos con base científica.

En el concreto o las rocas, en las que los granos de sólidos se interconectan por cristales, el valor de N es apreciablemente menor que 1, pudiendo llegar a valores del orden de 0.5 en mármoles, granitos y en el propio concreto.

Intuitivamente se ve que el concepto de esfuerzo efectivo, así definido, describe mejor el comportamiento de los suelos que los conceptos de esfuerzo total o de presión neutral. Se advierte que si el esfuerzo efectivo aumenta, las partículas sólidas del suelo se presionarán una contra otra, tratando de deslizarse relativamente o de encajarse, para llegar a estructuraciones más compactas; en cambio el mismo aumento con el esfuerzo total y en la presión de poro (con lo que el esfuerzo efectivo permanecerá igual, según la ecuación anterior no tendrá ningún efecto en el acomodo de las partículas.

I-10 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION

Probablemente una de las características ingenieriles más representativas de un material, desde el punto de vista de definir comportamiento en relación con las necesidades y los usos del ingeniero, es el conjunto de datos de un proceso incitación-respuesta que constituye lo que usualmente se llama la relación o relaciones esfuerzo-deformación.

En efecto, al tratar con un material de construcción, el ingeniero está fundamentalmente preocupado por dos aspectos básicos, en torno a los que puede decirse que giran todos los demás. Estos son, en primer lugar, la resistencia del material a los esfuerzos a los que se someta, problema que lleva aparejado el concepto de falla del material y que en forma breve se comentará más adelante. En segundo lugar preocupa de deformabilidad del material expresada en relación a los esfuerzos que se le apliquen, tanto en lo que se refiere a la intensidad o nivel de los esfuerzos, como a la manera en que se ejercen, incluyendo su velocidad de aplicación. Esta última gama de comportamiento es lo que el ingeniero describe en forma primaria por medio de una relación esfuerzo-deformación. Si los suelos fueran homogéneos, isotrópicos y linealmente elásticos, sería posible describir su comportamiento esfuerzo-deformación haciendo uso del módulo de Young (E) y de la relación de Poisson, obtenidas de una prueba única y sencilla, tal como una simple prueba de extensión, en que se estirase una barra del material, midiendo las tensiones aplicadas y las deformaciones longitudinales y transversales resultantes. Con las constantes elásticas sería posible, en el material ideal, calcular la relación entre los esfuerzos y las deformaciones para otros tipos de prueba que representasen otras condiciones reales distintas de la tensión simple.

Los suelos no son materiales en que se cumplan las hipótesis anteriores. Independientemente de que en un caso particular pueda resultar útil usar valores de módulo de la elasticidad o de la relación de Poisson, debe tenerse muy presente que éstos valores no son constantes de un suelo, sino cantidades que, en el mejor de los casos, describen aproximadamente el comportamiento de un suelo para un estado de esfuerzos dado y que cambiarán, quizá radicalmente, si cambia el estado de esfuerzos o si los esfuerzos se aplican de diferente manera. Por eso, cuando en relación con los suelos se mencionan las constantes elásticas anteriores, debe tenerse en cuenta que no representa nada en sí mismas, fuera de la condición particular para la que se ha medido o calculado.

El monto de deformación causado en el suelo por los esfuerzos depende de su composición, de su relación de vacíos, de la historia anterior de esfuerzos aplicados al suelo y de la manera como se le apliquen los nuevos esfuerzos. Para la gran mayoría de los problemas prácticos, el mejor método para -

conocer las características esfuerzo-deformación es medir directamente en -- una prueba de laboratorio o de campo las deformaciones que producen esfuer-- zos lo más similares posibles a los que actuarán en la masa de suelo afecta-- da por el problema real que se estudie.

Existe en la realidad ingenieril una enorme variedad de maneras de apli-- car esfuerzos y de producir por consiguiente, deformaciones al suelo. Tan-- gran variedad de circunstancias no puede representarse por una sola prueba - de laboratorio, so pena de perder representatividad y, evidentemente, no pue-- de aspirarse a diseñar en cada caso la prueba más representativa a que sea - dado llegar. Entre éstas dos actitudes extremas, el ingeniero trata de lle-- gar a una solución racional de su inquietud haciendo uso de varias pruebas - de laboratorio, que representen diferentes condiciones entre las que queden-- comprendidas aquellas que son más familiares a la práctica ingenieril.

Las principales pruebas de laboratorio de que se hace uso para determi-- nar características esfuerzo-deformación de los suelos, son las siguientes:-

1. Prueba de compresión hidrostática o isotrópica. Es útil para el es-- tudio de deformaciones volumétricas únicamente; en ella se aplica a un espé-- cimen de suelo un estado de esfuerzos hidrostáticos, es decir, esfuerzos de-- compresión iguales, actuando en todas direcciones. Esta prueba no es muy -- usual en la práctica ingenieril.

2. Prueba de compresión confinada o prueba de consolidación. Se eje-- cuta en un aparato denominado consolidómetro o edómetro. Se aplican al sue-- lo (un espécimen cilíndrico de poca altura en comparación al área) esfuer-- zos normales verticales, en tanto se impide toda deformación lateral confi-- nándolo en el interior de un anillo de bronce. De ésta manera la deforma-- ción axial define exactamente la deformación volumétrica. Es ésta prueba la relación entre el esfuerzo normal lateral y el normal vertical es el valor - de K_0 , que con el nombre de coeficiente de esfuerzo o presión de tierra en - reposo, juega un papel importante en la Mecánica de Suelos Aplicada. en las formas comunes de consolidómetro sólo se mide el esfuerzo normal vertical y - la deformación axial (también vertical).

La deformación vertical se mide por medio de extensómetros, en tanto -- que el esfuerzo normal vertical se conoce controlando las cargas que se apli-- can al aparato, las que se reparten homogéneamente sobre el área conocida del espécimen.

La prueba de consolidación fue originalmente desarrollada por Terzaghi.

3. Prueba triaxial. Es la más común y versátil de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos. -- también es la prueba más útil del laboratorio para conocer su resistencia, - por lo cuál se detallará más adelante cuando se hable de ésta característica fundamental de los suelos. Baste por el momento decir que en ella se mide - la deformación axial de un espécimen cilíndrico de altura aproximadamente -- igual a 2 ó 3 veces el diámetro de su base, mientras se aplican a tal espé-- cimen un esfuerzo normal vertical conocido y esfuerzos laterales (presión con-- finante) iguales en todas las direcciones horizontales. El espécimen es pri-- meramente sometido a la presión de confinamiento, dada usualmente por agua a presión dentro de la cámara triaxial; después se incrementa el esfuerzo ver-- tical hasta que el espécimen falla (esfuerzo desviador).

La prueba de compresión simple es una variante de la prueba triaxial, - en la que la presión confinante inicial exterior es nula, por lo que no re-- quiere hacerse en la cámara triaxial. Es análoga a la prueba de compresión-- hecha en cilindros de concreto.

En la prueba triaxial puede conocerse el esfuerzo aplicado utilizando un bástago de carga con pesos conocidos (prueba con esfuerzo controlado) ó bien puede medirse el esfuerzo empleando una báscula hidráulica y presionando el bástago sobre el espécimen a una velocidad conocida (prueba de deformación controlada). La deformación axial se mide utilizando extensómetros.

Actualmente existen otras muchas variantes en lo que se refiere a la manera de hacer fallar el espécimen; la que más se usa, además de la someramente descrita, es aquella en la que el esfuerzo vertical normal se mantiene constante y se aumenta la presión de confinamiento hasta que el espécimen falla deformándose hacia arriba; a ésta variante se le denomina prueba triaxial de extensión y se utiliza para simular los esfuerzos de empuje lateral en una masa de suelo.

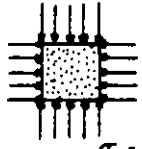
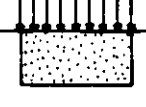
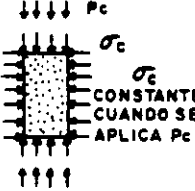
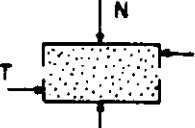
PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómetro)	COMPRESION TRIAXIAL	PRUEBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL	 P_c σ_c CONSTANTE CUANDO SE APLICA P_c	 N T N CONSTANTE CUANDO SE APLICA T.
TIPO DE DEFORMACION	VOLUMETRICA	PRINCIPALMENTE VOLUMETRICA, PERO CON ALGO DE DISTORSION	DISTORSION Y VOLUMETRICA	PRINCIPALMENTE DISTORSION Y ALGO DE VOLUMETRICA
USOS	PARA ESTUDIOS DE DEFORMACION VOLUMETRICA	PARA REPRODUCIR ALGUNAS CONDICIONES REALES DE CAMPO	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS. ES LA PRUEBA MAS COMUN	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS

Figura 16. Tipos comunes de pruebas esfuerzo-deformación.

4. La prueba directa de esfuerzo cortante. En ésta prueba, un espécimen de altura pequeña en comparación a su área transversal se coloca dentro de una caja con dos secciones, la anterior fija y la superior susceptible de ser movida horizontalmente. Se dá al espécimen carga vertical sobre la cara superior del dispositivo, para producir un esfuerzo normal vertical conocido. La falla se produce aplicando una fuerza rasante al marco superior móvil, de manera que se obliga a la falla del espécimen en el plano que define la unión entre las partes fija y móvil del dispositivo.

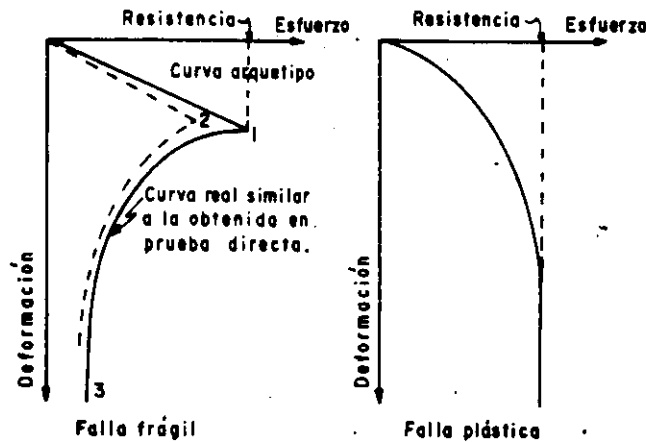


Figura 17. Tipos de falla considerados en los suelos.

En la Fig. 16 se muestran esquemáticamente las diferentes condiciones de esfuerzos, deformaciones y utilización de las pruebas que se han mencionado.

En general, las curvas esfuerzo-deformación que se obtienen de las pruebas someramente descritas más arriba corresponden a alguno de los dos arquetipos esquemáticamente presentados en la Fig. 17.

La curva llena de la parte a) de la figura es representativa de los materiales llamados de "falla frágil", cuyo comportamiento esfuerzo-deformación se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido, hasta el cual se llegó en forma aproximadamente lineal, decreciendo rápidamente al aumentar la deformación. Los materiales con éste tipo de falla resisten a los esfuerzos con pequeñas deformaciones, hasta llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima), a partir de cuyo límite su capacidad de resistencia descende rápidamente, en tanto la deformación aumenta hasta la ruptura eventual; éstos materiales son confiables en tanto no se alcanza su resistencia máxima, pero en tal punto sufren lo que para fines prácticos es un verdadero colapso.

En la parte b) de la Fig. 17 se muestra la curva esfuerzo-deformación típica de los materiales de "falla plástica", en los que al llegar a un esfuerzo límite se produce la afluencia plástica del material bajo esfuerzo constante e igual al límite; en éstos materiales la falla no está bien definida, pero lo interesante desde el punto de vista práctico es que un material de "falla plástica" movilizará su resistencia a medida que aumente el esfuerzo que se le aplique, de manera que al llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima) el material ya no es capaz de movilizar mayor resistencia y, de hecho comienza a deformarse bajo esfuerzo constante (a no ser que haya alguna restricción exterior que impida tal deformación, como podría ser el hecho de que la masa de suelo que hubiese alcanzado la resistencia límite esté rodeada por otras masas de suelo con menores esfuerzos actuantes, que al estar sometidas a menores deformaciones impiden la deformación de la masa en fluencia) hasta la eventual ruptura, generalmente precedida por una zona de "endurecimientos", en la cuál el material suele movilizar resistencias mayores que la de fluencia, al someterse a deformaciones próximas a la ruptura. Lo importante es, desde el punto de vista práctico que un material de "falla plástica" continuará movilizando su resistencia máxima aunque se siga deformando bajo el esfuer

zo límite, lo cuál puede tener repercusiones muy importantes en el comportamiento estructural del material, que, por así decirlo, continuará resistiendo por completo tras lo que se podría considerar su falla; a diferencia de los materiales de "falla frágil", en los que sobreviene un verdadero colapso, acompañado de gran pérdida de resistencia, cuando sufre cualquier deformación adicional a la correspondiente al esfuerzo límite.

Es muy variable el intervalo de deformación que sea capaz de absorber un material de "falla plástica" en fluencia bajo esfuerzo límite antes de endurecerse.

La relación esfuerzo-deformación de un material no es una característica constante sino que varía con diversas circunstancias dentro del mismo material. En general el comportamiento plástico corresponde a las arenas sueltas y a las arcillas blandas, con contenido de agua relativamente elevado, en tanto que el comportamiento frágil es propio de arenas compactas y arcillas duras. No existe un límite preciso de compactación a partir del cuál todas las arenas pasen del comportamiento plástico al frágil, sino que hay diferencias en éstos límites al analizar distintas arenas. Por ejemplo Skempton y Bishop reportan el caso en que una arena con porosidad inicial de 37.5% exhibe un comportamiento frágil claro, el cual pasa a ser plástico, igualmente claro, cuando la porosidad alcanza el valor de 45.6%. Por su parte Lambe y Whitman presentan un caso en que una arena con relación de vacíos de 0.605 tenía comportamiento frágil, en tanto que con relación de vacíos de 0.834 su comportamiento era netamente plástico. Respecto a las arcillas suelen hacerse comentarios similares, si bien en éste caso son más los factores que intervienen según habrá ocasión de discutir más adelante.

I-11 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS GRANULARES.

La compresibilidad de suelos granulares ha recibido relativamente menos atención que la que se ha otorgado a los suelos cohesivos, por lo menos hasta hace pocos años. De hecho, estaba en la mente de muchos ingenieros prácticos la idea de que los suelos granulares no presentaban problemas muy serios de deformación; éstas eran siempre muy pequeñas y ocurrían en forma casi instantánea, generalmente al aplicarse las primeras cargas durante el proceso de construcción.

Es posible que éste panorama simplista sea aún hoy correcto si se aplican al suelo granulares esfuerzos de nivel muy bajo. Un criterio como el anteriormente citado quizá pueda aún tenerlo un ingeniero que construya cimentaciones que transmitan al suelo granular cargas moderadas, sobre todo si, como es usual en éstas técnicas, toma la decisión de mejorar la calidad del suelo cuando su compactación natural es baja.

Sin embargo, la ingeniería moderna ha impuesto otros usos a los suelos granulares. Como respaldos de las grandes presas que ahora se construyen o construyendo los grandes terraplenes que las modernas carreteras exigen, es cada vez más frecuente y lo será aún más en el futuro, que los suelos granulares, formados a veces por partículas muy gruesas (pedraplenes y enrocamientos) trabajen sometidos a niveles de esfuerzos hasta ahora completamente inusuales. En efecto, los enrocamientos de más de 150 m en presas de tierra son ya bastante familiares y en caminos y ferrocarriles es ya común construir pedraplenes de 50 a 60 m de altura. Tanto por razones de los materiales que se expli-

tan normalmente en zonas de terreno quebrado, en las que lógicamente se dan - éstos grandes terraplenes, como por razones de natural preferencia por parte de los ingenieros, casi por lo general los terraplenes altos de las vías terrestres se construyen con suelos en que los fragmentos de roca, las gravas y las arenas forman la parte principal, la que define el comportamiento mecánico. El ingeniero de Vías Terrestres no es entonces ya ajeno a los problemas de comportamiento de materiales granulares bajo esfuerzos relativamente altos, en los que pueden presentarse problemas serios de compresibilidad. Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo granular son el resultado de las deformaciones propias de las partículas que lo componen, más el movimiento relativo entre ellas. Las deformaciones propias de las partículas pueden-

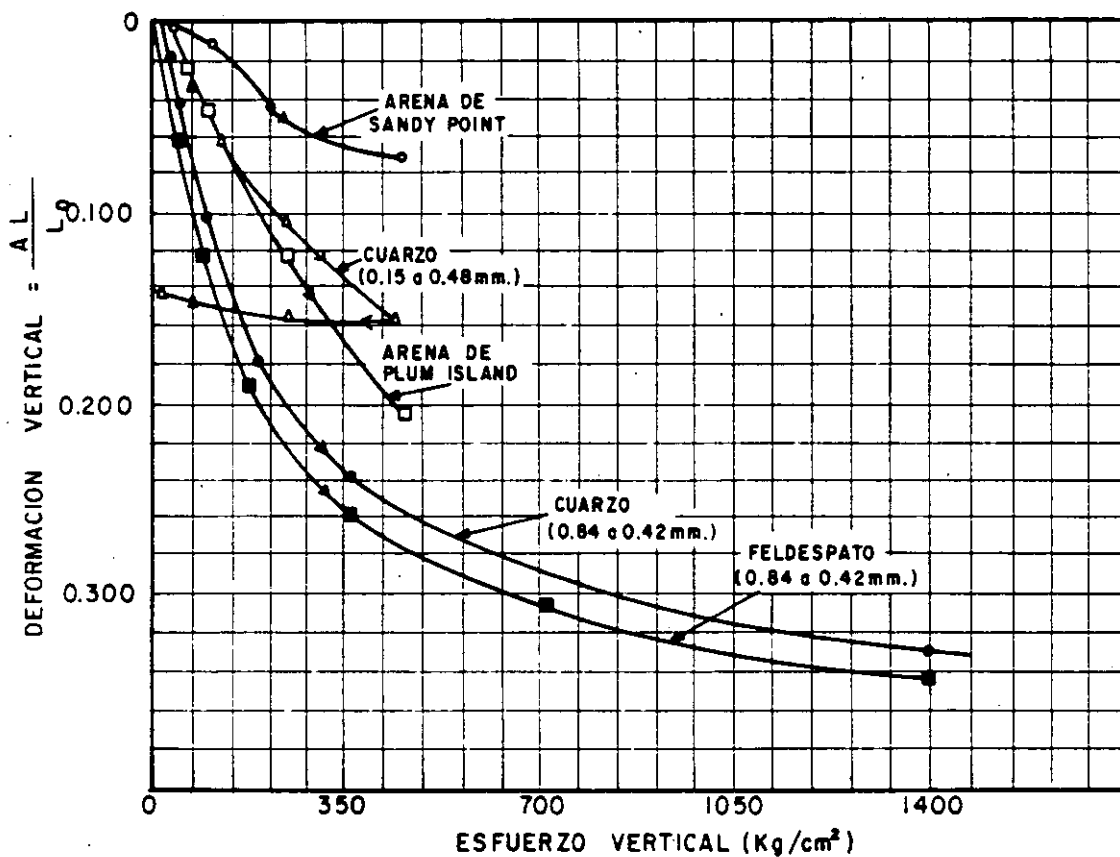


Figura 18. Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo.

ser muy grandes, especialmente en sus contactos y consisten fundamentalmente en distorsiones y eventualmente en rupturas y desmenuzamientos; el movimiento relativo entre las partículas ocurre por deslizamientos o rodamiento. Con frecuencia los movimientos relativos son posibles por las distorsiones previas que sufren las partículas, y la importancia relativa de éstas dos fuentes de deformación, respecto a la deformación total, puede cambiar a medida que ésta tiene lugar.

A Compresibilidad en compresión isotrópica

Cuando una muestra de arena se somete a compresión isotrópica (ver párrafo I-10) pueden ocurrirle grandes deformaciones volumétricas como consecuencia de colapsos estructurales locales; éstos producen rodamientos y deslizamientos de las partículas y como resultado se ejercen fuerzas cangenciales de consideración en los puntos de contacto entre ellas. Sin embargo, éstas fuerzas se neutralizan prácticamente en cualquier plano que corte a un conjunto de puntos de contacto, de manera que el esfuerzo cortante en cualquier plano puede ser cero y, a pesar de ello, están actuando fuerzas de contacto muy grandes en los contactos individuales.

B Compresibilidad en compresión confinada.

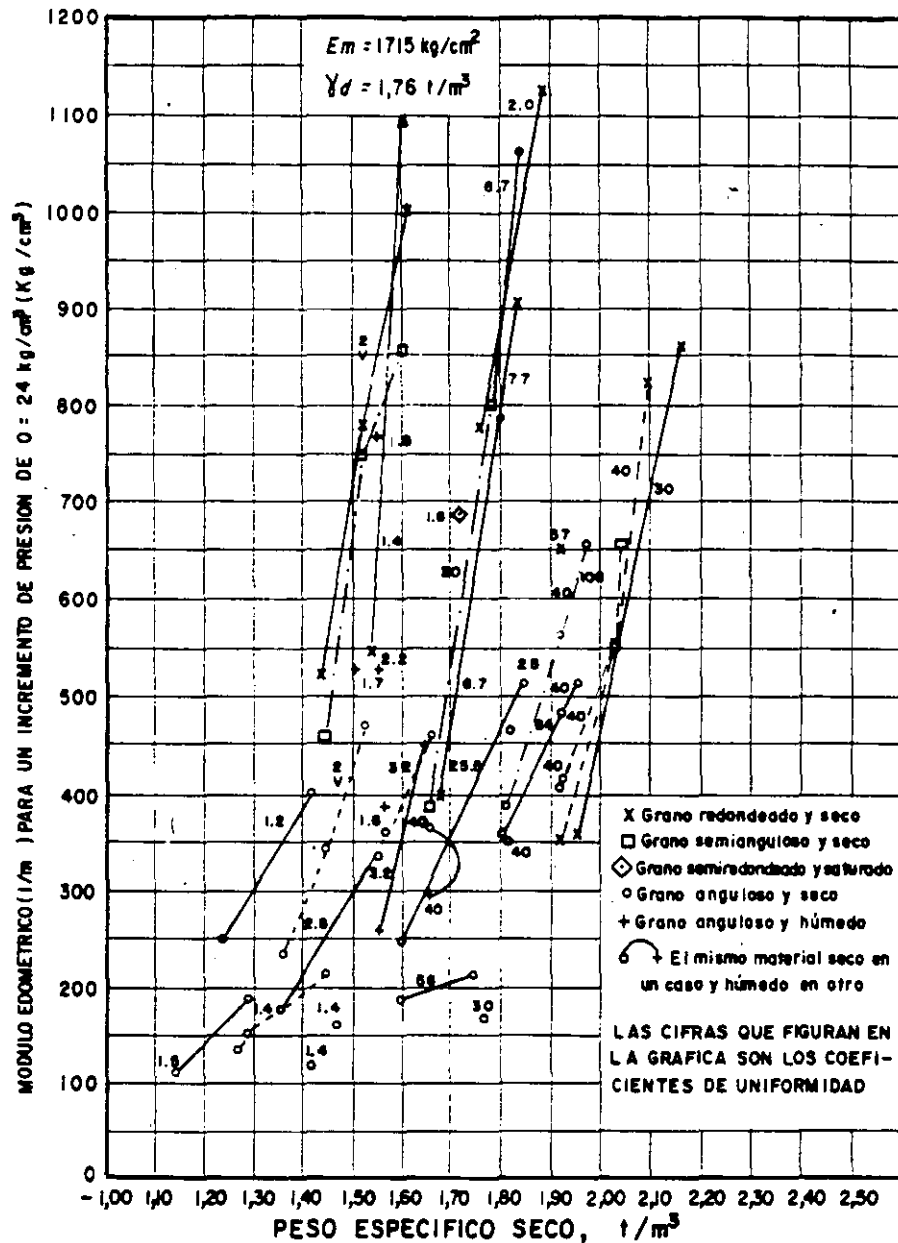
La compresibilidad de los suelos granulares y sus características esfuerzo de formación en compresión confinada (ver sección I-10) tienen gran importancia, puesto que ésta condición representa una situación que probablemente es común en la práctica, por ejemplo cuando se somete al suelo a cargas verticales transmitidas por áreas grandes. Para éste caso, Lambe y Whitman presentan datos sobre el comportamiento de arenas de cuarzo (y el cuarzo es con mucho el elemento más común en casi todas las arenas reales) uniformes, medias y gruesas, inicialmente compactas. Probadas en consolidómetro mostraron un punto de fluencia a partir de esfuerzos del orden de $140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, más allá del

cuál el comportamiento fué plástico, debido al fracturamiento de las partículas individuales, que permitió grandes movimientos relativos. A partir de éstos niveles de esfuerzo la deformación compactó a la arena.

En la figura 18 se muestran resultados de pruebas de consolidación en varias arenas típicas, empleando altos niveles de esfuerzos. Se nota la gran compresibilidad que pueden exhibir los suelos granulares en éstas condiciones, como consecuencia del deslizamiento de las partículas y del fracturamiento, que aunque puede comenzar a esfuerzo bajo, aumenta gradualmente en altos niveles. Los esfuerzos típicos para los que se produce el comportamiento plástico de las arenas y, por consecuencia, sus grandes deformaciones, serán menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas, y éstas sean más angulosas, cuanto más suelto y uniforme sea el suelo y cuanto menor sea la resistencia de las partículas individuales.

Desde luego es cierto que los niveles de esfuerzo al que se refieren las investigaciones citadas por Lambe y Whitman (por mencionar un sólo ejemplo de toda la evidencia esperimental que ya va habiendo) son inusualmente altos en relación a la práctica ingenieril. éstos datos se mencionan, más que nada, como norma de criterio.

Como ya se ha dicho, la deformación de suelos friccionantes en compresión confinada va acompañada de la producción de finos a causa de la ruptura de las partículas; ésta es grande cuando la granulometría es uniforme y mucho más pequeña sin la curva granulométrica es tendida. La producción de finos también crece con la angulosidad de las partículas y con la presión efectiva, e igualmente es mayor cuanto más suelto es el material.



La Fig. 19 presenta una relación entre las características de compresibilidad de varios materiales granulares, representadas por lo que el ponente define como módulo edométrico ($E_m = \frac{1}{m_v}$ donde m_v es el módulo de variación volumétrica, correlacionándolo con el peso específico seco correspondiente a diversos grados de compactación.

Los puntos unidos en la figura corresponden al mismo material con distintos grados de compactación; puede observarse de inmediato como aumenta el módulo edométrico al compactar el material. También se ve como un mismo material.

es más compresible cuando está húmedo que en estado seco. Los materiales de grano anguloso resultan ser más compresibles que los de grano redondeado, lo cual resulta lógico a la luz de ideas expuestas más arriba. En general -- los suelos con coeficiente de uniformidad bajo se sitúan a la izquierda de la figura, en tanto que los que lo tienen alto lo hacen a la derecha. Cuanto más redondeado son las partículas y mayor es la variedad de tamaños, mayor es el peso específico, que se alcanza con una misma energía de compactación.

C. Compresibilidad en compresión triaxial.

Las características de compresibilidad de materiales granulares han sido estudiadas con un poco más de minuciosidad y en mayor variedad de casos y materiales en aparatos triaxiales, ya mencionados en el párrafo I-10, pero los que se tratarán con mayor detalle en párrafos siguientes de este capítulo.

En el desarrollo de la prueba distinguen dos etapas de comportamiento en cuanto a deformación. La primera etapa corresponde al principio del proceso de carga y en ella se producen deformaciones muy pequeñas, acompañadas generalmente de una disminución en el volumen del espécimen, causado por una tendencia de las partículas a adoptar formas estructurales más compactas. Después viene la etapa de falla, en la cual puede presentarse el máximo de resistencia, si la arena exhibe una falla frágil. Ahora las deformaciones verticales sólo se pueden producir si se desarrollan en la masa movimientos laterales de las partículas que las permitan, y la consecuencia definitiva parece ser un momento en el volumen del espécimen. Este es el efecto de distancia, que fue primeramente observado e investigado por O. Reynolds, en 1885. Como se dijo, en esta segunda etapa queda incluido el punto de resistencia máximo, a partir del cual la arena exhibe una disminución de resistencia, al continuar el proceso de deformación. Esta disminución, más notable cuanto más compacto sea el estado inicial de la arena (materiales de falla frágil marcada), puede explicarse como una consecuencia del acomodo individual de las partículas si se imagina una masa de partículas individuales de arena sobre una superficie horizontal, los planos de contacto entre los granos no serán horizontales si no inclinados, de manera que para producir la falla por cortante no sólo será necesario vencer la fricción grano contra grano, sino que, además, será preciso obligar a las partículas a moverse unas sobre otras, rodando y deslizando se sobre ellas.

La fricción produce la componente normal de resistencia que tradicionalmente se ha incluido en el ángulo de fricción interna, del que se hablará más adelante; pero el movimiento relativo entre las partículas, necesario para la falla, es una fuente adicional de resistencia y de deformación, que depende sobre todo del acomodo inicial de los granos. Si el acomodo inicial es compacto, será grande el monto de resistencia y deformabilidad que representa la necesidad de mover los granos, pero a medida que estos se mueven y van adquiriendo una posición relativa más favorable al deslizamiento (los planos a través de sus puntos de contacto irán siendo más horizontales en el ejemplo que se mencionó al principio de este análisis), irá siendo menor la componente de resistencia debida al movimiento relativo, de manera que adelante de la resistencia máxima el material irá mostrando menor resistencia de conjunto, según la deformación crece; naturalmente esta disminución de resistencia tiene

un límite inferior, representado por aquel arreglo de los granos que permita el deslizamiento relativo de esto sin movimiento de reacomodo estructural. Si el estado inicial de los granos es suelto, el material tendrá una curva es fuerza-deformación correspondiente a la falla plástica y será prácticamente insignificante la componente de resistencia por acomodo.

Si los conceptos anteriores son correctos, la relación de vacíos inicial de la arena tendrá una influencia decisiva en su comportamiento esfuerzo-deformación, lo cual parece ser lo que efectivamente sucede, si se toma en cuenta que la falla frágil o plástica de una arena depende sobre todo de su compacidad inicial.

Una de las investigaciones más significativas sobre compresibilidad y resistencia de materiales granulares, es la desarrollada por Marsal y sus colaboradores para el proyecto de grandes presas; Marsal y sus colaboradores disponen de varias piezas de equipo de laboratorio que por su tamaño y características permiten realizar investigaciones muy representativas para definir el comportamiento de suelos fr partículas gruesas en altos niveles de esfuerzos. Este equipo incluye una cámara triaxial de alta presión (hasta 25 kg/cm²), capaz de probar especímenes de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura (con tamaño máximo de partícula de 20 cm); un equipo de compactación a gran escala, y otro que puede probar especímenes con tamaño máximo de 15 cm en condiciones de deformación plana y hasta 22 kg/cm² de presión de confinamiento. Algunas de las conclusiones de los estudios sobre resistencia se mencionarán más adelante y en este párrafo sólo se presentan algunas conclusiones relativas a compresibilidad.

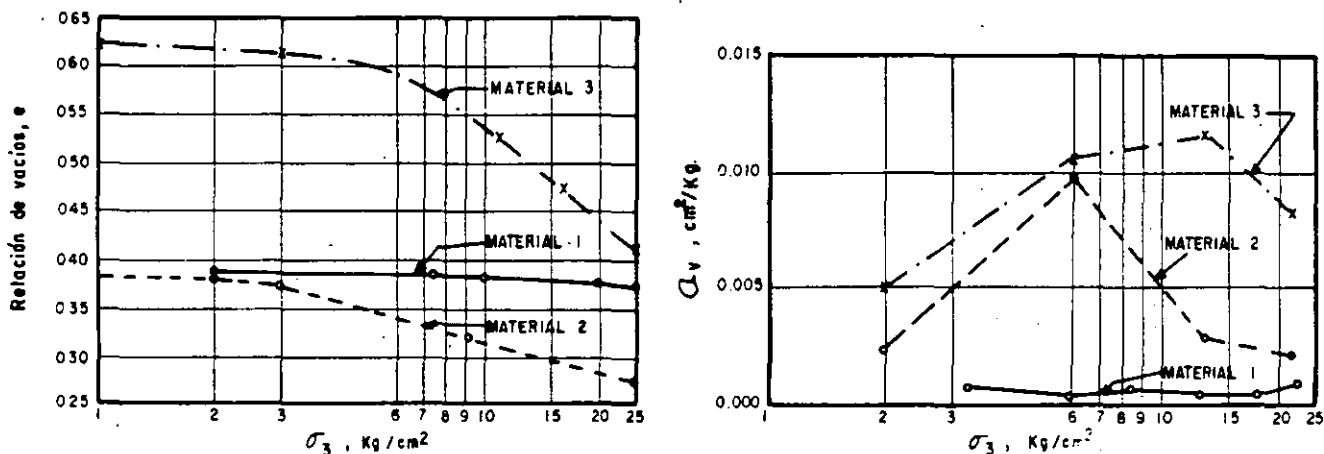


Figura 20. Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento.

En la figura 20 aparecen los resultados obtenidos al medir la compresibilidad de tres materiales nombrados 1, 2 y 3.

El material 1 está formado por fragmentos de basalto, producto de trituración. Los fragmentos eran sanos, con una resistencia a la compresión sin confinamiento superior a $1,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y el peso volumétrico seco del espécimen fue de -

2.14 T/m³. El material 2 fue un gneiss granítico, producto de explotación -- con explosivos; las partículas presentaban capas delgadas de esquisto; su resistencia a la compresión sin confinar fue de 740 kg/cm² y tenía un peso volu métrico seco de 1.98 T/m³. El material 3 fue otro gneiss granítico con granu lometría más uniforme que el 2 y con un peso volumétrico de 1.62 ton/m³; no se reporta su resistencia a la compresión sin confinar.

Puede verse en la figura 20 que las curvas relación de vacíos-presión de cámara presentan las características de las de los suelos preconsolidados. En la misma figura se aprecian los valores del coeficiente de compresibilidad a_v para los tres materiales; es de notar que los valores del coeficiente de compresibilidad son suficientemente importantes como para justificar asenta mientos grandes en terraplenes altos, dentro de la práctica actual de las vías terrestres.

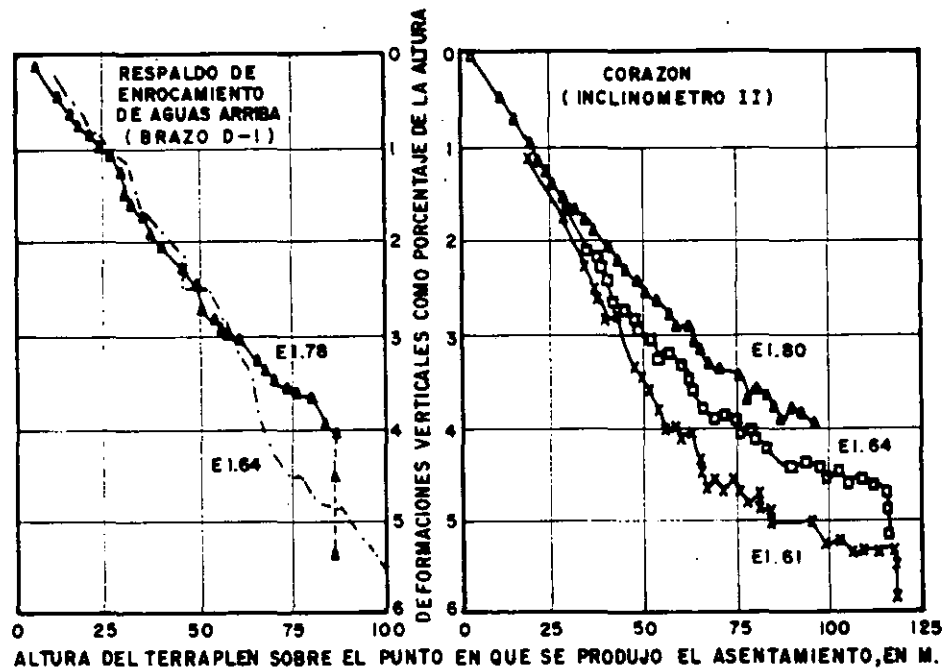


Figura 21. Asentamiento en la presa de El Infiernillo.

Resultados como los anteriores están contra la actitud tradicional, aún más común en la tecnología de las vías terrestres de lo que fuera de desearse, de sus dimensiones y de como se construyan. De hecho, Marsal y sus colaboradores han encontrado para el caso de la Presa El Infiernillo de 148 m de altura (Fig. 21) que los respaldos de enrocamiento han sufrido asentamientos del mismo orden que los del corazón impermeable arcilloso, construido con materiales de los que tradicionalmente se consideran compresibles.

Un problema fundamental y estrechamente relacionado con la compresibilidad de los suelos granulares y grano grueso bajo cargas importantes y que ha sido puesto de manifiesto por la investigación moderna, es el que se refiere a la ruptura de las partículas y su contribución a la deformación total. El fenómeno produce cambios en la composición granulométrica y en las propiedades mecánicas del material muy especialmente en la compresibilidad. La Fig. 22 muestra las curvas de composición granulométrica de los tres materiales de enrocamiento estudiados por Marsal y sus colaboradores, a los cuales ya se ha

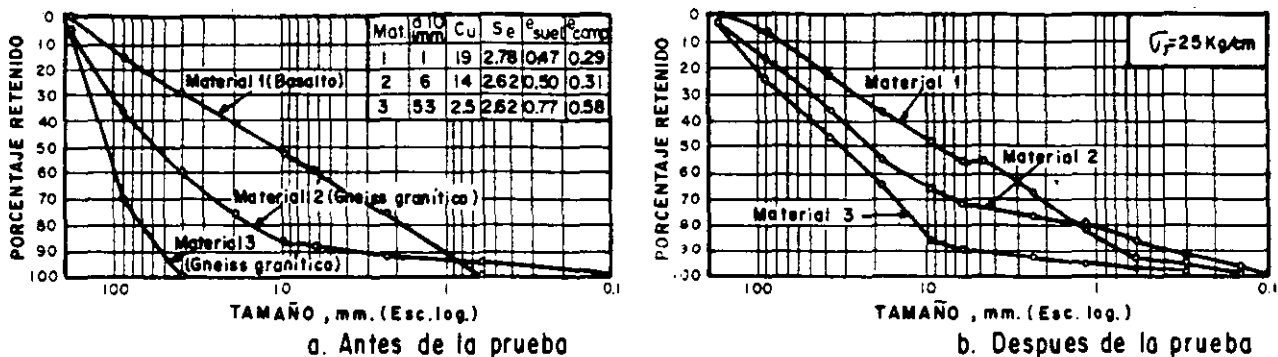


Figura 22. Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento.

hecho referencia un poco más arriba, antes y después de ser probados en la cámara triaxial gigante, llegando a presiones de confinamiento de 25 kg_{cm}².

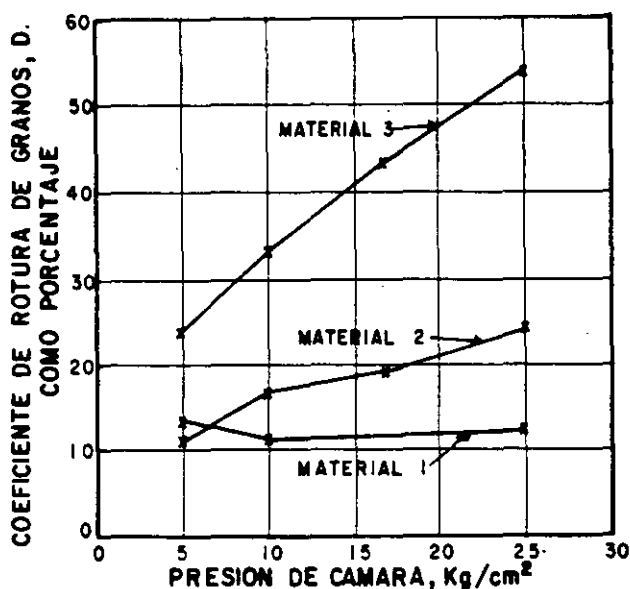


Figura 23. Rotura de granos en pruebas triaxiales.

Es de notar muy especialmente la degradación sufrida por el material -- No. 3 (de granulometría muy uniforme). Aunque el fenómeno es claramente perceptible en los tres materiales. Parece claro que a mayor uniformidad de la granulometría original se tiene mayor rotura de granos.

Marsal propone como medida de la rotura de granos un número. Representado por b , que se obtiene como sigue. Una vez que se dispone de la curva granulométrica del material antes y después de la prueba triaxial. Es posible com

parar los porcentajes retenidos en ambos casos y obtener sus diferencias: se consideran positivas las diferencias en que el porcentaje de la granulometría original es mayor y negativas en caso contrario. Pues bien. La suma de las diferencias positivas es precisamente el valor de b buscado. Es evidente que la diferencia en cada porcentaje retenido representa la fragmentación que ha tenido lugar en esa fracción del suelo. En la Fig. 23 se relaciona el coeficiente b de rotura de granos con el valor de la presión de confinamiento utilizada en la cámara triaxial. En diferentes pruebas.

I-12 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS COHESIVOS

A Consolidación.

La deformación de los suelos cohesivos, aún bajo cargas relativamente pequeñas ha sido tradicionalmente reconocida por los técnicos como un problema de fundamental interés, por ser causa de graves deficiencias de comportamiento, sobre todo en cimentaciones de estructuras sobre arcillas blandas o limos plásticos. De hecho, los más tempranos triunfos de la Mecánica de Suelos y mucho de su fama inicial se deben al éxito que tuvo en aquellos momentos en el desarrollo de teoría y técnicas para la predicción y control de asentamientos.

El proceso de deformación de las arcillas bajo carga llama la atención no sólo por los grandes asentamientos que pueden llegar a producirse, sino también lo que estos tienen lugar casi completamente en un largo lapso posterior al momento de aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que una estructura sufra grandes deformaciones años después de su erección.

Los procesos de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocados por la actuación de sollicitaciones sobre su masa y que ocurren en el transcurso de un tiempo generalmente largo, se denominarán procesos de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación permanece esencialmente igual la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en la dirección vertical; ésta es la consolidación unidimensional. Sucede en la realidad, por ejemplo, en estratos de gran extensión en comparación con su espesor, comprimidos bajo cargas que ocupan áreas importantes. También sucede cuando es estrato grueso de arcilla contiene gran cantidad de capas delgadas de arena que la deformación lateral queda restringida a límites despreciables.

En estos casos y en otros similares. Las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de compresión confinada o de consolidación unidimensional (párrafo I-10) sobre especímenes representativos en suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos. En comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la

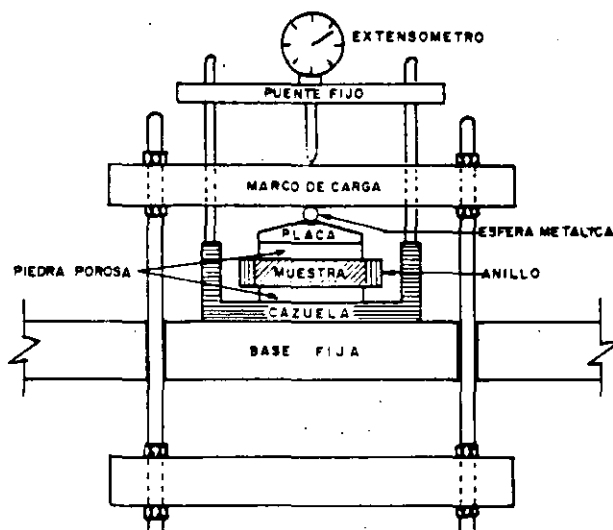


Figura 24. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo - flotante.

carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la práctica de la Mecánica de Suelos se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio que en el mucho más lento que tiene lugar en la naturaleza. Si este es el caso o no, no se sabe en la actualidad es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyen en el hecho observado de que los asentamientos predichos sean mayores que los reales.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada con forma de cilindro de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, se le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se pone entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro (Fig. 24) el consolidómetro mostrado en dicha figura es del tipo "de anillo flotante" hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

Por medio del marco de carga mostrado en la Fig. 24 se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiéndole que cada incremento obre por un espacio de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

Cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los

tiempos transcurridos, en escala logarítmica, y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado. En

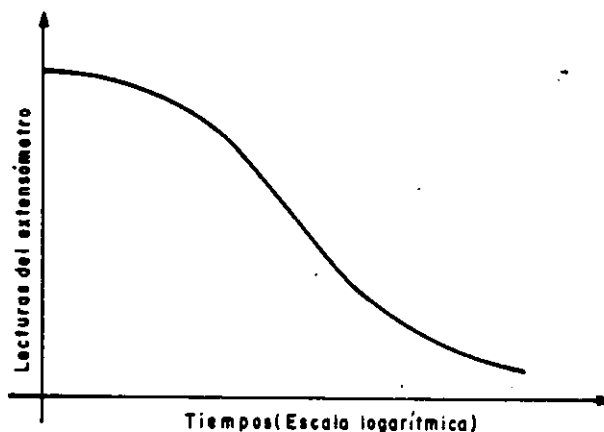


Figura 25. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

la figura 25 se muestra en forma típica (fuera de escala) de una de estas curvas.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado; su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial, y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica, y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la figura 26 se muestran, fuera de escala, las formas típicas de estas curvas.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El A (Fig. 26.b) es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El B es por lo general un tramo muy aproximadamente recto y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se le sujeta a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo C de la figura 26.b

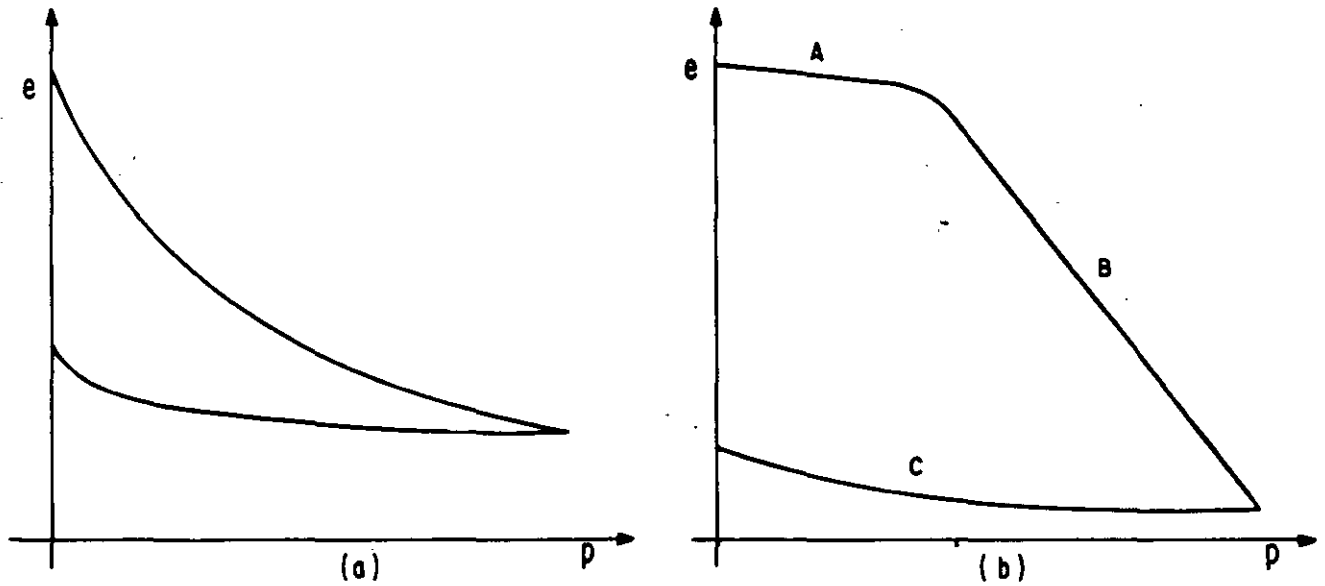


Figura 26. Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles. a) Representación aritmética. b) Representación semilogarítmica.

corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse "tramo de recompresión"; el B, "tramo virgen", y el C "tramo de descarga". La razón de estos nombres se comprenderá con lo que sigue.

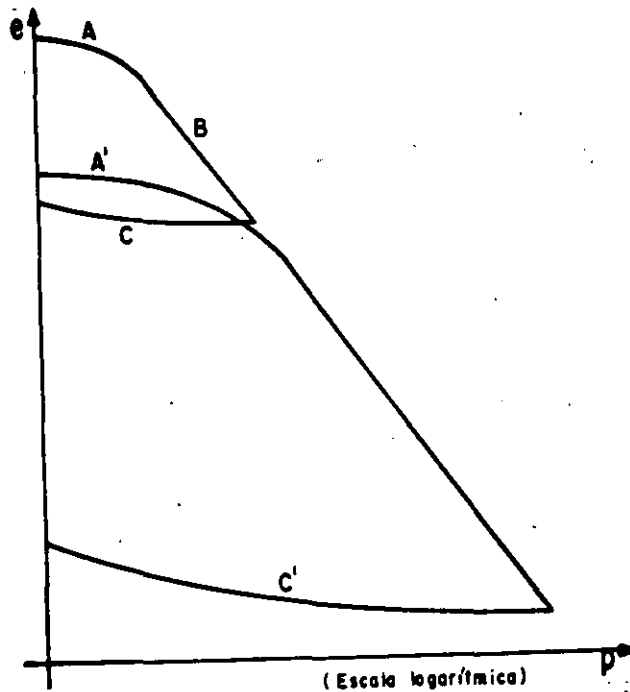


Figura 27. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

Considérese un experimento en el cual una muestra de arcilla se somete a un ciclo de carga y completa descarga, correspondiente a una prueba de consolidación unidimensional y, de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar, a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo; finalmente, la muestra vuelve a descargarse hasta retornar a la condición $p = 0$.

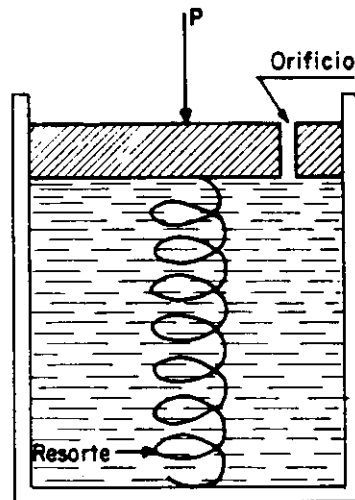


Figura 28. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos.

Haciendo caso omiso de algunos factores secundarios, la forma de las gráficas obtenidas en el laboratorio es la que aparece en la Fig. 27.

En la gráfica A' B' C', correspondiente al segundo ciclo, son de notar los siguientes hechos. El tramo A', de recompresión, se extiende ahora hasta la máxima presión a que se haya cargado al suelo en el ciclo anterior; mientras que el nuevo tramo virgen, B', rápidamente se define como la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo. El tramo de descarga, C' resulta similar al tramo C, primeramente obtenido.

De la posición relativa de los tramos A', B' y C', del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A, B y C, del primer ciclo, puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el A', cuando se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior; mientras que un tramo virgen, tal como el B', resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas. Resultan así lógicos los nombres adoptados para los diferentes tramos.

Cuando se someta una muestra de suelo natural a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtenga una gráfica del tipo que aparece en la Fig. 26.b, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que las correspondientes al tramo B son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se estudiará en primer lugar un modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Considérese un cilindro de área de sección recta A , provisto de un pistón sin fricción. Con una pequeña perforación en él, tal como aparece en la Fig. 28.

Al pistón lo soporta un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga P , manteniéndolo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse en nada y, así, toda la carga P estará soportada por el fluido.

Pero si se permite que el fluido salga por el orificio, abriendo éste, también es evidente que habrá una transferencia gradual de cargas del fluido al resorte; en efecto, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, habrá en un principio una diferencia de presión igual a P/A , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte que tomará carga de acuerdo con la ley de Hooke. La velocidad de transferencia depende del tamaño de orificio y de la viscosidad del fluido. Es claro que si se permite al resorte una deformación suficientemente grande, se logrará que en la totalidad de la carga P quede soportada por él, volviendo el fluido a sus condiciones anteriores a la aplicación de P .

Si en lugar de un cilindro con un resorte se considera ahora una serie de cilindros comunicados como se muestra en la Fig. 29, la distribución inicial de presiones en el agua será lineal (línea 1, 2 de la Fig. 29) no habrá en el fluido ninguna tendencia a moverse, si se desprecia el peso propio de los pistones y resortes o si se considera que el dispositivo llegó al equilibrio en el comienzo del experimento. Si se aplica bruscamente una carga P al primer pistón, en el primer momento el fluido deberá soportarla totalmente, generándose en él una presión en exceso de la hidrostática, que se transmite con igual valor a cualquier profundidad. El nuevo diagrama de presiones en el fluido será ahora la línea 3 de la Fig. 29. No existe aún ningún gradiente hidráulico que tienda a producir un movimiento del fluido, si se exceptúa el orificio superior, que está en las condiciones antes analizadas para el caso de una prueba de una sola cámara. La diferencia de presiones en dicho orificio (P/A) crea un gradiente hidráulico que produce un flujo del fluido, hacia afuera de la primera cámara; tan pronto como se inicia ese flujo, la presión en el fluido de la primera cámara disminuye, transfiriéndose simultáneamente una parte de la carga al resorte. La reducción de la presión del fluido en la primera cámara causa, por diferencia con la segunda, un desnivel de presiones en el segundo orificio, por lo cual el fluido tenderá a pasar de la segunda a la primera cámara. Como consecuencia, disminuye también la presión del fluido en la segunda cámara, transmitiéndose así la tendencia al flujo a las cámaras inferiores. El fin del proceso será, obviamente, el momento en que la presión en el fluido vuelva a la condición hidrostática estando la carga P totalmente soportada por los resortes.

En cualquier instante (1) después de la aplicación de la carga (P), la distribución de presiones del fluido y los resortes, u y p respectivamente, es la que se indica con la línea quebrada que aparece en la ya citada Fig. 29. Nótese que en cada cámara la presión en el fluido sigue una ley lineal y que las discontinuidades en la presión, representadas por los tramos horizontales, se producen solamente en los orificios. Conforme el tiempo pasa, la línea quebrada se desplaza continuamente hacia la izquierda.

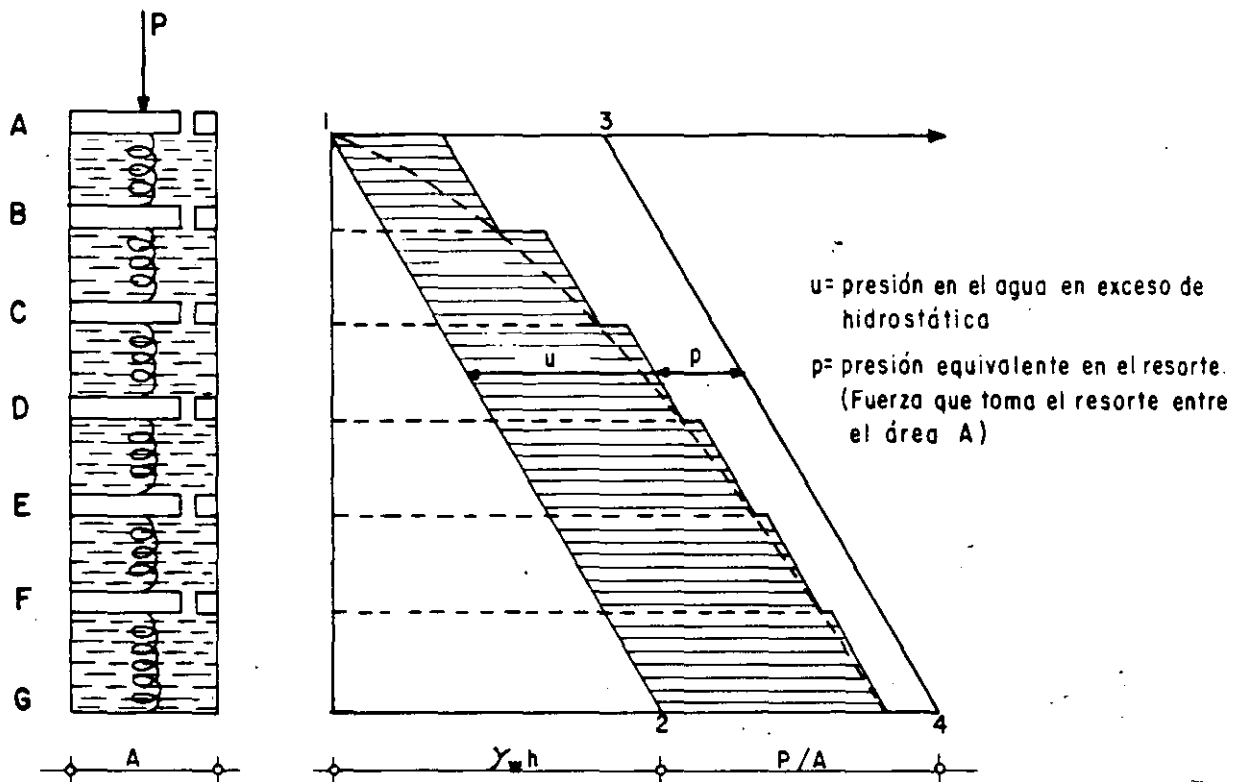


Figura 29. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.

Si el volumen de las cámaras se considera muy pequeño y el número de ellas muy grande, el modelo se acercará a la condición que prevalece en los suelos. La línea quebrada que representa la distribución de presión en un número pequeño de cámaras tenderá a convertirse en una curva continua a medida que el número de cámaras aumente. (Curva de trazo discontinuo en la Fig. 29). En el suelo, la estructuración de las partículas sólidas puede considerarse representada por los resortes del modelo el agua intersticial libre por el fluido incompresible de las cámaras y los canaliculos capilares por los orificios de los émbolos.

Considérese ahora un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal y de un espesor, H , tal que pueda considerarse despreciable la presión debida al peso propio del suelo y del agua del mismo, en comparación a las presiones producidas por las cargas aplicadas (Fig. 30).

Se supondrá que el agua sólo puede drenarse por la frontera superior del estrato, al cual se considera confinado inferiormente por una frontera impermeable. El estrato ha estado sometido a una presión p_1 , durante el tiempo suficiente para consolidarse totalmente bajo esa presión. Considérese que en las condiciones anteriores se aplica al estrato un incremento de presión p . La presión total sobre el estrato será $p_2 = p_1 + p$. Inmediatamente después de aplicar el incremento de carga, éste se soporta íntegramente por el agua intersticial, que adquirirá por lo tanto una presión en exceso de la hidrostática

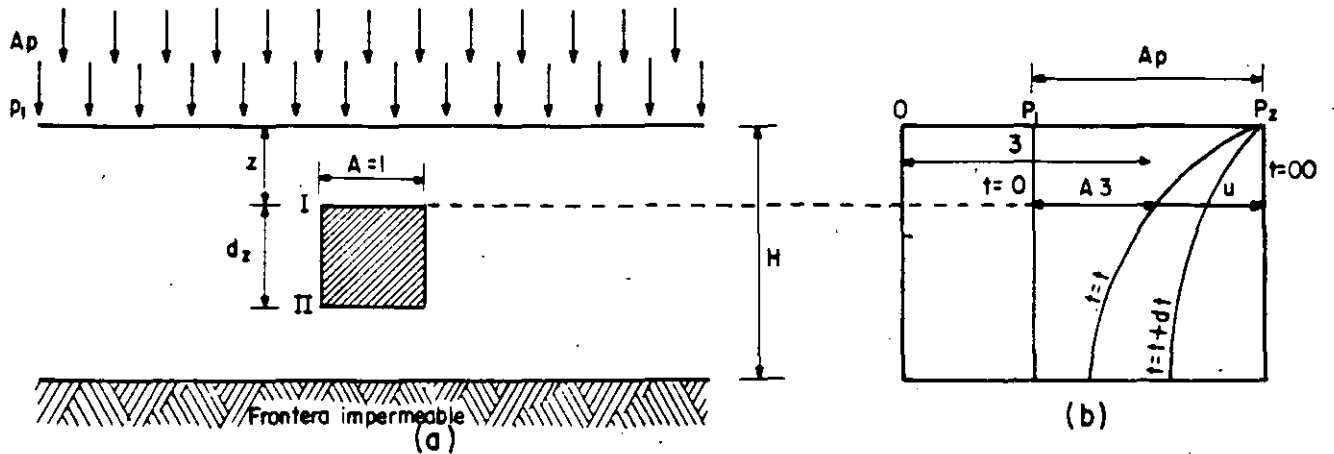


Figura 30. Estado de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

tica (a lo largo de todo el espesor H), igual a p , como se muestra en la Fig. 30.b.

Al cabo de un tiempo t habrá escapado cierta cantidad de agua por la superficie superior y, consecuentemente, parte del exceso de presión hidrostática se habrá transferido a la estructura sólida del suelo (\bar{p}). La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial ($p = p_1 + \bar{p}$ y u , respectivamente) queda representada por la curva $t = t$ en la misma Fig. 30.b.

Es evidente que

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u$$

y la ecuación anterior es válida en cualquier instante, t y a cualquier profundidad, z . En un instante posterior, $t + dt$, la nueva distribución de presiones aparece también en la Fig. 30.b. En esta figura se puede ver que tanto la presión \bar{p} , en la estructura del suelo, como la u , en el agua intersticial, son funciones de la profundidad z , y el tiempo t . Puede escribirse

$$u = f(z, t)$$

Por lo tanto,

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t)$$

Esta ecuación expresa el progreso del fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo vertical.

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

que se ha llamado ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua sólo vertical, pues se planteó y se dedujo bajo tales hipótesis.

En ella:

k , es el coeficiente de permeabilidad del suelo.

e , es la relación de vacíos del suelo (antes de iniciarse el proceso de consolidación).

a_v , es el coeficiente de compresibilidad del suelo.

$$a_v = \frac{de}{dp} = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

Este coeficiente expresa el cambio de la relación de vacíos para un incremento dado de la presión efectiva; es la pendiente de la curva de compresibilidad (Fig. 26). A partir del coeficiente a_v se define:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e}$$

llamado coeficiente de variación volumétrica, que expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con el volumen inicial.

Finalmente, la expresión

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = c_v$$

define el llamado coeficiente de consolidación del suelo.

Para llegar a una solución manejable, (que aparece al principio de la página) ha de resolverse para las condiciones iniciales y de frontera del problema particular de que se trate.

La solución que se menciona en lo que sigue considera que la presión \bar{p} que produce la consolidación de un estrato de espesor H , es constante en todo el espesor (la solución es también aplicable a una repartición triangular de la presión). Dicha solución es:

$$u = \Delta \bar{p} \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)^2} \operatorname{sen} \left[\frac{(2n+1)z}{2H} \right] \epsilon - \frac{(2n+1)^2}{4H^2} c_v t \right\}$$

Donde:

u : es la presión que tiene el agua por arriba de la hidrostática, en punto del estrato a la profundidad z y en el instante t del proceso de consolidación.

z : es la profundidad del punto dentro del estrato en que se calcula u .

h : es el espesor del estrato que se consolida.

t : es el instante del proceso de consolidación en que se mide u .

E : es el número base de los logaritmos neperianos.

Naturalmente la ecuación anterior no es manejable para la solución de un problema práctico. Para transformarla en una expresión que si se pueda utilizar en un cálculo sencillo, es preciso definir los siguientes dos conceptos importantes.

a) Grado de consolidación de un estrato sometido a un proceso de consolidación, en un instante intermedio del proceso, t , es la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que haya de producirse. Se representa por U .

El grado de consolidación así definido resulta ser

$$U (\%) = 100 \left[1 - \frac{\int_0^H u dz}{\Delta p \cdot 2H} \right]$$

donde u está dado por la expresión anterior.

b) Factor tiempo, T, es la magnitud adimensional:

$$T = \frac{C_v}{H^2} t$$

Con estas definiciones, substituyendo la expresión y utilizando las expresiones anteriores se obtiene como resultado final:

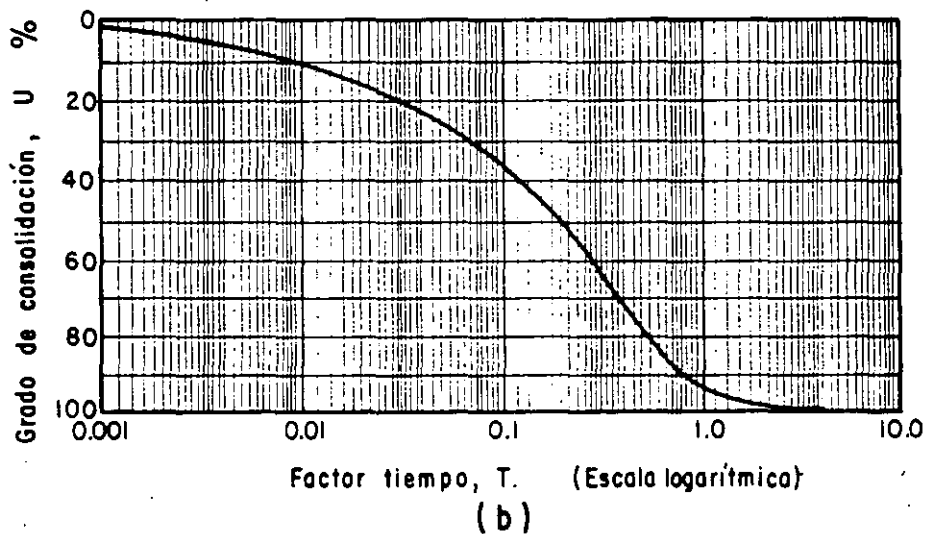
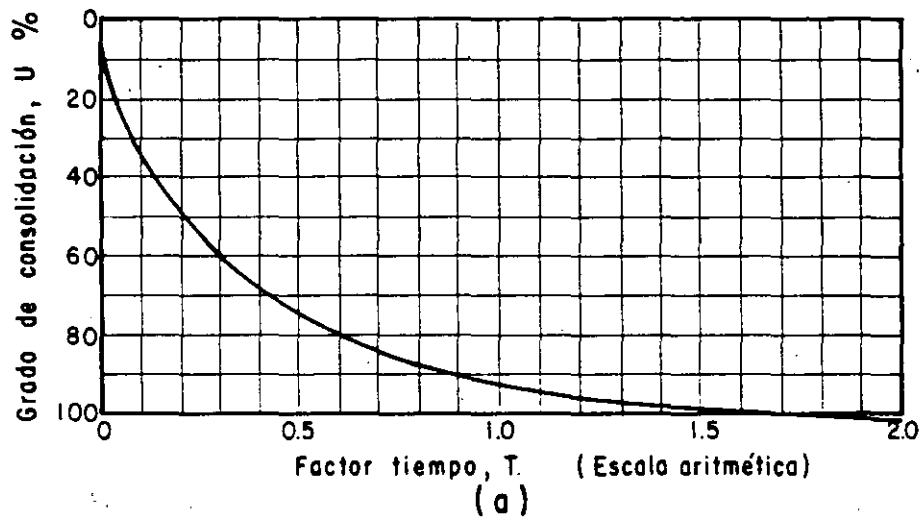


Figura 31. Curvas teóricas de consolidación. a) Trazado aritmético. b) Trazado semilogarítmico.

$$U (\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T} \right]$$

La expresión anterior establece la relación entre el grado de consolidación del estrato y el factor tiempo, y es la expresión conclusiva de la Teoría de la Consolidación Unidimensional de Terzaghi.

A partir de la expresión anterior, dando valores a T y calculando la correspondiente de U, resulta la relación anotada en la tabla I.1 y representada en la Fig. 31.

La teoría de la consolidación unidimensional, que desemboca en la relación expresada en la ecuación (anterior), en la tabla I.1 o en la Fig. 31, está obtenida bajo las siguientes hipótesis.

- a) El suelo se deforma en una sola dirección, por ejemplo la vertical.
- b) El flujo del agua ocurre sólo en la dirección vertical.
- c) Es válida la ley de Darcy.
- d) El suelo está totalmente saturado.
- e) El agua y las partículas minerales del suelo son incomprensibles, al ser consideradas individualmente.
- f) La variación en espesor del estrato es lo suficientemente pequeña como que para un valor dado de la variable z pueda suponerse constantemente durante todo el proceso de consolidación.
- g) \bar{p} es constante en el estrato.
- h) El coeficiente de consolidación, C_v , es constante durante todo el proceso de consolidación.
- i) En el momento en que se hace una aplicación práctica de la teoría de la consolidación al cálculo de un asentamiento, obteniendo los parámetros de comportamiento del suelo (por ejemplo, el C_v) de una prueba de compresión no confinada efectuada en el laboratorio, se acepta que estos parámetros tienen en el fenómeno real los mismos valores que en la prueba lo equivale a aceptar la plena representatividad de la prueba y a despreciar todos los efectos de escala entre prueba y realidad.

El conjunto de las hipótesis anteriores señala el campo de aplicabilidad de la teoría de Terzaghi. Ya se comentó que las hipótesis (a) y (b) son razonables en estratos de gran extensión y mucho menor espesor, pero naturalmente no se puede hablar de flujo vertical únicamente, si la masa de suelo en consolidación bajo carga tiene dimensiones del mismo orden en las tres direcciones del espacio.

La hipótesis (c) probablemente se ajusta bastante a lo que sucede en los suelos finos cohesivos.

Las hipótesis (d) y (e) seguramente no inducen errores muy graves en las aplicaciones de la teoría a suelos muy finos (arcillosos) situados bajo el nivel freático (como suele ser el caso de los suelos transportados y deposita -

dos en zonas lacustres fluviales o marinas); sin embargo, hay dudas sobre lo que puedan deformarse y romperse los cristales del suelo, bajo las altas presiones que en realidad actúan entre sus puntos de contacto.

TABLA I.1

Relación Teórica U (%) - T	
U (%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	

La importancia de las hipótesis sólo puede juzgarse comparando las predicciones de la teoría que las contiene, con las observaciones reales; de hecho, en este caso particular, los resultados de la Teoría de la Consolidación ha demostrado muchas veces su excelencia para producir el comportamiento de la mayoría de las arcillas, dentro de la aproximación ingenieril.

Se vio que el factor tiempo se definía como

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2}$$

Esta ecuación puede escribirse:

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e)} T$$

De la expresión anterior pueden deducirse algunos hechos de significación:

a) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, correspondiente a un factor tiempo dado, varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del estrato.

En realidad, este punto merece una disgresión. El espesor del estrato que gobierna la evolución de un proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua vertical, es la trayectoria física real que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato. Si el estrato tiene una frontera impermeable, dicha trayectoria, llamada espesor efectivo, coincide con el espesor real del estrato (Fig.32.a). Si el estrato está drenado por ambas caras, superior e inferior, la máxima trayectoria del agua al drenarse es el semiespesor real del estrato del suelo, o sea que el espesor efectivo es la mitad del real (Fig.32.b). En las fórmulas de la teoría de consolidación unidimensional la H que figura es siempre el espesor efectivo en lo referente al tiempo de consolidación.

Si dos estratos del mismo material tienen diferentes espesores efectivos H_1 y H_2 , los períodos t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2}$$

b) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo t , necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es inversamente proporcional al coeficiente de permeabilidad k . Por lo tanto, si dos estratos del mismo espesor efectivo tienen permeabilidades diferentes, k_1 y k_2 , respectivamente, los tiempos necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, se relacionan:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{k_2}{k_1}$$

c) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es directamente proporcional al coeficiente de compresibilidad a_v . Por lo tanto, si se consideran dos estratos del mismo espesor efectivo, pero de coeficientes de compresibilidad diferentes, a_{v1} y a_{v2} los tiempos, t_1 y t_2 , necesarios para que cada estrato alcance el mismo grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{a_{v1}}{a_{v2}}$$

Al hacer a una muestra de suelo una prueba de consolidación se obtienen curvas de consolidación para cada uno de los incrementos de carga aplicados. Ya se vio que estas curvas relacionan las lecturas realizadas en un micrómetro con los correspondientes tiempos.

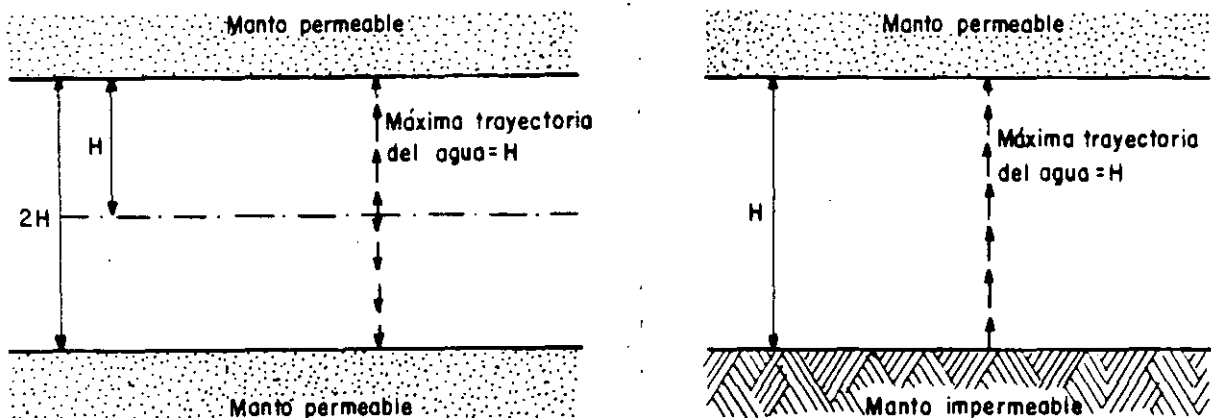


Figura 32. Esquemas que ilustran el concepto de espesor efectivo que gobierna el tiempo de consolidación.

Por otra parte, como resultado de una aplicación estricta de la Teoría de Terzaghi, se ha obtenido una curva teórica $U (\%) - T$, en donde T es el factor tiempo, que involucra a todas las variables que afectan el progreso del proceso de consolidación.

Desde luego T y t son directamente proporcionales para una muestra dada, en una cierta condición de carga.

Si se imagina, además, que el suelo sigue rigurosamente los requerimientos de la teoría, el grado de consolidación y las lecturas micrométricas estarían también relacionadas por una ley lineal de proporcionalidad, puesto que, en tales condiciones, a un 50% de consolidación, por ejemplo, está asociada la mitad de la deformación del suelo. Así pues, si un suelo sigue la Teoría de Terzaghi, la curva teórica $U (\%) - T$ y las curvas de consolidación de laboratorio deberán ser semejantes, difiriendo únicamente en el módulo de las escalas empleadas. Incidentalmente, lo que las curvas de consolidación se aparten de la forma teórica ofrece una medida simple para calificar lo que ese suelo se aparta de un comportamiento estrictamente apegado a la Teoría de Terzaghi.

Por lo tanto, si el suelo se apega a la teoría será posible lograr que las dos curvas coincidan totalmente, a condición de modificar la escala de las curvas prácticas en la proporción conveniente.

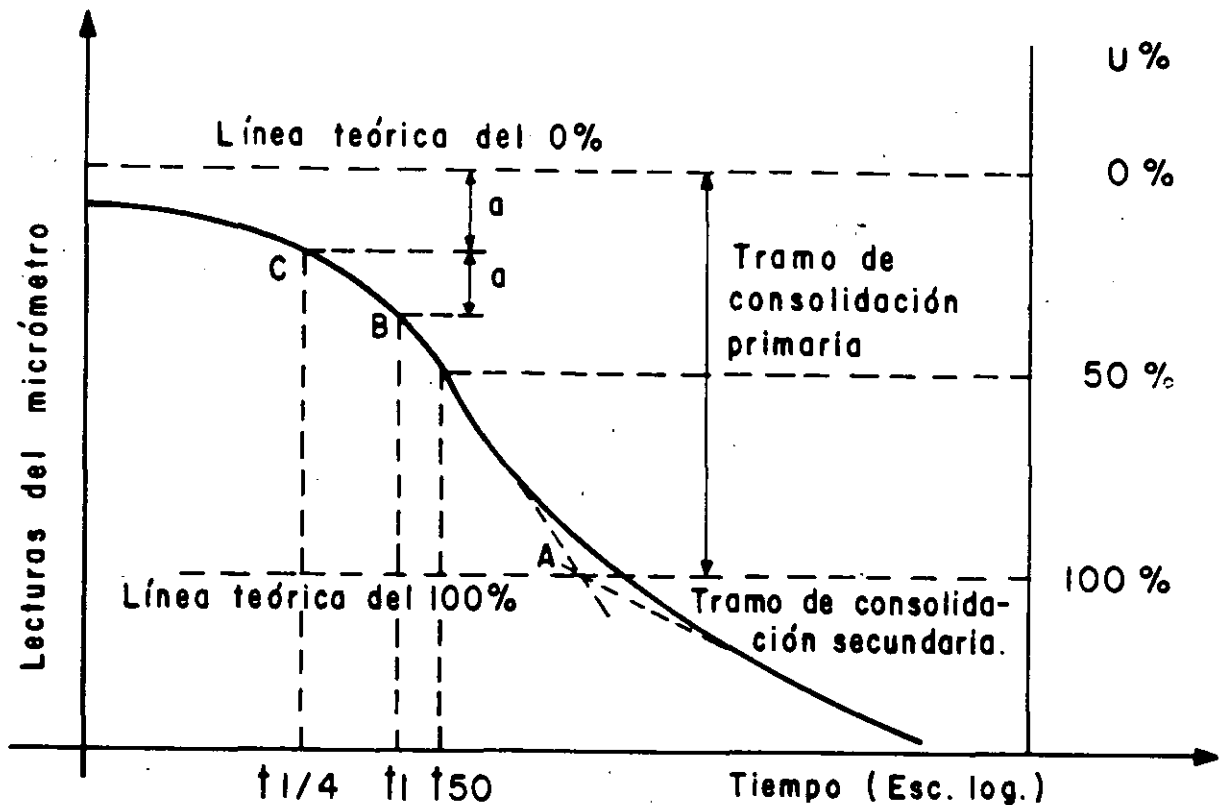


Figura 33. Determinación de % y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

En realidad, ningún suelo sigue estrictamente la curva teórica, y para comparar una curva observada con la teórica, debe, en primer lugar, definirse en qué punto de la curva de consolidación se supondrá el 0% y el 100% de consolidación, para ajustar la escala U (%) con las lecturas micrométricas.

Si el suelo contiene algo de aire o si la muestra no se ajusta perfectamente al anillo, existirá una deformación rápida inmediatamente después de la aplicación del incremento de carga. Observando las lecturas del micrómetro no puede definirse si las primeras deformaciones se deben a esos ajustes rápidos o representan ya el inicio del fenómeno de consolidación. Afortunadamente, la curva de consolidación para la primera mitad del proceso es prácticamente una parábola y puede determinarse un 0% "teórico" por la aplicación de una propiedad simple de tales curvas.

Más difícil es la determinación del punto teóricamente correspondiente al 100% de consolidación primaria. De los varios métodos propuestos para ello, se menciona a continuación uno debido al doctor A. Casagrande que requiere el trazo de la curva de consolidación en forma semilogarítmica (Fig.33).

En trazado semilogarítmico, la curva de consolidación presenta la ventaja de que en ella se define por un tramo recto, generalmente muy preciso, la parte en donde la consolidación secundaria ya se hace notable. Esto permite definir, por simple inspección, la zona en que la consolidación primaria se completa; prácticamente hablando, esta zona es la correspondiente a la transi

ción entre la parte inclinada de amplia curvatura y el tramo recto final (véase la Fig. 33). Empíricamente se ha observado (A. Casagrande) que un punto (A) obtenido como la intersección del tramo recto de compresión secundaria y de la tangente a la parte curva en su punto de inflexión, representa tolerablemente la línea práctica divisoria entre la consolidación primaria y la secundaria, es decir, el 100% de consolidación primaria.

Como el efecto secundario se presenta desde el principio de la prueba, realmente no es posible fijar un punto específico en el cual el efecto primario termine y aquél empiece. Por lo tanto, hasta cierto punto, la definición anterior del 100% de consolidación es arbitraria. En la primera parte del desarrollo de la curva de consolidación, el efecto secundario no es aún muy no-

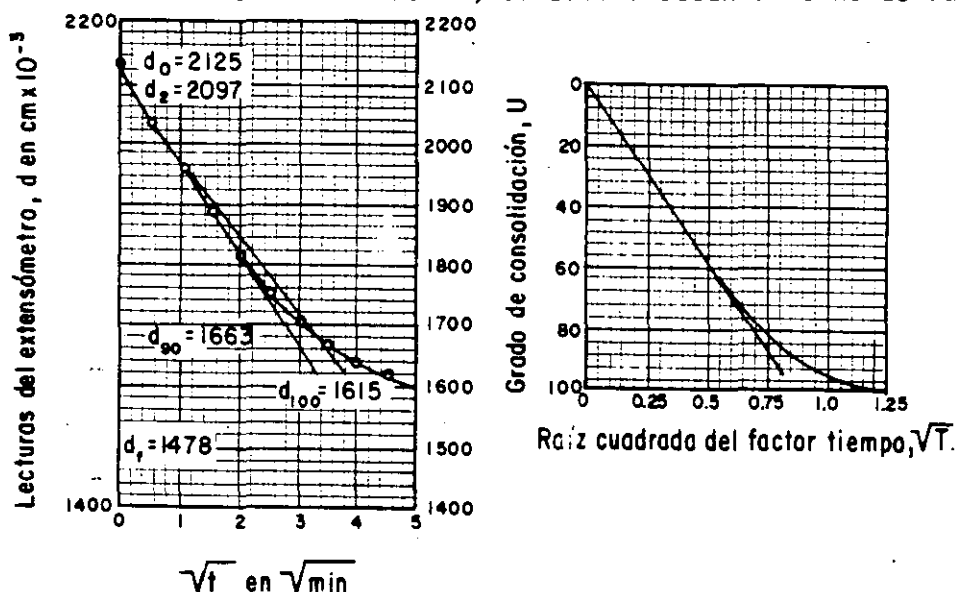


Figura 34. Método de Taylor para el cálculo de los valores de C_v .

torio y por esa razón se encuentra que la relación parabólica, ya mencionada, es correcta dentro de una aproximación razonable. La línea de 0% de consolidación puede ahora encontrarse como sigue (Fig. 33).

Escójase un tiempo arbitrario, t_1 , tal que el punto correspondiente, B, en la curva observada esté situado, de un modo notorio, antes del 50% de consolidación. Obténgase el punto C, correspondiente a un tiempo $t_1/4$ y determínese la diferencia de ordenadas, a , de los dos puntos.

Puesto que entre esos dos puntos hay una relación de abscisas de 4 y puesto que se advierte que son puntos de una parábola, se sigue que su relación de ordenadas ha de ser de $\bar{4} = 2$. Es decir, el origen de la parábola está a una distancia a arriba de C. Es aconsejable repetir esta construcción simple varias veces, partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas.

En la Fig. 33 puede verse en la parte derecha la escala U (%) trazada a partir de los límites encontrados. Es así evidente el modo de encontrar el tiempo necesario para que la muestra de suelo alcance, por ejemplo, el 50% de consolidación. (Este valor del tiempo, t_{50} , juega un papel de interés en cálculos que se detallarán posteriormente).

Nótese que toda la construcción anterior depende, en principio, de que puede situarse la escala U (%) en las diferentes curvas de consolidación, o sea de poder determinar en éstas el 0 y el 100% de consolidación primaria. Esto, a su vez, depende de que la forma de la curva de consolidación se apege a la curva teórica, de modo que se definan los quiebres y las inflexiones necesarias. Desgraciadamente esto no siempre sucede en la práctica y muchas veces la forma de las curvas obtenidas en el laboratorio es totalmente inapropiada para efectuar las debidas construcciones. D. W. Taylor ha desarrollado un método alternativo para el cálculo de los coeficientes de consolidación que da buen resultado en muchos casos en que falla el anteriormente descrito.

El método exige el trazado de la curva teórica en unos ejes en los que se usan como ordenadas los valores de U (%) y como abscisas los valores de

\bar{T} (Figura 34.a).

La curva teórica resulta una recta hasta un punto cercano al 60% de consolidación, como debe suceder teniendo en cuenta que es aproximadamente parabólica en ese intervalo.

De la tabla de valores, ya obtenida, U (%) — \bar{T} , puede determinarse que la abscisa de la curva es 1.15 veces la correspondiente a la prolongación del tramo recto, para una ordenada de 90% de consolidación. Esta característica se usa en la curva de consolidación obtenida en el laboratorio, para encontrar el 90% de consolidación. En la Fig. 34.b, se muestra una forma típica de curva real en representación de lecturas micrométricas — \bar{T} . Prolongando el tramo recto puede tenerse una línea trazada con suficiente precisión. A continuación trázese otra recta con sus abscisas 1.15 veces corridas hacia la derecha, respecto a la anterior. Esta segunda línea corta a la curva de consolidación de un punto al que corresponde el 90% de consolidación primaria. Nótese que la prolongación del tramo recto de la curva de laboratorio corta el origen de ordenadas en un punto que debe considerarse como el 0% de consolidación primaria y de este punto debe partir la segunda recta mencionada.

Usando esta construcción conviene calcular el C_v con la expresión

$$C_v = \frac{T_{90}}{t_{90}} H^2 = \frac{0.848 H^2}{t_{90}}$$

De las ideas expuestas y de la similitud de forma de las curvas obtenidas en los sucesivos ciclos de carga (Fig. 27), se deduce que en una zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado antes del desarrollo de ese ciclo de carga. Esta presión, que representa la máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba a que se le esté sometiendo al obtener sus curvas de compresibilidad, se denomina su carga de preconsolidación y juega muy importante papel en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Sin embargo, la transición del tramo de recompresión al virgen no es brusca sino gradual, y no se puede determinar a simple vista la presión con que comienza el segundo tramo mencionado. El doctor A. Casagrande ha desarrollado un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación (P_c), que ha demostrado ser de eficiencia suficiente para

los fines prácticos. El método se ilustra en la Fig. 35.

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, determínese, en primer lugar, el punto de máxima curvatura (T) en la zona de transición entre el tramo de recompresión (H) y el virgen (I). Por T trácese una horizontal (h) y una tangente a la curva (t). Determínese la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas h y t. Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz. Ese punto de intersección (C) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación (P_c) del suelo.

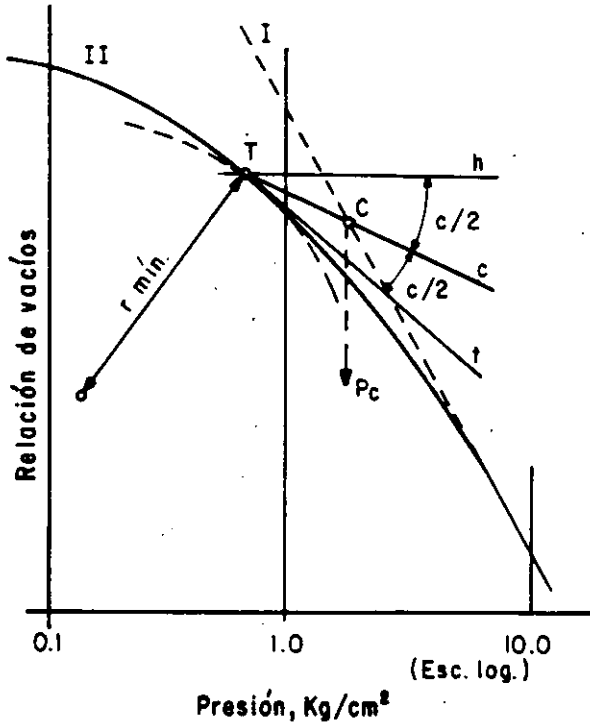


Figura 35. Determinación de la carga de preconsolidación.

La aplicación práctica más importante del concepto carga de preconsolidación radica en el análisis de asentamientos; el conocimiento de tal carga puede ser también de importancia en investigaciones geológicas.

Es un hecho afortunado el que el trazado semilogarítmico la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad no se vea afectada de un modo muy notable por las espansiones u otras deformaciones menores de la muestra. De ahí se sigue que si el suelo está totalmente consolidado bajo una presión actual (P_1 , usualmente el peso propio del material sobreyacente), la consolidación adicional bajo un incremento de carga es un p cualquiera puede calcularse con la expresión sencilla

$$\Delta H = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} H$$

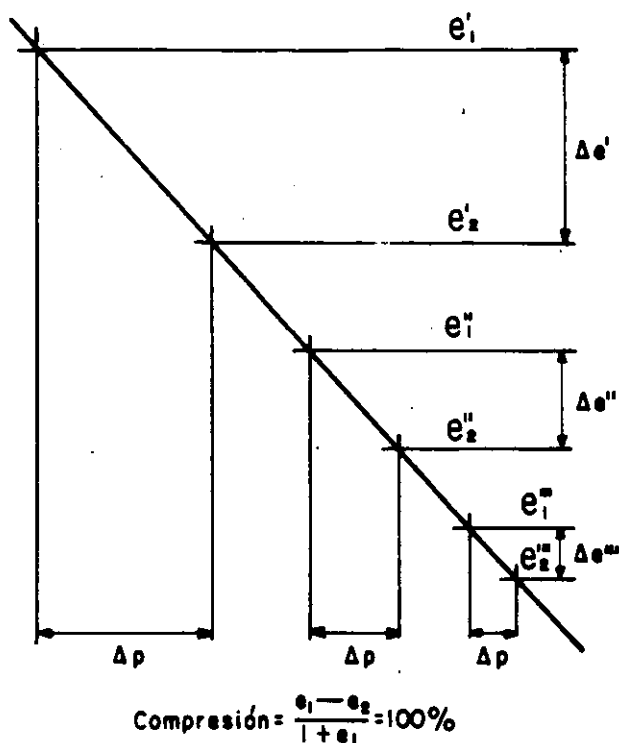


Figura 36. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor P_1 inicial.

en donde H es el espesor total del estrato de suelo.

Puede verse en la figura 36 que en el trazado semilogarítmico es el monto del asentamiento total bajo un incremento de presión Δp es menor cuanto mayor es la presión efectiva inicial (P_1).

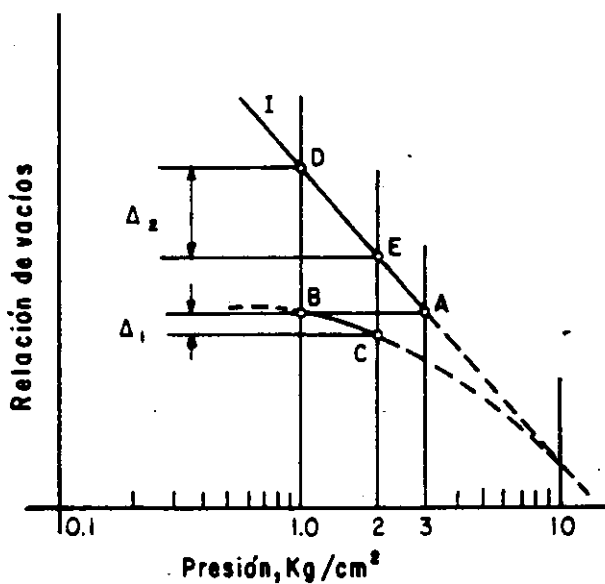


Figura 37. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.

Si el máximo espesor de tierra sobreyacente que el suelo haya soportado a lo largo de su historia geológica se hubiese erosionado parcialmente, el asentamiento debido al incremento de carga resultará mucho menor, independientemente del hecho de que la curva de compresión virgen permanezca inalterada.

Por ejemplo (figura 37), si un estrato de arcilla ha soportado alguna vez un colchón que le haya comunicado una presión de 3 kg/cm², que después se haya reducido a 1 kg/cm² por erosión y posteriormente aumentado hasta 2 kg/cm² por la construcción de una estructura, la compresión bajo la estructura tendrá lugar siguiendo la ley entre B y C, de la curva de compresibilidad del suelo; esto produce 1. Por lo contrario, si el suelo sólo se hubiese consolidado bajo su carga actual 1 kg/cm², la ley seguida hubiese sido la que ocurre entre D y E, que conduce a la compresión 2, mucho mayor. Este ejemplo debe ser suficiente para comprender la importancia del concepto carga de preconsolidación, en el análisis de asentamientos.

B Asentamientos y expansiones.

La aplicación más útil de la Teoría de consolidación unidimensional y de las ideas expuestas sobre compresibilidad de suelos cohesivos es el cálculo del asentamiento total que un estrato anilloso sufrirá al recibir una solici-

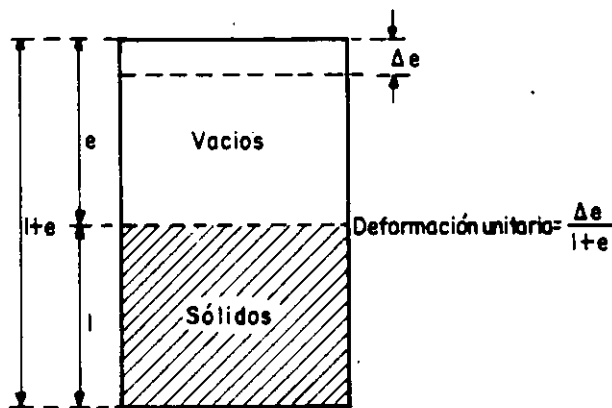


Figura 38. Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo.

tación exterior y el análisis de la evolución de ese asentamiento con el tiempo, ambas cosas igualmente importantes para el ingeniero de vías terrestres. La magnitud del asentamiento total es de importancia obvia; baste decir que su cálculo podrá indicar, por ejemplo, cuanto se hundirá un terraplén cimentado sobre arcilla blanda o cuanto se hundirá el puente al que tal terraplén sirve de acceso, según se elija para este uno u otro tipo de cimentación, de todos los que puedan usarse.

La evolución del asentamiento con el tiempo es el otro dato imprescindible del ingeniero que ha de preocuparse por hundimientos; es radicalmente diferente el efecto de un asentamiento de 30 cm (por mencionar una cifra) sobre una estructura rígida, tal como un puente, si se produce en forma relativamen

te rápida, o si ocurre en un lapso de varios años.

En el ejemplo del puente y el terraplén de acceso antes mencionado, no bastaría al ingeniero conocer los asentamientos totales de ambas estructuras para comprender su interacción; necesitará, además, conocer como ocurre el movimiento de ambas estructuras a lo largo del tiempo; sólo así podrá llegarse a ideas claras en cuanto a elección del tipo de cimentación conveniente, previsión de renivelaciones o elevaciones de partes del puente, etc.; muchas veces el conocimiento de que una parte fundamental del asentamiento de un terraplén de acceso ocurrirá en un lapso breve, por ejemplo dentro del tiempo de construcción de un camino, permitirá llegar a soluciones muy simples y seguras para establecer una buena interacción entre estructura de acceso y puente, tal como podría ser decidir que el terraplén de acceso se construyese con suficiente anterioridad respecto al puente, eligiendo ya para este un tipo de cimentación no susceptible de sufrir asentamientos.

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor H , debido a un proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical, inducido por una sobrecarga p , actuante en la superficie del mismo, puede determinarse a partir de los datos de una prueba de consolidación y del esquema de la figura 38 si e representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, cuyo espesor total era $dz = 1 + e_0$, siendo e_0 la relación de vacíos inicial, puede expresarse el cambio de altura del elemento por la expresión -

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz$$

integrando la ecuación (anterior) a todo el espesor real del estrato compresible H , se obtiene

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz$$

considerando a la frontera superior del estrato compresible como origen de las z . La ecuación anterior es general para el cálculo del asentamiento total por consolidación primaria, supuesto un proceso unidimensional de consolidaciones.

La ecuación anterior sugiere un método simple de trabajo para valuar los asentamientos en un caso práctico dado (Fig. 39).

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras inalteradas representativas de un estrato compresible a diferentes profundidades, se contará con una curva de compresibilidad para cada prueba, representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad (parte a de la figura 39). Sobre esas gráficas podrá llegarse al valor de \bar{p}_0 , presión actual efectiva del suelo a esa profundidad; con tal valor podrá obtenerse el correspondiente e_0 ; a continuación, podrá llevarse, a partir de \bar{p}_0 , el valor \bar{p} , que representa el nuevo esfuerzo efectivo que deberá aceptar la fase sólida del suelo cuando éste se haya consolidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exterior

res, representada por la estructura cuyo asentamiento se calcula. La ordenada del valor $\bar{p} = \bar{p} + \bar{p}$ proporcionará la e final que teóricamente alcanzará el suelo a la profundidad de que se trate. Puede así determinarse un $e = e - e_0$ y, por lo tanto, $e/1 + e_0$.

En la parte b de la figura 39 se muestra la gráfica $e/1 + e_0 - z$, que deberá trazarse una vez determinados sus puntos por el procedimiento anterior - aplicado a las distintas profundidades.

Basta ver la fórmula anterior para notar que el área entre 0 y H bajo la gráfica anterior, llamada curva de influencia de los asentamientos, proporciona directamente el valor de $e - H$.

En algunos casos especiales los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior. Por ejemplo, en el caso de un estrato compresible, homogéneo, de pequeño espesor, en que el coeficiente m_v pueda considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja, puede escribirse:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \int_0^H m_v \cdot \Delta \bar{p} \cdot dz = m_v \int_0^H \Delta \bar{p} \cdot dz$$

La integral representa el área de incremento de presiones entre las profundidades 0 y H y puede calcularse gráficamente.

Si además \bar{p} puede considerarse constante en el espesor tratado, la fórmula anterior se reduce simplemente a:

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta \bar{p} \cdot H$$

La ecuación anterior goza de una popularidad seguramente inmerecida, dadas sus limitaciones, no siempre tenidas en cuenta por los que las usan.

El cálculo de la evolución H con el tiempo, fundamental en muchos problemas de la ingeniería práctica, requiere la determinación previa del coeficiente de consolidación del suelo (C_v), que interviene en la ecuación:

$$T = C_v \frac{t}{H^2}$$

Esta ecuación puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de dicha muestra. En efecto, $T_{50} = 0.197$, según se reduce de la curva de consolidación teórica; t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala U (%) en la curva de consolidación (ver figura 33), y H es el espesor efectivo del espécimen usado en el momento en que alcanzó el 50% de consolidación bajo el incremento de carga; si, como es usual, la muestra está drenada por ambas caras, deberá usarse el semiespesor del espécimen, calculado como un promedio de los semiespesores inicial y final de la muestra es este incremento de carga.

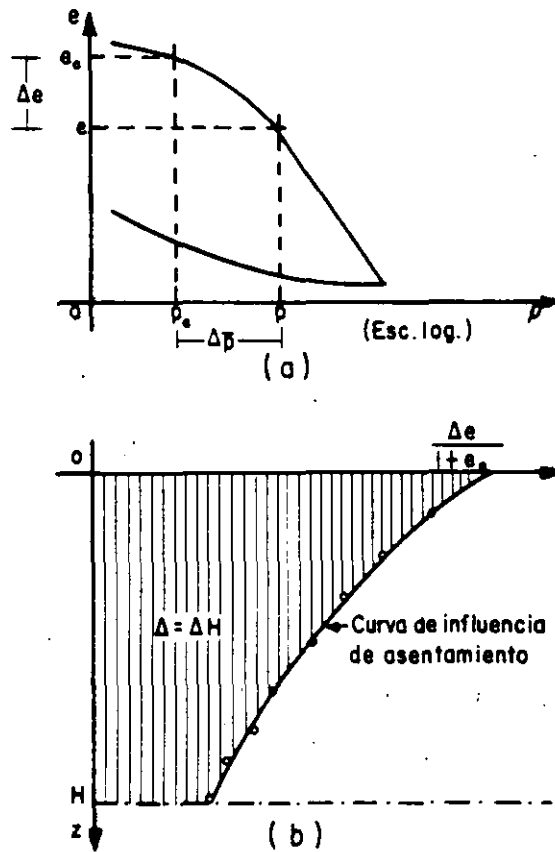


Figura 39. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

Entonces,

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} \cdot H^2 = \frac{H^2}{5t_{50}}$$

Nótese, sin embargo, que para cada incremento de carga aplicado en la prueba de consolidación se puede usar la ecuación (anterior). Así pues, se tiene un valor de C_v para cada incremento de carga. Es así posible dibujar una gráfica de C_v contra la presión media aplicada en ese incremento, obtenida como media aritmética de las presiones inicial y final. Para un estrato real, sujeto a una sobrecarga p , se tomaría como C_v el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese p .
 Obtenido el C_v del suelo, la ecuación

$$t = \frac{H^2}{C_v} \cdot T$$

Ahora, H es el espesor efectivo del estrato de suelo, calculado según las condiciones de drenaje en la forma ya expuesta; C_v es el coeficiente de consolidación, recién calculado, dentro del intervalo de presiones que representa la sobrecarga aplicada al estrato. Así, dando valores a T , por ejemplo los que figuran en la tabla (I-1), pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo. Como el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, pueden en definitiva tabularse los valores del asentamiento que corresponden a distintos tiempos, según evolucione el fenómeno de consolidación.

Esta última tabla obtenida puede dibujarse en escala aritmética o en trazo semilogarítmico, con el tiempo en escala logarítmica, como abscisa. Se tiene así una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo.

En muchos problemas prácticos, principalmente en lo que toca a aquellos casos en que el suelo es descargado, como por ejemplo en una excavación, es de interés poder determinar las expansiones que tienen lugar por la descarga efectuada. El problema es esencialmente parecido al del cálculo de asentamientos y, hasta cierto punto, con las ideas antes expuestas se podría desarrollar un procedimiento similar para llegar a la meta propuesta. Sin embargo, la expansión presenta algunas peculiaridades dignas de señalarse y es conveniente discutir, con base en idealizaciones, algunos conceptos que no son evidentes, pero que pueden servir de base para analizar con buen criterio un caso real.

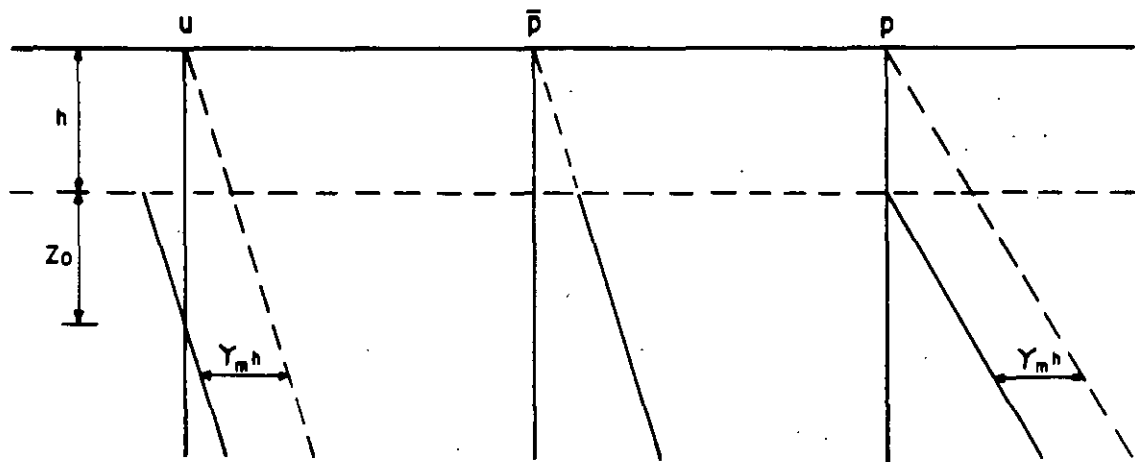


Figura 40. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita.

Considérese, primeramente, un suelo de superficie horizontal, arcilloso y homogéneo, antes de ser descargado. Para facilitar la exposición se supone que el nivel freático coincide con la superficie del terreno. El estado de esfuerzos neutrales, efectivos y totales será el que se muestra con las líneas punteadas de la figura anterior. Supóngase ahora que se efectúa una excavación instantánea de profundidad h y de extensión infinita. La presión total removida será $\gamma_m h$ y, consecuentemente, el diagrama de presiones totales se

reducirá en esa cantidad; como en el estado de esfuerzos efectivos en la masa del suelo no puede cambiar instantáneamente, el agua que satura al suelo tomará la descarga, disminuyendo el diagrama de esfuerzos neutrales también en la magnitud $\gamma'_m h$. Como quiera que la presión original del agua a la profundidad h era $\gamma_w h$, la nueva presión a esa profundidad, después de la excavación instantánea, será:

$$\gamma_w h - \gamma'_m h = \gamma'_m h$$

o sea que aparece en el agua una tensión igual a la presión efectiva a la profundidad h , que en este caso es el peso específico sumergido del suelo por dicha profundidad.

Debe notarse que, por ser la excavación de extensión infinita y por ser la nueva ley de presiones en el agua lineal y paralela a la original, esta nueva distribución de presión es hidrostática y, por lo tanto, de equilibrio, por lo que el agua no fluirá en ninguna dirección; por ello, el anterior estado de presiones neutrales, efectivas y totales se mantendrá en el tiempo y corresponderá tanto al momento inicial de la excavación, como a cualquier tiempo subsecuente. Las presiones efectivas, que se mantienen en el suelo, no permitirá en este caso, ninguna expansión.

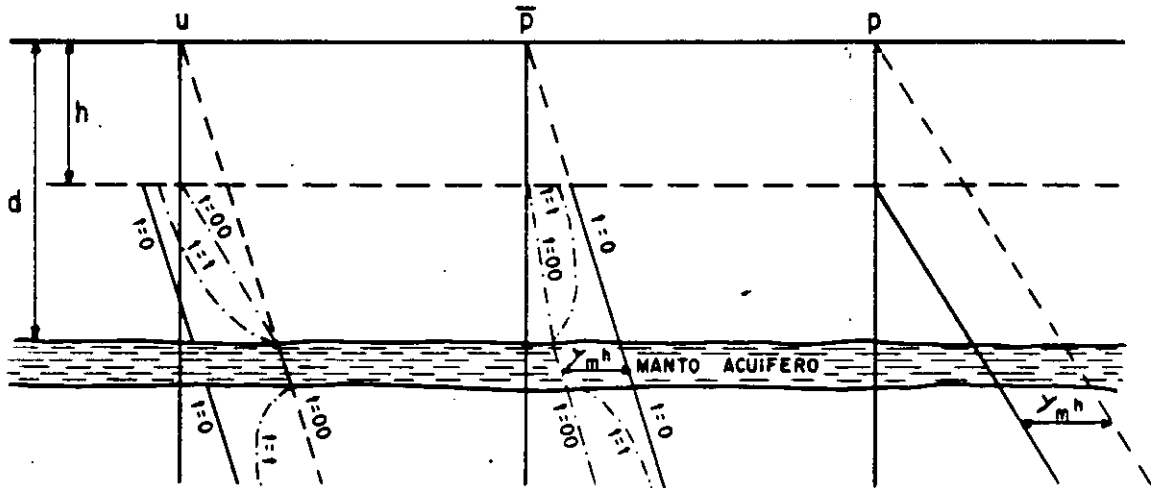


Figura 41. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.

Al observar el diagrama de presiones en el agua después de la excavación se nota que el nivel al cual la presión neutra es nula (nivel freático) corresponde a la profundidad.

$$z_0 = \frac{\gamma'_m}{\gamma_w} h$$

Este abatimiento del nivel freático es, teóricamente, inmediato a la remoción del material excavado. Así basta con excavar el suelo a la profundidad h (en extensión infinita) para lograr que el nivel freático se abata al valor $h + z_0$, es decir la profundidad z_0 bajo el fondo de la excavación.

Supóngase ahora (Fig. 41) que en el subsuelo del caso anterior existe un manto arenoso acuífero, en el que se mantenga la presión del agua. Si se realiza una excavación instantánea y de extensión infinita a la profundidad h , los diagramas de presiones inmediatamente después de efectuada la excavación serán idénticos a los del análisis anterior, excepto en la zona del acuífero, en donde la presión neutral no cambia, pero la presión efectiva se verá disminuida en la magnitud $\gamma_m h$. Si d es la profundidad a que se localiza el acuífero, la nueva presión efectiva en la frontera superior de éste, inmediatamente después de efectuada la excavación ($t = 0$), será:

$$\bar{p} = \gamma'_m d - \gamma_m h$$

El valor mínimo a que puede llegar la presión efectiva en la arena es, evidente, cero. En este caso límite se tendrá la máxima profundidad (h) a que puede llevarse la excavación, sin que la presión neutral en el acuífero (subpresión) levante el fondo, provocando una falla. Esta profundidad será:

$$h_{\text{crít}} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_m} d$$

En la Fig. 41 se ha supuesto $h < h_{\text{crít}}$ y en este caso, a partir del instante de la excavación ($t = 0$) se inicia un proceso de expansión tanto en el estrato arcillosos sobre el acuífero, como en la masa de arcilla subyacente; este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuífero. Este proceso de expansión aumenta las presiones neutrales en los estratos arcillosos, disminuyendo, correspondientemente, las presiones efectivas. En la Fig. 41 se han dibujado isócronas correspondientes a $t = t$, un instante intermedio del proceso; el final de las presiones en el estrato superior de arcilla dependerá de las condiciones de frontera en el fondo de la excavación; si se supone que toda el agua que aflora en el fondo de la excavación se drena conforme brota, el estado final estará dado por las líneas $t = \infty$. En el estrato inferior, por ser semiinfinito, el proceso de expansión continuará indefinidamente, si bien a velocidad de creciente y el estado final de presiones es el de las líneas $t = \infty$, tal como se muestra en aquella zona en la misma Fig. 41. El proceso de expansión analizado es sólo unidimensional y el flujo del agua es vertical. Por lo tanto, son aplicables, en principio, los datos obtenidos del tramo de descarga de una prueba de consolidación. En un caso como el analizado antes, el bufamiento del fondo de la excavación en un tiempo t tiene dos componentes: el bufamiento ocurrido en el estrato de arcilla de espesor finito que sobreyace al acuífero y el que corresponde a la masa semiinfinita situada debajo. En primer lugar se discutirá el proceso de expansión del estrato finito.

Antes de efectuar la descarga, un elemento de suelo a la profundidad z está sometido a una presión efectiva $\bar{p}_1 = \gamma'_m z$ y pasará al final de la expansión, a una presión \bar{p}_2 , que puede determinarse como antes se discutió. Si a una muestra representativa del suelo a esa profundidad z se le hace una prueba de consolidación, llegando a una carga máxima de \bar{p}_1 y descargándola después a partir de ese valor hasta \bar{p}_2 como mínimo, en el tramo de descarga de la curva de compresibilidad así obtenida podrá determinarse la variación correspondiente al suelo en la descarga efectuada. Procediendo en forma análoga para otras profundidades se podrá dibujar la curva $[\Delta e / (1 + e_0)] - z$, de influencia de los bufamientos, la cual cubre un área que, a la escala correspondiente, mide el bufamiento total del estrato finito. El bufamiento en el tiempo t podrá determinarse estudiando la evolución de la expansión con el tiempo, en la misma forma en que previamente se estudió la del asentamiento primario.

Los conceptos a_v , m_v y C_v de la Teoría Unidimensional de la Consolidación tienen sus correspondientes conceptos análogos a_{vs} , m_{vs} y C_{vs} para la descarga, que pueden usarse en los mismos casos y en forma análoga a la discutida.

En cuanto a la masa semiinfinita colocada bajo el acuífero, su bufamiento total será, teóricamente, infinito, por lo que sólo tiene sentido práctico calcular el bufamiento para un tiempo finito t .

Nótese que el punto clave para que la expansión pueda tener lugar está en el hecho de que el acuífero pueda mantener su presión neutral; si por algún método artificial, esta presión se abate al valor γ_{mh} , (Fig. 41) el proceso de expansión no podrá tener lugar. Esto se puede realizar en la práctica por medio de pozos en que se bombee la cantidad adecuada de agua del acuífero; así se logrará convertir este caso en otro, análogo al primeramente tratado en esta sección, en que no existía ningún acuífero.

Si en el caso ahora analizado el acuífero fuese un sistema hidráulicamente cerrado, es decir, que careciese de una fuente de agua (por ejemplo, el caso de una lente arenosa de extensión finita), la presión neutral en el estrato arenoso bajaría instantáneamente al salir el agua y el proceso de expansión no se verificaría (en realidad por ser el agua incompresible teóricamente, bastará que salga cualquier cantidad de agua, por poca que sea, para aliviar la presión neutral en el estrato de arena); este caso se vuelve así similar al primero tratado en esta sección, en el que se tenía una masa de suelo arcilloso homogéneo.

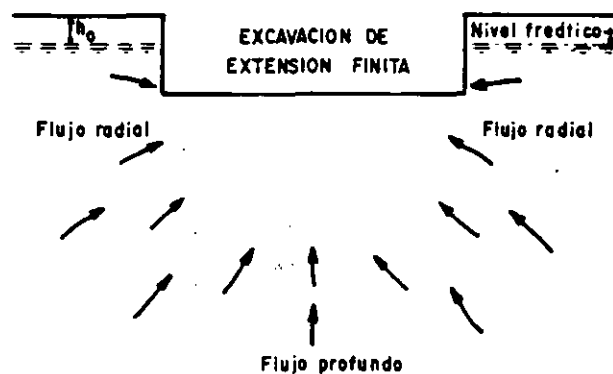


Figura 42. Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita.

En las obras reales no se tienen, naturalmente, excavaciones de extensión infinita. Las ideas anteriores, sin embargo constituyen la base del criterio para discutir las excavaciones finitas, más o menos idealizadas. En la Fig. 42 se muestra el caso de una excavación en un medio arcilloso homogéneo; el nivel freático se considera a una profundidad h_0 a partir de la superficie. En este caso, el efecto de la excavación no será uniforme en todo el manto en lo que a disminución de presiones totales se refiere, sino que esta disminución habrá de ser estimada en los diferentes puntos usando la Teoría de Boussinesq, por ejemplo. En una primera aproximación podrá afirmarse que lo que disminuye la presión neutral en cada punto de la masa será lo que disminuya la presión total (recuérdese el primero de los dos casos de excavación infinita arriba tratados); por ello, la presión neutral disminuirá más en las zonas centrales de la excavación y en los niveles próximos al fondo, y estas disminuciones serán cada vez menores según se alcancen los bordes de la excavación (o fuera de ella) y según se profundice en la masa de arcilla homogénea. Esto da origen a un flujo de agua del exterior hacia el centro y de las zonas profundas hacia el fondo de la excavación (Fig. 42).

Por lo tanto, la masa de suelo bajo la excavación se expandirá más en el centro del fondo de ésta, y la expansión irá disminuyendo hacia la periferia. Según ya se dijo, en depósitos naturales de arcilla por lo general la permeabilidad es mayor en la dirección horizontal que en la vertical, por lo que el flujo radial hacia la excavación influye más en la expansión que el vertical, proveniente de zonas profundas. Ha de hacerse notar en forma muy predominante que el simple hecho de efectuar la excavación en la masa arcillosa disminuyó las presiones neutrales bajo ella y si se llama nivel freático al lugar geométrico de los puntos en que la presión neutral es nula (con origen de presión en la atmosférica), este nivel se habrá batido por sí mismo aún más abajo que el fondo de la excavación al efectuar ésta.

Si bajo el fondo de la excavación hay estratos permeables de gran extensión que funcionen como abastecimientos de agua, éstos harán que el proceso de expansión sea mucho más rápido (révisense las ideas correspondientes al segundo caso de excavación infinita discutido). Para reducir a un mínimo la velocidad de expansión en el fondo de una excavación se ha recurrido en la práctica a lo que resulta obvio tras haber discutido los casos de excavación de extensión infinita; en primer lugar se han usado tablestacados más o menos profundos en los bordes de la excavación, lo cual se impide el flujo radial y permite sólo el vertical, mucho más lento; en segundo lugar se ha recurrido al uso de pozos de bombeo y otros métodos (electrólisis, por ejemplo) para abatir las presiones neutrales en puntos específicos y en las zonas próximas a ellos, a fin de constituir una verdadera pantalla de depresión en torno a la excavación que intercepte el flujo horizontal. Como quiera que estas excavaciones normalmente son provisionales y se construyen para existir durante un tiempo relativamente breve, se logra así que en ese tiempo la expansión no alcance valores de consideración.

El hecho de que en suelos permeables, como las arenas y las gravas, se tenga que recurrir literalmente a abatir el nivel freático para poder efectuar una excavación en seco, ha hecho pensar frecuentemente que esto debe lograrse también en arcillas, sin tomar en cuenta que, en estos materiales, el nivel freático baja por sí mismo cuando se excava.

Las excavaciones reales no son instantáneas, sino que se efectúan en un

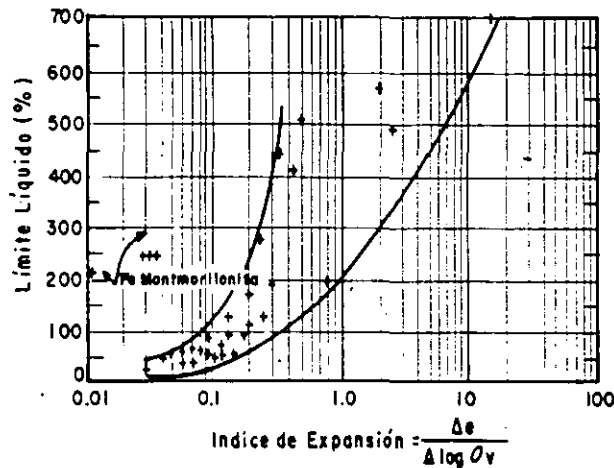


Figura 43. Correlación entre el índice de expansión y el límite líquido en suelos finos.

espacio de tiempo. Esto no invalida los razonamientos anteriores; lo que sucede es que los abastimientos de presión neutral ocurrirán según la descarga se efectúa.

Una idea de la expansión de los suelos puede obtenerse calculando su índice de expansión, definido por la expresión

$$C_e = \frac{-\Delta e}{\Delta (\log \bar{p})}$$

y relacionado con la prueba de consolidación hecha en edómetro (consolidómetro). Así definido, el índice de expansión es una medida de la pendiente que resulta la curva de compresibilidad en el intervalo de descarga, durante el cual el suelo se expande. Pueden obtenerse series de curvas de expansión en el consolidómetro si se carga una serie de especímenes a diferentes presiones verticales efectivas y se descargan después de consolidados bajo tales presiones. Esas curvas tienden a ser paralelas en la representación usual de la curva de compresibilidad, de manera que el coeficiente de expansión resulta variar muy poco con la presión efectiva bajo la cual el suelo se haya consolidado antes de expandirse. En la figura 43 se muestra la variación del índice de expansión con el límite líquido de la arcilla; se ve que C_e aumenta al aumentar el límite líquido, si bien la dispersión de la relación es lo suficientemente grande como para que a ésta no se le pueda dar más que un carácter cualitativo.

Los índices de expansión pueden tener valores tan altos como 2.5 para la montmorilonita sódica, con límite líquido de 500%; pero en suelos naturales sus valores son mucho más bajos (por ejemplo 0.09 para la arcilla azul de Boston, en el período de descarga de 1 a 0.1 kg/cm²).

C Consolidación secundaria

La consolidación consta en realidad de dos fenómenos superpuestos y mezclados. El primero es el que se ha descrito con algún detalle en páginas anteriores de este apartado y consiste en la transmisión de la carga exterior, originalmente tomada por el agua de los poros, a la estructura sólida del suelo; esta transmisión va acompañada de una disminución de volumen y de la correspondiente pérdida de agua intersticial que se drena a través de las fronteras permeables del estrato. Esta es la consolidación primaria. Pero es evidente que el proceso de disminución volumétrica, al ir acompañado de un aumento de presión efectiva, exige la aparición de otra fuente de deformación, debida ahora a efectos discretos de reacomodo de partículas minerales, para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. Este proceso recibe el nombre de consolidación secundaria y no es tomado en cuenta para nada en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En las etapas iniciales de la consolidación primaria, casi toda la carga exterior es tomada por el agua intersticial y ha ocurrido poca deformación volumétrica en la estructura sólida; es entonces natural que se noten pocos efectos de deformación por reacomodo, consistentes quizá en pequeños deslizamientos relativos, giros y vuelcos de unas partículas respecto a otras; por ello la consolidación secundaria será poco perceptible en las etapas tempranas de la consolidación primaria. Por el contrario, en las etapas finales del proceso primario de consolidación, mucha de la presión exterior ha sido ya transmitida a las partículas minerales en forma de presión efectiva y ha tenido ya lugar gran parte de la deformación volumétrica que ha de producirse; por esta razón, será mucho más relevante la componente de deformación por reacomodo relativo de las partículas minerales al adaptarse a la nueva estructura más cerrada. La consolidación secundaria se hará más y más importante, relativamente hablando, a medida que el proceso primario avance; de hecho, en las últimas etapas del proceso primario la consolidación secundaria puede ser de capital importancia y también puede darse el caso de que el suelo continúe sometido al proceso secundario mucho tiempo después de que el proceso primario haya terminado, por lo menos para todo fin práctico.

No existe hasta este momento una teoría que permita calcular la deformación que un suelo pueda sufrir por consolidación secundaria, en el sentido y con la confiabilidad con que la teoría de Terzaghi puede permitir la valuación del asentamiento primario. Se han hecho muy importantes investigaciones de laboratorio y algunos intentos para llegar a un modelo matemático de comportamiento.

Existe evidencia experimental que permite concluir que el proceso de consolidación secundaria queda representado por una recta en una gráfica de deformación de una muestra en el consolidómetro, contratiempo de prueba, en escala logarítmica (curva de consolidación). Este hecho explica la diferencia de forma entre la curva de consolidación teórica (Fig. 31) y la obtenida típicamente en el laboratorio (Fig. 25), que adopta la forma recta en las etapas finales del proceso primario, cuando la consolidación secundaria se hace predominante.

La consolidación secundaria es más importante dondequiera que la primaria sea más corta, tal como sucede en los especímenes de laboratorio, en los suelos orgánicos, en los estratos delgados o en estratos con gran abundancia de lentes de arena que proporcionen drenaje. Muy especialmente, la consolidación

secundaria es importante en depósitos de turba, en que la consolidación primaria puede ocurrir en forma casi simultánea con la aplicación de la carga. Por lo tanto, en el caso de un terraplén construido sobre un depósito de turba, en el que el interés conocer el progreso del asentamiento ocurrido una vez terminada la estructura, se necesitará prestar atención especial a la consolidación secundaria, pues a ella se deberá la casi totalidad del asentamiento que se produzca a lo largo del tiempo.

I-13 INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

A Generalidades y teoría de falla.

En Mecánica de Suelos, la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin fallar.

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene gran importancia para el ingeniero. Por lo común las estructuras en que el ingeniero hace intervenir al suelo son de tal naturaleza que en ellas el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia a él depende primordialmente el que la estructura no falle. Naturalmente que en estas estructuras ocurre con frecuencia que esos otros esfuerzos diferentes del cortante intervienen a veces más de lo que el ingeniero desearía; por ejemplo, los esfuerzos de tensión, por mencionar el mismo esfuerzo ya citado, juegan a veces papel no despreciable en el agrietamiento de obras de tierra y de hecho, hoy se siente en ocasiones que se ha ido demasiado lejos en el olvido de la tensión como un esfuerzo digno de ser investigado en relación con los suelos. Pero el hecho esencial permanece: el ingeniero hace trabajar al suelo sobre todo al esfuerzo cortante, por lo que es lógico que sea la resistencia a este esfuerzo la que interese también de preferencia.

En segundo lugar, ocurre que la resistencia de los suelos a otros tipos de esfuerzos, como los de compresión (pura, naturalmente), es tan alta, que tampoco la resistencia es de interés práctico, pues los suelos sometidos a compresión en cualquier caso real, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

En tercer lugar, es posible que el interés casi exclusivo de los ingenieros de suelos por la resistencia al esfuerzo cortante esté muy fomentado por el hecho de que la Teoría de Falla más universalmente usada en la Mecánica de Suelos sea una teoría de esfuerzo cortante. Para comprender esta afirmación es preciso definir lo que se entiende por una Teoría de Falla y todavía, yendo más al origen de los conceptos, reflexionar sobre lo que ha de entenderse por falla, una de las palabras de uso más común por los ingenieros, pero en rigor de las de más confuso significado.

En términos generales, no existe aún una definición universalmente aceptada del concepto de falla; puede esta palabra significar el principio del comportamiento inelástico de un material o el momento de la ruptura del mismo, por sólo citar dos interpretaciones muy comunes. Muchas veces el concepto falla está incluso ligado a factores económicos y aun estéticos o de preferencia

personal, a un grado tal que es común que varíe radicalmente de unos especialistas a otros, de unos campos de la ingeniería a otros o de un país a su vecino, de acuerdo con sus respectivos recursos o nivel de riqueza; piénsese, por ejemplo, en tratar de definir lo que haya de entenderse por falla de un pavimento.

Es cierto que, a despecho de estas complejidades, no suele ser muy difícil en cada caso particular y dentro de las condiciones socioeconómicas del mismo, que un grupo de especialistas involucrados llegue a una definición razonable de falla para ese caso, y es cierto también que esto es particularmente posible cuando se trata de definir el comportamiento de un material en una prueba concreta de laboratorio o en una estructura concreta que haya de erigirse. Por ello no es utópico pensar que en un caso dado pueda existir entre los especialistas responsables un criterio unificado sobre lo que ha de entenderse por falla en ese caso.

Pero aún en tan favorables circunstancias surgirá la pregunta de si el conjunto de normas de proyecto o protección adoptadas garantiza el que una cierta estructura no fallará. Y esta pregunta lleva a la necesidad de responder a otra: ¿cuál es la causa de la falla de un material?, pues es claro que si no se define por que fallan los materiales, no podrá decirse si un material concreto fallará o no, en una situación determinada.

La respuesta a esta fundamental pregunta es una teoría de falla.

En la Mecánica de Suelos actual, la teoría de falla más utilizada es lo que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas algo diferentes. La primera, establecida en 1773 por Coulomb, dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

donde

τ_f = esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

c = cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.

σ = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, también supuesto constante por Coulomb.

La otra teoría de falla es debida a Mohr y establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal (oblicuidad) alcance un cierto valor máximo. Dicho valor máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse

$$\tau_f = \sigma \tan \phi$$

Originalmente Mohr estableció su teoría pensando sobre todo en suelos granulares, en tanto que Coulomb propuso la ecuación citada con antelación a la pasada como criterio de falla para suelos cohesivos que comprenden a los suelos granulares como un caso particular, en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo; esto equivale a particularizar la ecuación que nos ocupa del caso $c = 0$. En rigor la diferencia esencial entre la teoría de Mohr y la de Coulomb estriba en que para el primero el valor de ϕ no debe ser necesariamente constante. En tanto que en una representación con esfuerzos normales en el eje de abscisas y tangenciales en el eje de ordenadas, la ecuación en mención quedará representada por una línea recta, la ecuación anterior quedará representada por una línea curva, que sólo como caso particular podrá ser recta.

La Mecánica de Suelos actual suele utilizar como criterio de falla lo que se acostumbra llamar criterio de Mohr-Coulomb, en el cual se emplea la ecuación a la cual nos referimos en el párrafo anterior como representación matemática, pero abandonando la idea original de Coulomb de que c y ϕ sean constantes del suelo, y considerándolas variables en el sentido que se verá posteriormente. Se advierte pues que la teoría de falla más usada aún en la actual Mecánica de Suelos atribuye la falla de éstos al esfuerzo cortante actuante; resulta entonces lógico que, en tal marco de ideas, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulte el parámetro fundamental a definir en conexión con los problemas de resistencia y falla.

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a los problemas prácticos, pero indudablemente no es una teoría perfecta en el sentido de que no permite predecir todas las fallas observadas ni explica toda la evidencia experimental disponible. Quizá la explicación de estas deficiencias estriba en que esta teoría posee una deficiencia básica, si se acepta que la falla de un material se produce como consecuencia del estado de esfuerzos que actúe en su interior. En efecto, es sabido que dicho estado de esfuerzos puede describirse a final de cuentas por tres parámetros independientes, por ejemplo los tres esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 ; en general, un estado de esfuerzos no puede describirse por completo con menos de tres parámetros independientes. Pues bien, la teoría de Mohr-Coulomb relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo $\tau_f = f(\sigma_1 - \sigma_3)$, pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio σ_2 . De esta manera la teoría de falla no puede aspirar a cubrir en forma completa todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta en su totalidad las causas de la falla.

La experimentación actual parece indicar que el valor del esfuerzo σ_2 en la falla influye en cierta medida en los parámetros de resistencia c y ϕ que puedan obtenerse en el laboratorio, si bien probablemente esta influencia es moderada. También se acepta que la falla de los materiales reales está influida por cómo varíe σ_2 a lo largo del proceso de carga que conduce a la falla. Se considera fuera del alcance de este libro una discusión más a fondo de estos temas, la cual puede encontrarse en obras más especializadas.

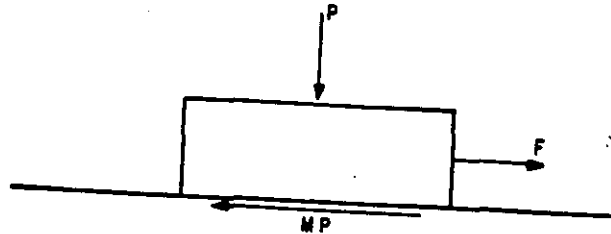


Figura 44. Concepto mecánico de la fricción.

B Naturaleza de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos granulares y cohesivos.

Conviene ahora analizar someramente los factores de que depende la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes y de los cohesivos.

En general se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se debe, por lo menos en parte, a la fricción que se desarrolla entre sus granos, cuando hay tendencia al deslizamiento relativo a unos respecto a otros. Se utiliza el concepto de fricción en el sentido familiar en mecánica (Fig.44).

La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento del cuerpo de la figura es: $F = \mu P$, donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Análogamente, entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionantes, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y $\bar{\sigma}$ es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento, τ_f puede relacionarse con $\bar{\sigma}$ por una expresión del tipo

$$s = \tau_f = \bar{\sigma} \tan \phi$$

Resulta obvio que la resistencia friccionante (s) debe estar regida por el esfuerzo normal efectivo. En la expresión anterior $\tan \phi$ juega el papel del coeficiente de fricción y sirve a la vez, para definir el denominado ángulo de fricción interna del suelo.

La expresión anterior fue primeramente propuesta por Coulomb en un sentido un tanto más estricto que el que es posible otorgarle hoy, pues para Coulomb ϕ era una constante absoluta propia del suelo de que se tratara, en tanto que en épocas posteriores fue preciso considerar ciertas posibilidades de variación en el ángulo de fricción interna. Análogamente, como ya se dijo, Coulomb estableció históricamente el concepto de cohesión, al observar que algunos materiales (las arcillas) presentaban resistencia bajo presión exterior nula. De esta manera postuló como ley de resistencia posible para tales materiales -

la expresión

$$s = \tau_f = c$$

en que c es la cohesión del suelo (que por cierto Coulomb también consideró constante, en tanto que hoy se trata como variable). Estos materiales fueron llamados "puramente cohesivos" y en ellos se consideraba $\phi = 0$.

Al considerar el caso más general, Coulomb atribuyó la resistencia de los suelos a ambas causas, según una expresión que resume a las dos anteriores, para un suelo que tenga "cohesión y fricción".

$$s = \tau_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Actualmente se considera que la fricción es la fuente fundamental de resistencia en los suelos granulares, si bien no la única, como ya se dijo (sección I-11). Según esto, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares depende fundamentalmente de la presión normal entre sus granos y del valor del ángulo de fricción interna ϕ . Este, a su vez, depende de la compacidad del material y de la forma de los granos, que desarrollarán mayor fricción -- cuanto más vivas menos redondeadas sean sus aristas.

Si los suelos granulares tuvieran un comportamiento puramente friccionante, tal como fue postulado por Coulomb, una representación de su ley de resistencia en unos ejes -- (tal como se obtiene de una prueba triaxial, según se vera) sería una línea recta pasando por el origen, y el ángulo ϕ sería constante, como precisamente estableció Coulomb. Sin embargo, esto no sucede y lo normal es que la representación -- de la ley de resistencia muestre una línea curva (si bien generalmente no muy alejada de la recta); esto es debido al efecto sobre la resistencia del reajuste de los granos del suelo, que han de deformarse y rodar unos sobre otros para que la falla llegue a producirse -- (sección I-11). El efecto de acomodo disminuye cuando aumenta el esfuerzo de confinamiento, puesto que las partículas se analizan en sus puntos de contacto y salientes, por aplastamiento y ruptura; esto hace que la muestra de suelo granular se compacte, pero aún así fallará más fácilmente, por efecto de acomodo. Por ello, en una representación -- , según -- va siendo mayor, se va teniendo menor ϕ , y la ley de resistencia se va haciendo más horizontal.

La curvatura parece ser más marcada cuando mayor sea el tamaño de las partículas. Este hecho parece estar relacionado con la ruptura de granos, especialmente al considerar que algunas arenas de tamaño relativamente pequeño, pero de grano débil y quebradizo (por ejemplo arenas conchíferas) también muestran envolventes de resistencia muy curvas. La curvatura también parece ser mayor en deformación plana que en compresión triaxial.

En resumen, los suelos granulares se consideran materiales friccionantes, pero con desviaciones del comportamiento puramente friccional por efectos de acomodo entre sus granos. Esto se traduce en resistencia a la distorsión de los granos, a la ruptura en sus contactos y al rodamiento y deslizamiento de

unos sobre otros. Si el esfuerzo cortante es lo suficientemente alto, el efecto estadístico de superación de la fricción, más los efectos del acomodo, es un movimiento continuo o distorsión de la masa, que es la falla por esfuerzo cortante. El fenómeno no es básicamente afectado por el agua contenida en los vacíos del suelo granular. En rigor, el concepto de ángulo de fricción interna involucra tanto al coeficiente de fricción grano-grano, como a todos los efectos de acomodo. Es notable lo poco que influye el coeficiente de fricción grano-grano, que es bastante variable en la naturaleza, en el ángulo de fricción interna, hecho explicable si se piensa que las partículas siempre se mueven de la manera que les resulta más fácil. Si el coeficiente de fricción es bajo, se deslizan, y si es alto, ruedan.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante son algo diferentes en los suelos finos de forma laminar, a lo que, por costumbre, se denominan suelos cohesivos. Se analizará primeramente el caso de suelos cohesivos saturados, por ser quizá el más sencillo y mejor estudiado.

Como los suelos granulares, los cohesivos son acumulaciones discretas de partículas que deben deslizarse unas sobre otras o rodar para que llegue a producirse una falla por esfuerzo cortante. Sin embargo, hay ahora algunas diferencias de significación. Primero, cuando se aplica la carga exterior a una arcilla saturada, se acepta que es tomada primero por el agua, en forma de presión neutral, u. Esto es una consecuencia de la compresibilidad que ahora tiene la estructura sólida del suelo, en comparación con el agua. Segundo, la permeabilidad del suelo es ahora tan baja, que la presión neutral producida necesita tiempo para disiparse, en el supuesto de que existan las apropiadas condiciones de drenaje para hacer posible tal disipación. Tercero, existen ahora fuerzas muy significativas entre las partículas del suelo, debido a efectos eléctricos de atracción y repulsión.

Hay evidencia abundante en el sentido de que el mecanismo de la resistencia de los suelos finos cohesivos es fundamentalmente también un efecto de fricción, pero ahora los simples hechos de la fricción mecánica pueden estar disfrazados por muchos efectos secundarios, que complican extraordinariamente el cuadro general. Por ejemplo, con seguridad las láminas de arcilla, aunque estén muy próximas en casi toda su área, no están en ningún punto en contacto real; se cree que los contaminantes que pueda haber entre las superficies enfrentadas, incluyendo el agua adsorbida, no son removidos por presiones normales que tiendan a juntar las superficies que sean menores de 5,000 kg/cm² o aún más; así, es lógico pensar que esos contaminantes participarán en la transmisión de los esfuerzos normales y cortantes. Quizá el efecto friccionante cristal sea más similar al caso de los suelos friccionantes, en el caso de contacto borde-cara plana entre dos láminas, el cual, por cierto, se considera de ser de ocurrir muy frecuentemente.

Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas, de manera que ésta disminuye si aquélla aumenta. Una explicación posible estriba en que, en una arcilla muy seca, los iones de superficie de sus cristales no están completamente hidratados, lo que permite acomodos más próximos y fuertes nexos entre los cristales; cuando llega el agua, los iones se hidratan y los nexos entre los cristales se debilitan substancialmente.

Pasando a un punto de vista ingenieril, los factores que influyen principalmente en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" satu

rados y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le someta y sensibilidad de su estructura.

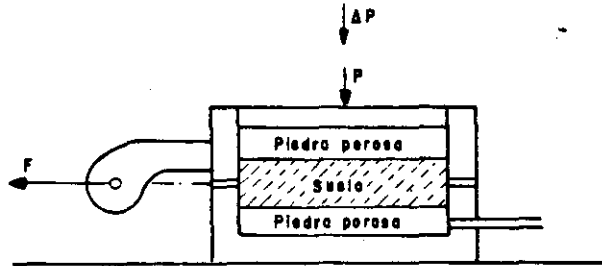


Figura 45. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de los factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se somete a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal $\bar{\sigma}_1$, proporcionada por una carga P , cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soportó a través de su historia geológica un esfuerzo mayor que dicho $\bar{\sigma}_1$; en otras palabras, la muestra está normalmente consolidada. En estas condiciones, debe tenerse en el agua $u = 0$.

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor $\Delta\sigma_1$, aplicando un incremento de carga ΔP , actuará sobre la muestra una presión total $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$. Este incremento de carga puede producir muy diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con que F sea aplicada. En efecto, supóngase que la muestra tiene muy buen drenaje, estando expedita la salida de agua de las piedras porosas hacia el exterior; en el primer instante $\Delta\sigma_1$ será tomado por el agua de la muestra, pero si transcurre el tiempo suficiente se producirá la consolidación de la arcilla bajo la nueva condición de esfuerzos y $\Delta\sigma_1$ llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando F en incrementos pequeños y permitiendo que entre cada uno transcurra el tiempo suficiente para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona vecina a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por la expresión

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1) \tan \phi = \sigma_2 \tan \phi$$

Pues, en todo momento, σ_1 y $\Delta\sigma_1$ son efectivas y no existen presiones neutrales en el agua.

Por otra parte, si F se aplicase rápidamente, en las zonas vecinas a la superficie de falla aparecerían presiones neutrales causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. En arcillas normalmente consolidadas esta tendencia es siempre hacia una disminución, por lo que los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si u representa a éstas presiones neutrales en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u) \tan \phi = (\sigma_2 - u) \tan \phi$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambio velocidad de aplicación de F.

El valor de u depende grandemente de la sensibilidad de la estructura del suelo; bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba, una estructura sensible se degrada, tendiendo a disminuir más su volumen, por lo que u se hace mayor que en el caso de una arcilla muy poco sensible a la deformación.

Si, por el contrario, la prueba se efectúa estando impedida la salida del agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ nunca podrá llegar a ser efectivo, pues la arcilla no puede materialmente consolidarse; por lo tanto, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ no dejará de ser neutral ($\Delta\sigma_1 = u_1$). Al aplicar F tampoco se disiparán las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque F se aplique lentamente (se supone que la salida del agua está idealmente impedida, cosa muy difícil, por no decir imposible de lograr en un aparato de corte directo). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial sea también u (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma_1 = u_1$:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_1 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

de nuevo diferente a las dos anteriores, nada más que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si $\Delta\sigma_1$ y F fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra, aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipase ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consolidado en la naturaleza; si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consolidada por una presión σ_1 , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza P -

que producía la σ_1 , la arcilla tenderá a expandirse; como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sometida a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener el mismo volumen; obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior, es decir:

$$u_2 = - \sigma_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga P, la muestra se lleva a la falla, aplicando F rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará, según se dijo, una perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial, u, consecuencia de ello, disminuye la tensión u_2 existente, de acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior. En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado P y que $u_2 = - \sigma_1$ como:

$$s = (0 - u_2 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como "cohesión" de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que, según se ve, en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de σ_1 . Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber, no importa el tiempo que se deje transcurrir desde la remoción de la carga P hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de F. La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas; es decir, si no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua, cualquiera que sea el decrecimiento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua, y al aplicar la fuerza F rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo σ_1 ; es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido P, la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo, hasta que, finalmente, el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y, por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en la naturaleza, cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme se disipen con el tiempo las compresiones o tensiones originadas en el agua por las cargas.

De lo anterior se desprende la idea de que es en definitiva la fricción - el único concepto de que hay que hechar mano, en última instancia, para apli - car la resistencia al esfuerzo cortante de todo tipo de suelos. Sin embargo, - peca quizá de simplista, pues en el caso de partículas de arcilla de forma la - minar, en los contactos arista contra cara plana quizá se desarrollen nexos de unión suficientemente fuertes como para que haya de hablarse de una "verdadera cohesión". Empero, se considera que estos análisis quedan fuera del objetivo de este trabajo y que la fricción puede proporcionar un mecanismo de resiste - ncia suficientemente claro para las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a las vías terrestres, a condición de tomar cuidadosamente en cuenta las considera - ciones que se han comentado en los anteriores párrafos.

Para terminar estas ideas sobre los mecanismos de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es preciso establecer el concepto de resistencia resi - dual, que ocupa un lugar importante en los problemas de estabilidad de suelos ligados a las vías terrestres. Si se observa la Fig. I-17.a se verá que en - los materiales de falla frágil la curva esfuerzo-deformación llega a una condi - ción en que el suelo presenta grandes deformaciones para esfuerzo prácticamen - te constante; este efecto, en mayor o menor medida, se observa en todos los - suelos (arenas o arcillas) que presentan una resistencia máxima, siendo más - acusado en tanto la arcilla esté más preconsolidada o la arena más compacta, a pesar de ser perceptible en arcillas normalmente consolidadas y en arenas rela - tivamente sueltas. Esta resistencia, denominada última o residual, fue estu - diada para arcillas por Skempton. En el caso de las arenas esta resistencia - ocurre con una relación de vacíos independiente de la inicial, que se tenía an - tes del proceso de deformación por cortante, y la deformación tiene lugar a vo - lumen constante. La influencia del acomodo de las partículas es mínima, aun - que hay evidencia de que aun juega un cierto papel, a pesar de las grandes de - formaciones que han tenido lugar. En las arcillas, la resistencia residual es independiente de la historia previa de esfuerzos, como lo demuestra el hecho - de que tiene igual valor para suelos naturales y remoldeados. La caída de re - sistencia tras la máxima, se debe tanto a una ruptura progresiva de los nexos entre las partículas, como a su reorientación en arreglos en que las partícu - las se disponen con sus caras paralelas.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohe - sivos parcialmente saturados (tan importantes para el ingeniero de las vías te - rrestres por el amplio uso que hace de los suelos compactados, que generalmen - te caen dentro de la anterior condición), envuelven los mismos conceptos que - los de los suelos saturados. Sin embargo, al haber aire y agua en los vacíos del suelo, los mecanismos de generación de las presiones neutrales son mucho - más complicados e involucran fenómenos de tensión capilar y presión de gases, - que a su vez dependen del grado de saturación y del tamaño de los vacíos. Al nivel del conocimiento actual es prácticamente imposible determinar los esfuer - zos efectivos que realmente actúan entre los granos del suelo.

C Pruebas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

En la sección I-10 de este capítulo ya se presentaron someramente las - principales pruebas de laboratorio hoy utilizadas para medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Se trata ahora de extender ligeramente este -

tema, complementándolo con una descripción general de los aparatos que se emplean, pues no se cree posible llegar a una comprensión justa de las conclusiones que se establecerán en los dos párrafos siguientes sin cumplir tal prerrequisito.

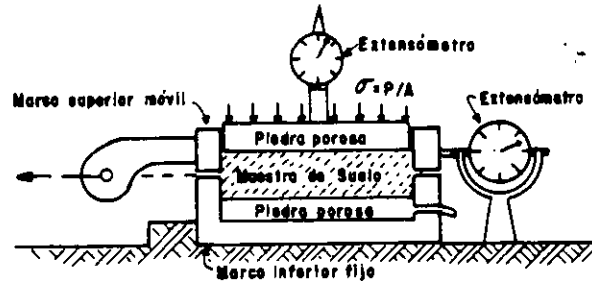


Figura I-46. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

El aparato de corte directo responde a la idea más intuitiva para medir la resistencia de los suelos. En la Fig. I-46 aparece un esquema del dispositivo.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee, y se substituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la carga superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, graduable a voluntad. La deformación se mide con extensómetro, tanto en dirección horizontal como vertical.

De acuerdo a como se fijen las condiciones de drenaje de la muestra, se tienen tres tipos de pruebas:

- Sin drenaje, en que no se permite el drenaje de la muestra ni en la etapa de aplicación del esfuerzo normal, ni en la aplicación del esfuerzo cortante.
- Con consolidación sin drenaje, en la que se permite a la muestra consolidarse durante la etapa de aplicación del esfuerzo normal vertical, hasta disipar toda presión intersticial, pero no se permite drenaje adicional durante la etapa de aplicación del esfuerzo cortante.
- Con drenaje, en la que se permite consolidación de la muestra en las dos etapas de la prueba, de manera que se disipan las presiones neutrales tanto al aplicar el esfuerzo normal, como durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Las pruebas más comunes para determinar la resistencia de los suelos son, como ya se dijo, las triaxiales.

Las pruebas de compresión triaxial son más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laborato-

rio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma -

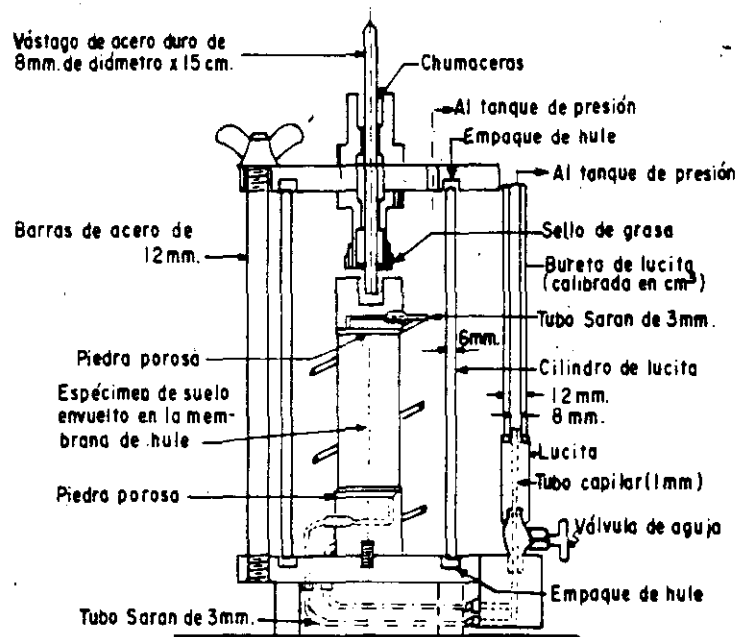


Figura I-47. Cámara de compresión triaxial.

completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son igualmente cilíndricos y están sometidos a presiones laterales de un líquido, por lo general agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (Fig. - - I-47). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara o con cables jalados a través de la base inferior.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal, por ser hidrostática, y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen (σ_a). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión σ_a , pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior, que ejerce una presión p sobre el espécimen; esta presión suele llamarse en Mecánica de Suelos "esfuerzo desviador"; en total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que también es principal y que vale

$$\sigma_1 = \sigma_2 + p$$

En un instante dado el estado de esfuerzos se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_2 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sometido a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, el menor y el intermedio, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado, pudiéndose emplear las construcciones correspondientes al estado de esfuerzos planos.

Ya se vio que la resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sometido en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de los factores, tratando de reproducir las condiciones reales de este caso particular. En tal virtud, no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Podría parecer que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, generalmente intermedio, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Los tipos de prueba de compresión triaxial que más comúnmente se realizan hoy en los laboratorios de Mecánica de Suelos son los que se describen brevemente a continuación:

Prueba lenta (símbolo L). Con drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se somete al suelo a una presión hidrostática (σ_3), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la base sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada (símbolo R_c). Con consolidación. Sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la

presión hidrostática σ_3 , como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo σ_3 llega a ser efectivo (σ_3), actuando sobre la base sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional de aplicación de la carga axial durante el período de falla. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay en principio ninguna razón para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo desviador; pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura puede tomar esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida (símbolo R). Sin drenaje.

En este tipo de prueba no se permite consolidación de la muestra en ninguna etapa. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada, impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple (símbolo C_s).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Al principio de la prueba los esfuerzos exteriores son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Las pruebas triaxiales a que se ha hecho referencia, en las que el esfuerzo desviador se aplica por compresión del vástago, deben verse como las tradicionales históricamente hablando y como las de realización todavía más frecuente, pero en épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de prueba triaxial. En una de ellas, ya bastante usada, el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cámara dada con el agua, pero manteniendo la presión axial constante, para lo cual será preciso realizar los ajustes correspondientes en la transmisión producida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de

investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto el esfuerzo axial como el lateral.

Actualmente las pruebas triaxiales se clasifican en dos grandes grupos, de acuerdo con lo anterior: de compresión y de extensión. En las primeras, la dimensión axial disminuye y en las segundas, aumenta.

Tanto las pruebas de compresión como de extensión pueden tener diversas modalidades de laboratorio. En efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer, por ejemplo, disminuir, aumentando el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral dado por el agua o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo simultáneamente la lateral. La más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión lateral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Análogamente existen las variantes correspondientes para las pruebas de extensión.

En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; en una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor, σ_3 .

Se han desarrollado asimismo equipos triaxiales para aplicación de tres esfuerzos principales diferentes. Existen además aparatos de deformación plana, en los cuales se hacen variar las deformaciones axialmente y en un sentido lateral, permaneciendo fija la dimensión del espécimen en el otro sentido lateral.

Para la medición de las propiedades dinámicas de los suelos se ha desarrollado la prueba triaxial pulsante, en la cual se aplica σ_3 como en la prueba estándar, pero la σ_1 de manera cíclica.

La prueba de corte anular se realiza utilizando un aparato prácticamente idéntico al de la prueba directa con la diferencia de que el esfuerzo cortante se produce aplicando una torsión alrededor de un eje vertical y normal a la muestra; al no cambiar el área de la muestra, la prueba es muy apropiada para la determinación de la resistencia residual de los suelos.

En los aparatos de corte simple el espécimen se deforma también de un modo análogo a como se hace en un aparato de corte directo; pero de tal manera que en la deformación todas las secciones horizontales de la muestra permanecen invariables; existen principalmente dos, que se describen detalladamente. Se admite que los aparatos de corte simple son más apropiados que los de corte directo para el estudio de las deformaciones de los suelos, por abarcar la zona deformada prácticamente a todo el espécimen, en lugar de una estrecha franja del mismo, lo que produce incertidumbres en el análisis de las deformaciones. Los aparatos de corte simple a que se ha hecho referencia, producen estados de deformación plana, condición que se ha querido ver como representativa de la situación prevaleciente en muchos problemas reales.

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable: la de realizarse directamente sobre los suelos in situ, es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. Sin embargo, la alteración de los suelos sometidos a la prueba dista de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual van a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde

un punto de vista interpretativo de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada tantas veces y está afectada por algunas de sus limitaciones.

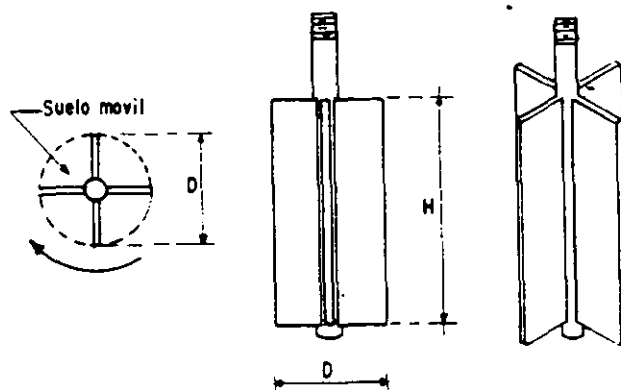


Figura 48. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, por lo general de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (Fig. 48). Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Por lo general la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{R_L} = \pi D H \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

y despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_{R_B} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, lo que equivale a considerar elementos en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado ($M_{\text{máx}}$):

$$M_{\text{máx}} = M_{R_L} + 2M_{R_B} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

y:

$$M_{\text{máx}} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} s \right)$$

De donde

$$s = \frac{M_{\text{máx}}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{\text{máx}}}{C}$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, calculable de una vez por todas.

Es frecuente que $H = 2D$, con lo que

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3$$

Fácilmente se nota que el tipo de falla que produce la veleta es progresiva, con deformaciones máximas en el extremo de las aspas, y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas, por lo que puede concluirse que la veleta sólo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.

En las arenas, aun en las sueltas, la veleta al ser introducida modifica la compacidad de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación difícil.

En las arcillas finalmente estratificadas, en que capas delgadas de arcilla alternan con otras de arena fina que proporcionan fácil drenaje, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla, efecto que se hace notorio durante la prueba por el pequeño espesor de la estratificación; por ello se obtienen resistencias más altas que las reales.

Una veleta apropiada para medir resistencias altas ha sido operada por Marsal.

I-14 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS GRANULARES.

Según ya se vio en el párrafo anterior, los factores que afectan a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares pueden considerarse

dentro de dos clases. La primera agrupa a los que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo dado, de los cuales los más importantes son la compacidad (a menudo referida a la relación de vacíos inicial o a la compacidad relativa inicial) y el esfuerzo de confinamiento (en la naturaleza o en la cámara triaxial), pero entre los que la velocidad de aplicación de la carga juega también un papel. La segunda clase de factores agrupa a aquéllos que hacen que la resistencia de un suelo granular sea diferente de la de otro suelo granular que tenga el mismo esfuerzo confinante y la misma compacidad.

Entre estos factores destacan el tamaño, la forma, la textura y la distribución granulométrica de las partículas, y su grado de sanidad y dureza, definiendo estas últimas condiciones el fenómeno de ruptura de granos, que afecta la resistencia de manera fundamental.

A continuación se analizarán algunas conclusiones de pueden considerarse de interés y que se desprenden de los resultados de pruebas de laboratorio y experiencias de campo en relación a la resistencia al esfuerzo cortante que pueden desarrollar los suelos granulares.

En primer lugar existe considerable acuerdo en que, en lo que a las aplicaciones prácticas se refiere, resulta lícito expresar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares por medio de una ecuación análoga a la siguiente, según la cual

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi$$

en la que s representa la resistencia del suelo o, lo que es lo mismo, el máximo esfuerzo cortante que éste soporta sin falla ($\tau_{\text{máx}}$).

En la figura 49 se muestran las envolventes de falla, obtenidas en pruebas triaxiales convencionales, realizadas a niveles de esfuerzos relativamente bajos para tres arenas, una suelta, otra compacta y una tercera, cementada. Se marcan los puntos correspondientes a cada prueba, que indican la combinación particular de esfuerzo normal y esfuerzo cortante máximo con que se produjo la falla en el punto. En el caso de la arena suelta, se observa que se define una envolvente de falla que es prácticamente una línea recta que pasa por el origen; lo que es lo mismo, el material satisface una ley de tipo de la ecuación anterior y el ángulo de fricción interna de la arena (ϕ_s) puede obtenerse precisamente del conjunto de pruebas.

En el caso de la arena compacta, los puntos resultantes definen en realidad una línea curva, no muy diferente de una recta que pase por el origen, con el ángulo de inclinación ϕ_c . Para fines prácticos es razonable asimilar la curva a una recta que cumpla con las condiciones de la ley (anterior) y en tal caso podrá calcularse de las pruebas de ángulo ϕ_c (estado compacto), necesario para poder aplicar la ecuación (anterior) a los problemas de campo.

En el caso de las arenas cementadas podrá tenerse una ley como las anteriores, según sean sueltas o compactas; la diferencia estriba en la resistencia que exhibirá la arena bajo presión normal exterior nula, por efecto de la cementación (ordenada por el origen), lo que hace que la resistencia en estas pruebas quede mejor expresada por la ley de Coulomb, pudiéndose calcular c y ϕ de las pruebas triaxiales efectuadas y teniendo en cuenta que c representa un

efecto de cementación antes que cualquier clase de cohesión.

Las ideas anteriores permiten obtener expresiones manejables para la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas; en forma aproximada y apropiada para niveles de esfuerzos relativamente bajos. Cuando estos aumentan, el anterior panorama simplista se complica, según se discutirá más adelante.

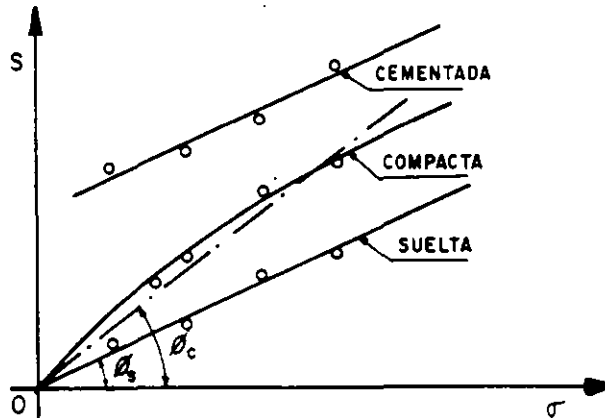


Figura 49. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

Es evidente que es el efectivo el esfuerzo que debe tomarse en cuenta en la aplicación de las anteriores leyes de resistencia en arenas. Si la arena está saturada, podrán aparecer por carga exterior o por flujo presiones en el agua, u . En tal caso, si, como es frecuente en la práctica, la presión normal con que haya de entrarse en la ley de Coulomb se calcula como esfuerzo total, es decir a partir del peso específico del suelo saturado, γ_m , que involucra el peso del suelo y del agua contenida, deberá escribirse

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi$$

donde $\bar{\sigma}$ representa el esfuerzo efectivo y σ al total, según se han definido anteriormente. La experiencia de laboratorio ha demostrado que el valor de ϕ cambia relativamente poco entre la arena seca y la arena saturada; el verdadero cambio en la resistencia de la arena estriba en la aparición de la presión neutral intersticial u , que si es importante puede reducir la resistencia en forma substancial. Si la arena estuviera "seca", a la profundidad z dentro de la masa se tendría, para fines de resistencia, una presión normal.

$$\bar{\sigma} = \sigma = \gamma_s z$$

Si el nivel freático sube hasta la superficie de la arena, el valor γ_s aumenta al valor γ_m , que es mayor; pero si se desarrollan en el agua presiones neutrales de valor u , el esfuerzo disponible para la resistencia será:

$$\bar{\sigma} = (\sigma - u) = \gamma_m z - u$$

Si u es suficientemente grande, la resistencia puede reducirse a un valor despreciable. Puede verse entonces claramente la influencia del agua y de las presiones que pueda desarrollar en los problemas de estabilidad de tierras. - Las fluctuaciones en el nivel freático o el flujo de agua a través de los suelos son causas comunes del desarrollo de presión neutral.

Si la presión neutral aumenta lo suficiente, la diferencia $-u$ puede llegar a ser cero, y la arena habrá perdido toda su resistencia, pasando a comportarse como un fluido pesado. Esta condición está ligada no sólo a la causa que provoque u , como podría ser el flujo de agua, sino a características de la propia arena; en arenas finas y uniformes o en limos sin cohesión, la permeabilidad es relativamente baja y cualquier presión neutral que se desarrolle tendrá dificultad para disiparse, siendo estos suelos los que presentan más riesgo de disminuir o anular su resistencia por este concepto. Las arenas gruesas y las gravas pueden llegar a la condición de resistencia nula sólo si el flujo es suficientemente grande.

Cuando las arenas se deforman bajo esfuerzo cortante, su volumen cambia; si la arena está saturada, tal cambio debe ir acompañado de una nueva distribución del agua en los vacíos. Si la permeabilidad del suelo es alta o los cambios anteriores ocurren muy lentamente, sólo aparecerán presiones neutrales muy pequeñas sin mayor influencia en la resistencia; pero si los cambios son muy rápidos o la permeabilidad es relativamente baja se podrá llegar por efecto acumulativo a grandes presiones neutrales, quedando la resistencia muy afectada.

Los suelos compactos se expanden al deformarse, según ya se dijo, lo cual tiende a producir tensiones intersticiales, con valor límite igual a la máxima tensión capilar del suelo; este efecto produce un aumento temporal en la resistencia del suelo.

En las arenas sueltas, la deformación bajo cortante produce disminución de volumen y el agua genera presión neutral. El valor límite de u es ahora la presión de confinamiento del suelo (σ_3) y el mínimo esfuerzo efectivo a que puede llegarse es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

Cuando la arena se deforma por cortante, las presiones neutrales se desarrollan al principio sólo en la zona de deformación; depende de la permeabilidad y de las condiciones de movimiento interno del agua el que la presión neutral se mantenga o se propague por la masa de arena. Este debilitamiento del

suelo más allá de la zona inicialmente deformada transmite las condiciones de falla y contribuye a generar más presiones neutrales en el agua, de manera que puede tender a producirse un verdadero mecanismo de falla progresiva. A estos fenómenos están ligados muchos deslizamientos de tierra importante.

Cargas relativamente pequeñas pueden generar condiciones de falla por desarrollo de presión neutral, en condiciones apropiadas; cuando la carga actúa repetidamente en forma más o menos cíclica. Cada aplicación de carga produce un incremento en la presión neutral; si las condiciones de granulometría y permeabilidad no permiten que ésta se disipe antes de la siguiente aplicación, se tendrán las condiciones propicias para el desarrollo de una falla. Este es el caso que puede llegar a presentarse bajo una cimentación de una máquina que transmita vibraciones; también es el caso de explosiones y temblores de tierra durante o después de los cuales puede presentarse el efecto de resistencia nula con desastrosas consecuencias (licuación).

La tensión capilar puede introducir diferencias en la resistencia al esfuerzo cortante de la arena, respecto al estado seco. En las arenas húmedas pueden desarrollarse meniscos entre los granos y generarse altos esfuerzos de tensión capilar en el agua, a los que corresponderán fuertes compresiones entre los granos, lo que equivale a un aumento de la presión efectiva y, por lo tanto, de la resistencia. Este es el efecto de cohesión aparente debida a la capilaridad, responsable de que muchos frentes de arena parcialmente saturada se mantengan prácticamente con talud vertical. Naturalmente este no es un efecto permanente, y si el ingeniero confía en él, se enfrentará a una falla casi segura cuando la arena pierda el agua por evaporación o cuando se sature por cualquier razón.

Como ya se dijo, la ley de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares puede aproximarse a una línea recta (ley de Coulomb para suelos puramente friccionantes) de un modo bastante razonable en la práctica, siempre y cuando los esfuerzos normales actuantes en el plano de falla y en el instante de la falla se mantengan a bajo nivel. No hay una frontera específica para definir alto o bajo nivel de esfuerzo. Cuando el nivel de esfuerzo normal en la superficie de falla se combina con la compacidad de manera que se tienen envolventes de resistencia más curvas (a un grado que la aproximación a la recta se haga con una falta de precisión que se considere indeseable), puede procederse de alguna de las tres maneras siguientes. En primer lugar puede trabajarse con la envolvente curva obtenida en las pruebas, lo que seguramente complica cualquier cálculo que haya de hacerse con base en tal envolvente. En segundo lugar, puede aproximarse a una línea recta solamente la parte de la envolvente curva comprendida entre los valores extremos de la presión normal en el plano de falla que se considere actuarán en el problema específico que se está analizando; esto llevará seguramente a la obtención de una ley de resistencia del tipo de la de Coulomb para un suelo que tenga "cohesión y fricción", pues la prolongación de la aproximación recta puede cortar al eje por arriba del origen; naturalmente que el valor de c así obtenido tiene poco que ver con el concepto de cohesión ya discutido y no debe verse más que como un parámetro de cálculo. En tercer lugar puede trabajarse con la ley de Coulomb, pero considerando en ella a ϕ variable y dependiente de la presión de confinamiento en la falla [$\phi = f(\sigma_3)$], si bien este método se considera poco cómodo para los cálculos prácticos.

Abandonando el examen del panorama general que hasta ahora se ha tratado, se concluirá este breve análisis sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes, tal como se considera que puede encontrarse por expe

rimentacionon de laboratorio, haciendo algunas consideraciones sobre la influencia en los resultados de las pruebas de algunos de los factores que influyen en dicha resistencia, los cuales han sido mencionados al principio de éste y en párrafos precedentes.

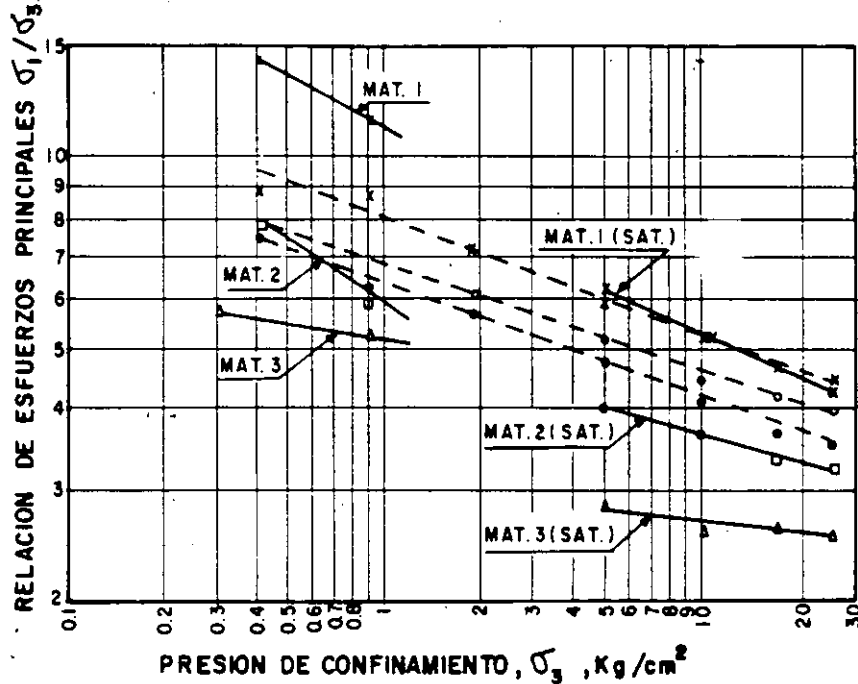


Figura 50. Relación entre el cociente σ_1/σ_3 en la falla y σ_3 para tres materiales.

Se considerará en primer lugar el efecto del esfuerzo confinante σ_3 utilizado en la prueba. Ya se ha dicho que dicho esfuerzo es fundamental para definir la resistencia adicional que muestra el suelo granular por efecto de acomodamiento; cuando el esfuerzo confinante aumenta, la componente de resistencia por efecto de acomodamiento disminuye, a causa de que las partículas se rompen. Esta tendencia se muestra claramente en la Fig. 50.

La figura presenta resultados para los tres materiales de enrocamiento ya mencionados en el párrafo I-11. Aparecen dos series de pruebas; a la izquierda, con presiones de confinamiento relativamente bajas (hasta 1 kg/cm²), las hechas en el aparato triaxial con muestras de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura, y a la derecha, las realizadas en el aparato triaxial gigante, con presiones de confinamiento hasta de 25 kg/cm². En ambos casos es notable la tendencia señalada de disminución del efecto de acomodamiento con el aumento de σ_3 .

Las pruebas de la izquierda se hicieron sobre especímenes secos, en tanto que las de la derecha sobre los especímenes saturados; el cambio de inclinación y tendencia de las líneas obtenidas indica el efecto de la saturación sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares (para ver esto, téngase en cuenta que la escala en que se ha dibujado σ_3 es logarítmica). La relación de vacíos inicial o la compacidad inicial al esfuerzo cortante, siendo ésta mayor a menor relación de vacíos o mayor compacidad relativa iniciales. La Fig. 51 ilustra esta tendencia para una arena particular. En la figura se muestra también el valor de ϕ , ángulo de fricción del material.

partícula-partícula en el sentido mecánico del término, el cual es naturalmente independiente de la compactación inicial.

La relación de vacíos inicial de un suelo dado parece, en cambio, no tener influencia en el valor del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia residual o última de dicho suelo, así como tampoco en la relación de vacíos con que se llegue a ese estado residual, en el cual el suelo se deforma a volumen constante. Este ángulo de resistencia residual es mayor que ϕ_u y aparece señalado en la Fig. 51 para la arena particular que en ella se trata.

En la Fig. 52 se muestra la relación entre el ángulo de fricción interna, ϕ y la relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

Puesto que los valores de ϕ_μ , que definen el efecto de fricción partícu-

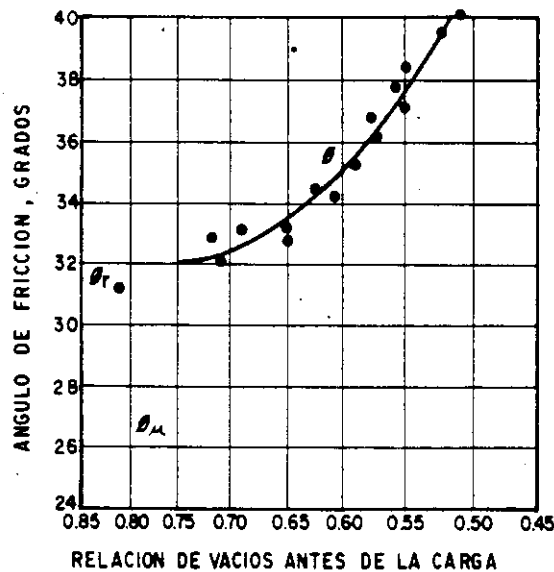


Figura 51. Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena media a fina.

la contra partícula únicamente, varían relativamente poco entre partículas de diferentes tamaños de los distintos minerales que componen los suelos granulares reales, se sigue que las diferencias grandes que se observan en ϕ para una relación de vacíos inicial dada, han de deberse al efecto de acomodación de los granos.

La composición granulométrica del suelo granular afecta su ángulo de fricción interna de dos maneras. En primer lugar afecta la relación de vacíos que se alcanza con una energía de compactación dada, si se compacta el suelo, como es tan frecuente, y segundo, afecta, según se ve en la Fig. 52, al valor de ϕ que se alcanza con una relación de vacíos inicial dada. Para un problema práctico específico (por ejemplo, la construcción de un terraplén), el efecto de la composición granulométrica del suelo puede estudiarse haciendo series de pruebas triaxiales y determinando ϕ para varias granulometrías, compactando

siempre la arena con la misma energía.

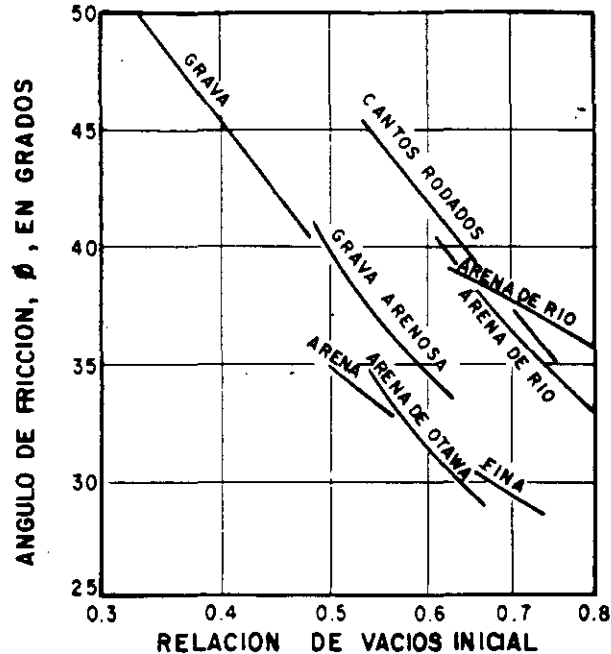


Figura 52. Valores del ángulo ϕ vs. relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

El procedimiento más común para determinar ϕ en el lugar es por medio de correlaciones con resultados de pruebas de penetración, razón por la cual el estudio de tales correlaciones es tan importante. Más adelante se insistirá sobre este importante aspecto.

Finalmente, parece convenir puntualizar algo sobre la influencia ya tratada del fenómeno de la ruptura de granos en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares. A medida que el coeficiente B de ruptura aumenta, puede notarse una disminución de la resistencia en todos los materiales investigados por Marsal. Al respecto son de interés los datos obtenidos en la Fig. 53. En esa figura puede verse también cómo al aumentar la presión confinante, σ_3 , aumenta la ruptura de los granos.

Entre los fenómenos que afectan la ruptura, Marsal menciona la presión de confinamiento, la distribución granulométrica, el tamaño medio y la forma de las partículas, la relación de vacíos y, desde luego, la naturaleza y sanidad de los granos.

La razón por la que la ruptura ocurre en mayor grado al aumentar el esfuerzo de confinamiento, σ_3 , se cree que radica en las altas fuerzas que actúan en los puntos de contacto entre las partículas; éstas aumentan con el tamaño medio y con el coeficiente de uniformidad. Marsal ha comparado estas fuerzas intergranulares para una arena típica y un enrocamiento, ambos bajo una presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 , y llegó a la conclusión de que son alrededor de dos millones de veces mayores en el enrocamiento que en la arena común,

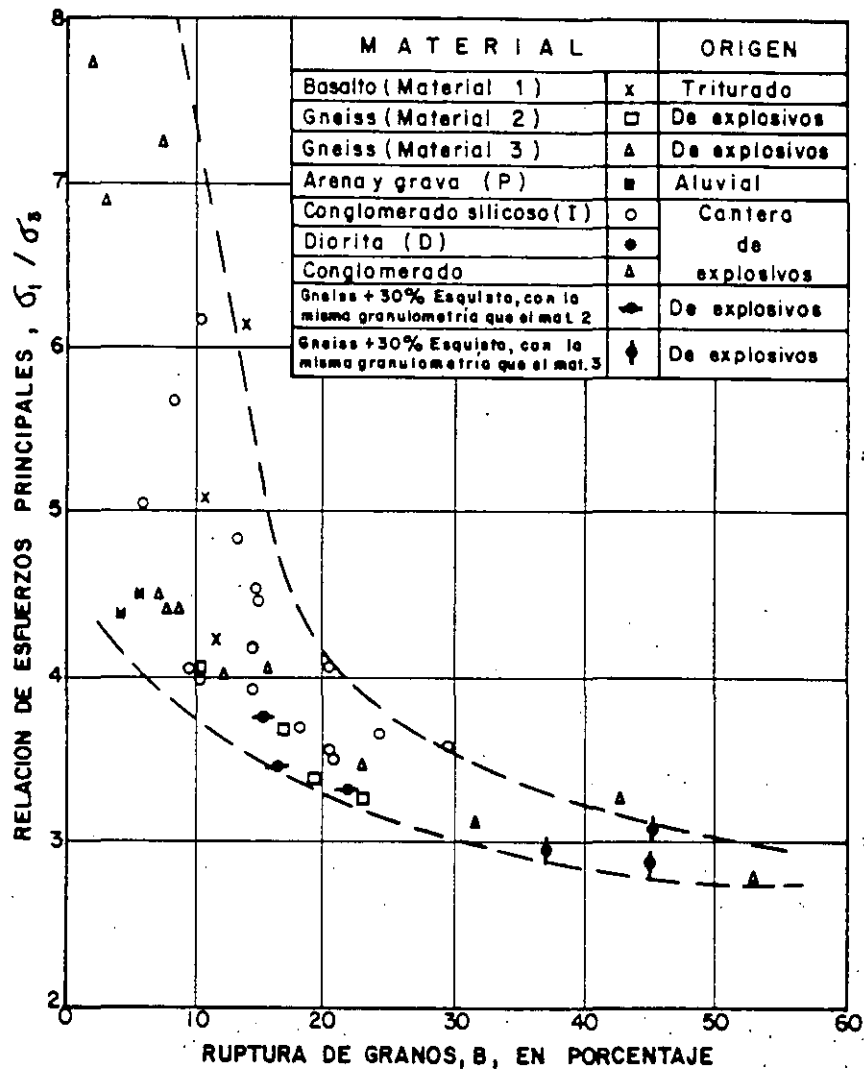


Figura 53. Correlación de la razón σ_1/σ_3 en la falla y la ruptura de los granos.

lo cual explica muchas de las diferencias de comportamiento encontradas entre esos materiales en la práctica. Este hecho señalado por Marsal no debe ser olvidado por ingenieros que trabajen con enrocamientos, sea en lo relativo a resistencia o a compresibilidad.

I-15 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS COHESIVOS.

A Suelos saturados

Se analizan a continuación las conclusiones básicas a que permiten llegar los resultados de las diferentes pruebas triaxiales en suelos saturados. Como ya se ha indicado en el párrafo I-13, cada prueba triaxial representa unas cir

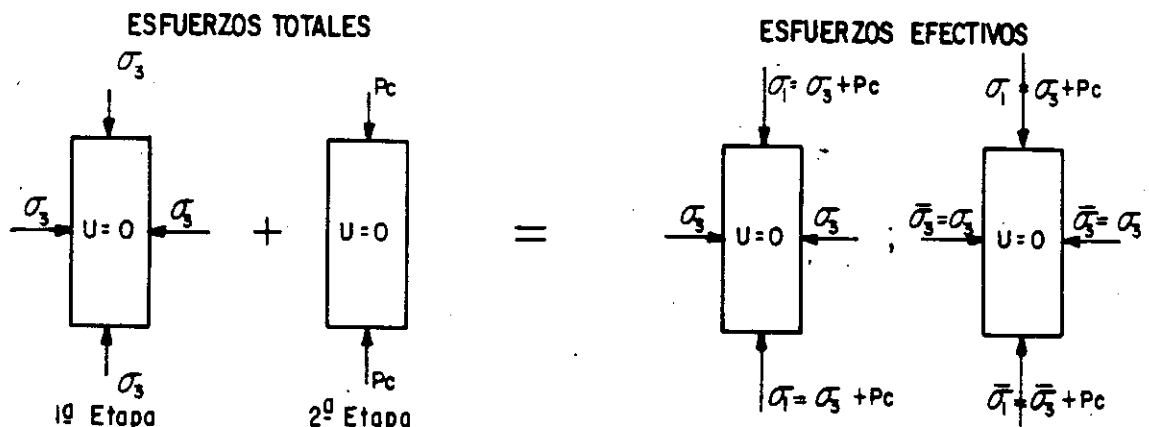


Figura 54. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta.

cunstances específicas de trabajo, en lo referente a condiciones de consolidación y drenaje principalmente, antes que una división caprichosa o basada en la simple metodología de trabajo. A continuación se analizan los resultados de cada una de las pruebas por separado, con referencia al tipo más tradicional de prueba de compresión.

1. Prueba lenta.-Condición drenada. Como queda dicha, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, el espécimen queda sometido a presión de agua (σ_3) actuante en todas direcciones, y en la segunda etapa se le lleva a la falla con incrementos de carga axial p (esfuerzo desviados). En la Fig. 54 se muestra esquemáticamente la distribución de esfuerzos totales y efectivos en la prueba.

En esta prueba no hay cambios en los esfuerzos neutrales y cualquier aumento en el esfuerzo total produce el correspondiente aumento en el esfuerzo efectivo. Durante ella el suelo se consolida, disminuyendo su relación de vacíos y su contenido de agua. Aunque el mecanismo de esta consolidación es esencialmente el mismo descrito al tratar de compresibilidad de suelos cohesivos, la curva de compresibilidad es ahora diferente, por ser distinto el campo de los esfuerzos actuantes. El efecto del anillo de confinamiento que se tiene en la prueba de consolidación convencional impone la condición de que las deformaciones en las dos direcciones horizontales son nulas ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$) y de que los esfuerzos principales en tales direcciones son iguales entre sí e iguales a una fracción, K , del esfuerzo normal principal vertical, σ_1 ($\sigma_2 = \sigma_3 = K \sigma_1$). Así, si se hiciesen sucesivas pruebas de consolidación convencional para cargas verticales crecientes, se obtendrían los círculos de Mohr que se muestran en la figura 55.

Se denomina trayectoria de los esfuerzos actuantes sobre un cierto plano

particular al lugar geométrico de un punto de los sucesivos círculos de Mohr, - obtenidos al hacer un conjunto de pruebas, que representa a la combinación de esfuerzos normales y cortantes actuantes en cada prueba sobre dicho plano. En la Fig. 55 se dibujó la trayectoria de esfuerzos para tres pruebas sucesivas - de consolidación unidimensional escogiendo como plano de interés aquel en que se presenta el esfuerzo cortante máximo (línea 1-2-3). Puede verse que la trayectoria de esfuerzo es una recta.

En la prueba lenta, las cosas son diferentes a la prueba de consolidación bidimensional convencional, en el sentido siguiente: La consolidación del espécimen durante la primera etapa suele ser isótropa ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Después de la consolidación en la primera etapa, se aumenta el esfuerzo desviador,

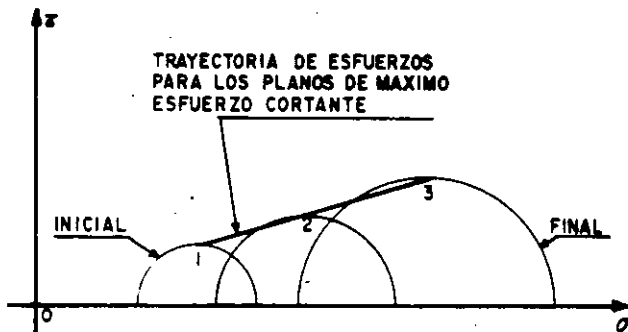


Fig. 55. Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzos en la prueba de consolidación unidimensional.

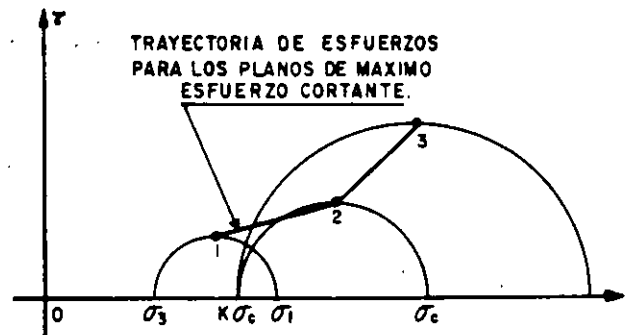


Fig. 56. Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada.

manteniendo constante el esfuerzo lateral, σ_3 , dado por el agua. En la Fig. 56 se muestra una trayectoria típica de esfuerzos en el plano de corte máximo - (para tener datos comparables a los de la Fig. 55).

Las pruebas de la Fig. 56 se hicieron aplicando al espécimen un esfuerzo σ_3 con agua y un esfuerzo normal σ_1 , mayor que σ_3 , lo que equivale a producir en la primera etapa una consolidación anisótropa ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$), - lo cual también es práctica común en los laboratorios. A continuación se aplicó al espécimen un esfuerzo desviador σ_c , igual a la carga de preconsolidación del suelo, variando la presión de la cámara a un valor $K\sigma_c$ y permitiendo la consolidación del espécimen bajo esos esfuerzos; así se obtuvo el estado de esfuerzos efectivos representado por el círculo 2. En seguida y ya sin variar el esfuerzo de cámara $\sigma_3 = K\sigma_c$, se pasó a la segunda etapa de la prueba, aplicando al suelo un esfuerzo vertical, por el vástago, σ , para obtener el círculo 3.

La trayectoria de esfuerzos para el plano de corte máximo es ahora 1-2-3, diferente de la mostrada en la Fig. 55 para el caso de la prueba de consolidación, lo cual es lógico si se piensa que en aquel caso existe un rígido confinamiento lateral, que no se tiene en el caso de la prueba triaxial.

Cada día se hace un uso más extenso de los resultados de la consolidación triaxial, que suelen expresarse en gráficas vertical-deformación vertical (o - asentamiento).

En general, existe la tendencia a pensar que los resultados de la consolidación triaxial pueden ser más apropiados para describir el asentamiento de estratos gruesos de arcillas o limos plásticos, pero todavía está muy extendido el uso de la consolidación convencional para definir la compresibilidad de todo tipo de suelos cohesivos.

Como un resultado de la consolidación triaxial, durante una prueba lenta (drenada) se reducen en la muestra tanto el espaciamiento entre las partículas, como el contenido de agua; por tal motivo se hacen más fuertes los nexos entre las partículas, en forma proporcional al esfuerzo confinante y, por ello, la resistencia aumenta proporcionalmente al esfuerzo confinante efectivo; a esta situación corresponde una envolvente de resistencia, obtenida en una secuencia de varias pruebas, con esfuerzos crecientes, que sea una línea recta que pase por el origen (Fig. 57).

El ángulo ϕ se denomina ángulo de resistencia o de fricción interna del suelo cohesivo y suele variar entre 20° y 30° . Los valores más altos suelen estar asociados a arcillas con valores de índice de plasticidad entre 5 y 10 y los más bajos a índices mayores de 50 ó 100, lo que verifica el efecto de la

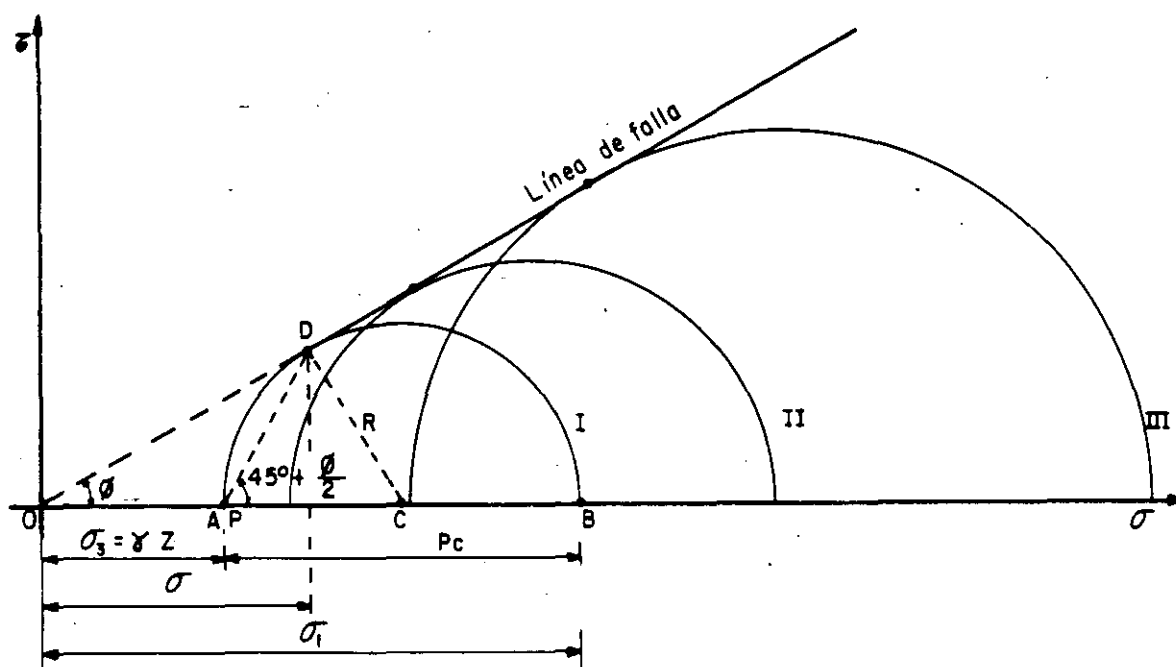


Figura 57. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

repulsión entre partículas y del agua adsorbida sobre los nexos entre los cristales, pues a altos índices de plasticidad se tienen condiciones más desfavorables en tales conceptos.

Cuando una arcilla se carga en la cámara triaxial con esfuerzos menores que su carga de preconsolidación ($\sigma_1 < \sigma_c$), aún cuando pueda haber tendencia a la expansión con absorción de agua, sus partículas no vuelven a su es

paciamiento original y la relación de vacíos no alcanza tampoco el valor original, anterior a la consolidación bajo σ_c . Por lo anterior, las fuerzas atractivas entre las partículas no se reducen tanto como podrían hacerlo y, en consecuencia, la resistencia a esfuerzos menores que la carga de preconsolidación ya no es proporcional al esfuerzo efectivo de confinamiento, sino algo mayor; esto hace que la envolvente de resistencia (Fig. 57) se aparte de la recta y se desarrolle sobre ella para valores del esfuerzo aplicado menores que σ_c . Naturalmente que ese tramo no recto de la envolvente representa el comportamiento en cuanto a resistencia en prueba drenada. De esta manera, la resistencia de una arcilla en prueba drenada puede representarse por la expresión

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi$$

para valores de la carga arriba de la carga de preconsolidación (condición de suelo normalmente consolidado), y por la expresión

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi_A$$

para valores de la carga menores que la carga de preconsolidación (condición de suelo preconsolidado). Naturalmente que en este último caso c y ϕ_A habrán de obtenerse haciendo una aproximación a una línea recta en la envolvente curva, por lo que no puede considerarse que signifiquen más que parámetros de cálculo sin un significado teórico preciso.

La resistencia drenada de un suelo cohesivo, tal como se obtiene en una prueba lenta, representa la resistencia que el suelo desarrollará cuando quede sometido a cambios de esfuerzos, de manera que el suelo llegue a consolidarse por completo bajo los nuevos; esto implica las condiciones de drenaje apropiadas y el transcurso del tiempo suficiente. Representa la resistencia que se alcanzará en un caso real a largo plazo en condiciones ordinarias en que no existe un impedimento especial a la consolidación del suelo bajo los esfuerzos que se le apliquen. La resistencia drenada también debe usarse en la resolución de los problemas prácticos que se haga con el método de los esfuerzos efectivos, el cual se describe con detalle más adelante y en el que se determinan las condiciones de falla a partir de los esfuerzos totales y de la presión neutral; es particularmente útil en los problemas en que ocurran cambios complicados en las condiciones de carga y en los movimientos del agua en el subsuelo.

2. Prueba rápida consolidada. Condición con consolidación y sin drenaje.

En esta prueba se establece más marcadamente que en la lenta la distinción entre la primera etapa, con consolidación bajo los esfuerzos aplicados usualmente en condición hidrostática ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), pero a veces en alguna

condición anisótropa, y la segunda etapa, de falla, en la que se carga al espécimen con un esfuerzo desviador aplicado sin permitir drenaje y, por lo tanto, con consolidación adicional. A medida que se aplica el esfuerzo desviador se va desarrollando presión neutral en el agua intersticial, por lo que durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de dicha presión neutral.

En la figura 58 se muestra la distribución de los esfuerzos totales y efectivos en esta prueba.

El esfuerzo principal total mayor en la falla es $\sigma_1 = \sigma_3 + p'_c$ y el total menor es σ_3 . Es fundamental para la comprensión de la prueba el valor que alcance la presión neutral, u , que se desarrolle en la etapa de carga axial. En arcillas normalmente consolidadas, el valor de u depende sobre todo de la sensibilidad de la estructura; es decir, de la facilidad con que ésta se degrada con la deformación bajo cortante. Si el suelo se compactara de un modo perfectamente elástico se tendría. En realidad existen en el suelo efectos plás-

$$u = \frac{p'_c}{3}$$

ticos que apartan su comportamiento del puramente elástico; las pérdidas de estructuración hacen que dicha estructura transmita al agua lo que ella deja de tomar como presión efectiva. En suelos de sensibilidad baja y media se han medido en la falla presiones neutrales comprendidas entre $\frac{p'_c}{2}$ y p'_c al finali-

zar la etapa de carga de una prueba rápida consolidada, en tanto que en suelos altamente sensibles se puede llegar a $1.5 p'_c$. A primera vista pudiera parecer paradójico obtener $u > p'_c$; es decir, que en la segunda etapa de la prueba el agua desarrolle en la falla presiones mayores que el esfuerzo vertical total aplicado, pero la paradoja se desvanece al tomar en cuenta la desintegración parcial de la estructura sólida por la deformación que tiene lugar en arcillas muy sensibles y que afecta incluso su capacidad de resistir las presiones hidráulicas en la cámara, correspondientes a la primera etapa de la prueba (que son efectivas en la segunda); así, el agua no sólo ha de tomar todo el esfuerzo desviador, sino que se ve obligada a cooperar para resistir la presión hidrostática.

Una ecuación general para representar la presión neutral es:

$$\Delta u = A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

En esta relación A es un coeficiente de presión de poro que describe el efecto del cambio de la diferencia entre los esfuerzos principales. Para muchas arcillas saturadas no consolidadas A vale aproximadamente 1. Para arcillas fuertemente sobreconsolidadas o mezclas compactas de arena y arcilla, el

aumento de esfuerzo cortante descrito por la diferencia $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$, produce un aumento de volumen similar al que ocurre en las arenas compactas cuando se deforman en cortante. Para tales suelos $A < 0$. En las arcillas ligeramente sobreconsolidadas A varía de 0.25 a 0.75. En las arcillas sensibles, como se vio, A podrá tener valores mayores que 1. En cada caso, el valor correcto de A habrá de ser determinado en pruebas en que se mida la presión neutral en el instante de la falla incipiente.

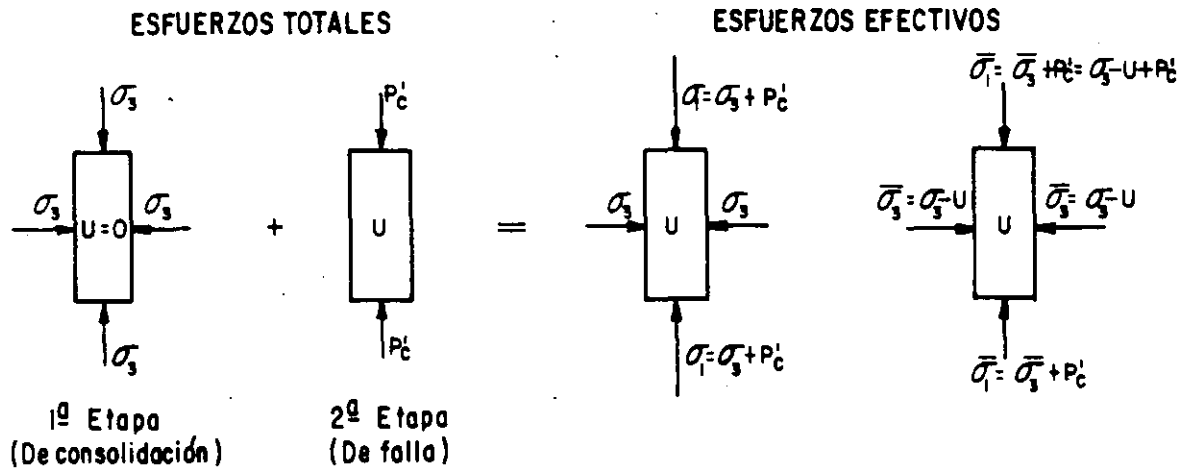


Figura 58. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida-consolidada.

Si se hacen varias pruebas rápidas-consolidadas con esfuerzos crecientes a varios especímenes de un mismo suelo, será posible dibujar círculos de Mohr en un diagrama $\tau - \sigma$ y obtener la envolvente de resistencia del suelo. Esto puede hacerse ahora de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales, que el operador conoce en todo momento de los esfuerzos efectivos, para trazar la cual será preciso conocer la presión neutral, cuando menos en el instante de la falla incipiente. Esto puede hacerse hoy con bastante facilidad, pues u se puede estimar por métodos teóricos, o en pruebas en que se mida la presión neutral directamente en la cámara triaxial. La Fig. 59 muestra las envolventes obtenidas en ambos casos. Razonando igual que en el caso de la prueba drenada, puede comprenderse la razón por la que las envolventes son rectas por arriba de la carga de preconsolidación, σ_c , abajo de la cual, el suelo exhibe una resistencia algo mayor que la correspondiente a la envolvente recta.

Al efectuar pruebas con medición de presión neutral, puede concluirse que es bastante correcto suponer que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en pruebas drenadas.

Si para el trabajo se adopta el criterio de los esfuerzos totales, la ley de resistencia del suelo arriba de la carga de preconsolidación puede ponerse como

$$s = \sigma \tan \phi_u$$

y ϕ_u recibe el nombre de ángulo aparente o de resistencia no drenada del suelo; es en rigor sólo un parámetro de cálculo, cuyo verdadero significado teórico - es, por lo menos, muy difícil de establecer.

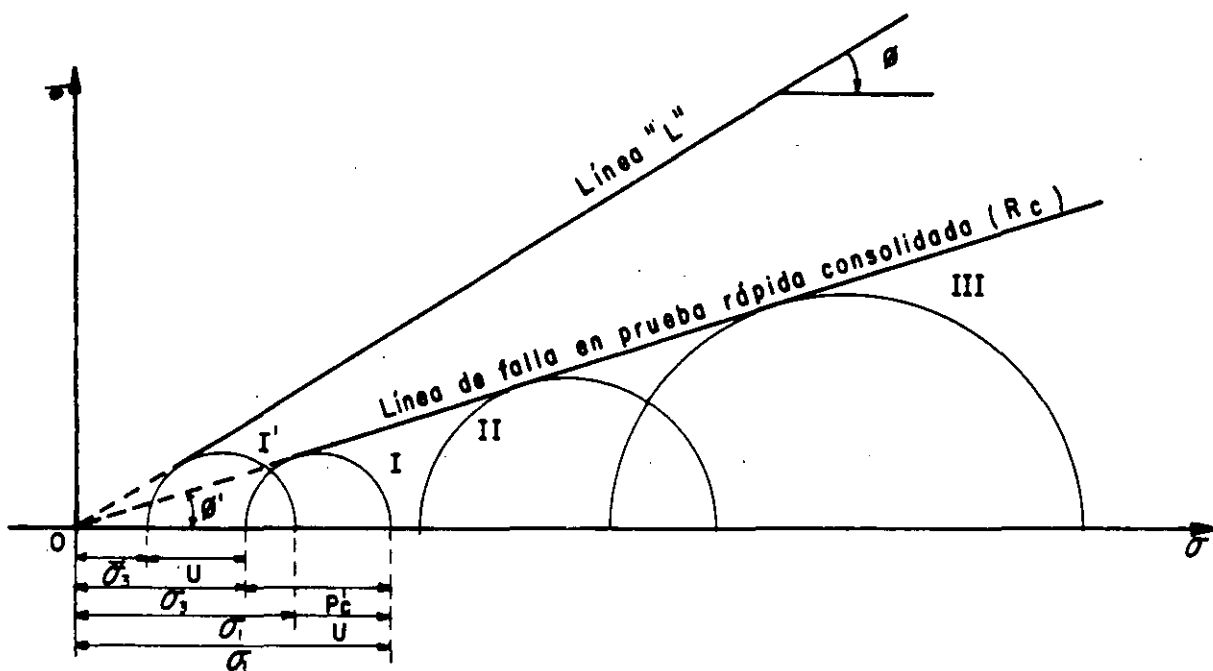


Figura 59. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia para el intervalo normalmente consolidado puede establecerse en la prueba rápida-consolidada por la expresión

$$s = (\sigma - u) \tan \phi = \bar{\sigma} \tan \phi$$

también del tipo de la ecuación (anterior), usando el ángulo de resistencia, ϕ , obtenido de la envolvente de esfuerzos efectivos, tal como se obtendría con pruebas lentas.

El ángulo ϕ_u suele ser del orden de $\phi/2$.

La prueba rápida-consolidada representa las condiciones de un suelo que primeramente se consolida bajo el peso de una estructura y que después queda sometido a un rápido incremento de esfuerzos por la construcción de una estructura que pueda añadirse o por la acción de una carga viva accidental. Suele -

emplearse para representar las condiciones de cimentaciones de terraplenes en que la construcción dura más que el tiempo requerido por el suelo para alcanzar una consolidación significativa.

3. Prueba rápida.-Condición no drenada.

En esta prueba tanto el esfuerzo de confinamiento, dado con la presión del agua en la cámara, como el esfuerzo desviador, se aplican de manera que no se permite ninguna consolidación del espécimen; esto se logra cerrando la válvula de salida de la cámara hacia la bureta y/o aplicando los esfuerzos con rapidez suficiente. La relación de vacíos de la muestra y su contenido de agua permanecen en principio invariables y se desarrollan presiones neutrales en el interior del espécimen.

Si la muestra proviene de la profundidad z y γ es su peso específico, se presenta un suelo que estaba consolidado a la presión γz . Si se somete la muestra a esa presión dentro de la cámara en la primera etapa de la prueba, teóricamente la estructura sólida del suelo tomará toda la carga y el agua de la muestra pasará a un estado de presión nula a partir de la tensión que hubiera desarrollado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión que se ejerce con el agua es más grande que la que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos, y ello sin que cambie la relación de vacíos, el espaciamiento entre las partículas o la resistencia del suelo, sea el valor de la presión aplicada en la cámara. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (p_c'') es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial; esto se traduce en el hecho de que todos los círculos de Mohr correspondientes a esfuerzos sean iguales, siendo una línea horizontal la envolvente de resistencia correspondiente a dichos esfuerzos en el interior del espécimen durante la prueba rápida.

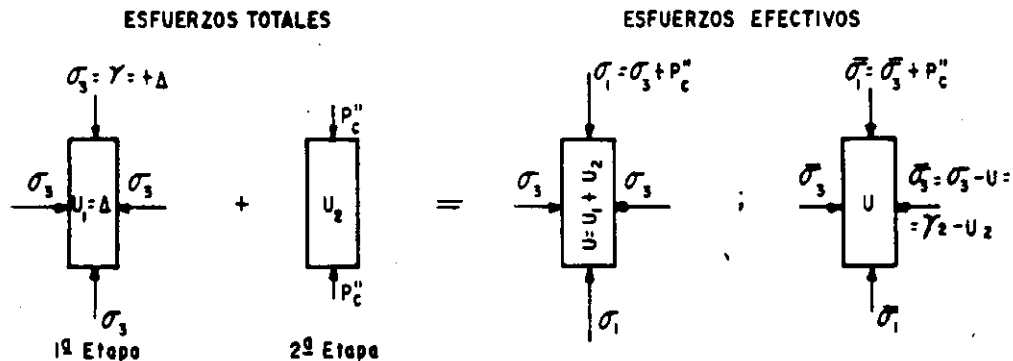


Figura 60. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida.

En la primera etapa se supone que la presión hidrostática en la cámara es la γz que el suelo tenía en la naturaleza, más un cierto valor arbitrario, Δ . Consecuentemente, se desarrollará en el agua de la muestra una presión neutral $u_1 = \Delta$. En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, p_c'' , con el vás-

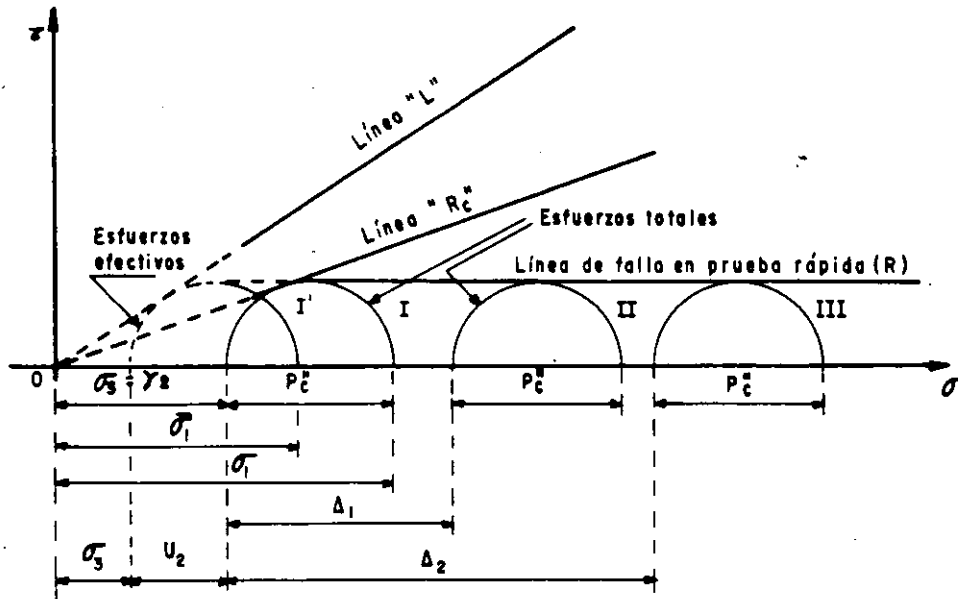


Figura 61. Línea de falla en prueba triaxial rápida.

tago de la cámara, y al final de ella se habrá desarrollado en el agua una presión neutral adicional, u_2 .

Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total $u = u_1 + u_2$. Los esfuerzos efectivos serán los totales menos dicho valor de u .

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = (\gamma^z + \Delta) - \sigma_1 = \sigma_3 + p_c'' = \gamma^z -$$

$$u_2 + p_c''$$

Es de importancia hacer notar que, como se dijo, el valor de los esfuerzos efectivos resulta ser independiente de Δ , de manera que todos los círculos de esfuerzos totales, obtenidos mediante una serie de pruebas con esfuerzos totales crecientes, tienen un solo y mismo círculo de esfuerzos efectivos correspondientes, por lo que todos los círculos de esfuerzos totales deben ser iguales entre sí y la envolvente de resistencia de esfuerzos totales debe ser una línea horizontal, tal como ya se había establecido. En la Fig. 61 se muestra tal envolvente de resistencia, relacionándola con las correspondientes a prueba lenta y rápida consolidada.

Puede verse que la ordenada al origen de la línea de falla se asemeja mucho a la resistencia del esfuerzo cortante del suelo en su condición original, consolidado bajo la carga de suelo suprayacente. Esta ordenada en el origen se denomina la cohesión del suelo, llamándose suelo puramente cohesivo al que

en un problema dado le sea aplicable una envolvente de resistencia horizontal. Cuando le sean aplicables las condiciones de la prueba rápida (sin drenaje y sin consolidación) la resistencia de dicho suelo será simplemente

$$s = c$$

y el ángulo de fricción aparente resulta ser cero en este caso. Este ángulo tampoco es más que un parámetro de cálculo, que se usará cuando se trabaje con el método de los esfuerzos totales en un problema práctico en que las condiciones de la prueba rápida sean representativas de aquella a que realmente estará sometido el suelo. Sin embargo, en la prueba real el ángulo de falla de la muestra no es de 45° , como lo sería si el ángulo de fricción aparente fuese el realmente representativo de la resistencia friccional de la muestra (éste es naturalmente ϕ , ligado a los esfuerzos efectivos actuantes, que puede medirse en una prueba lenta o en una rápida consolidada con determinación de la presión neutral).

La resistencia no drenada representa la resistencia que tiene un suelo natural. Puesto que la mayor parte de las construcciones se llevan a efecto con mucha rapidez en comparación a los tiempos que necesita la arcilla para consolidarse, la resistencia sin drenaje debe usarse en la mayoría de los problemas de diseño. Aun en aquellos casos en que la construcción es tan lenta que durante ella ocurren aumentos significativos de la resistencia no drenada para obtener datos de proyecto, por representar un valor mínimo y, por ende, conservador. Cuando se piense en la utilización de la resistencia no drenada para obtención de valores de proyecto, han de vigilarse aquellos casos en que los esfuerzos finales aplicados al suelo puedan ser menores que la carga inicial que éste soportaba; tal es frecuentemente la situación en excavaciones y en problemas de estabilidad de taludes. En dichos casos, para condiciones de proyecto a corto plazo, cuando el suelo no tiene tiempo suficiente para expandirse, pueden ser aplicables las condiciones de resistencia sin drenaje; pero a

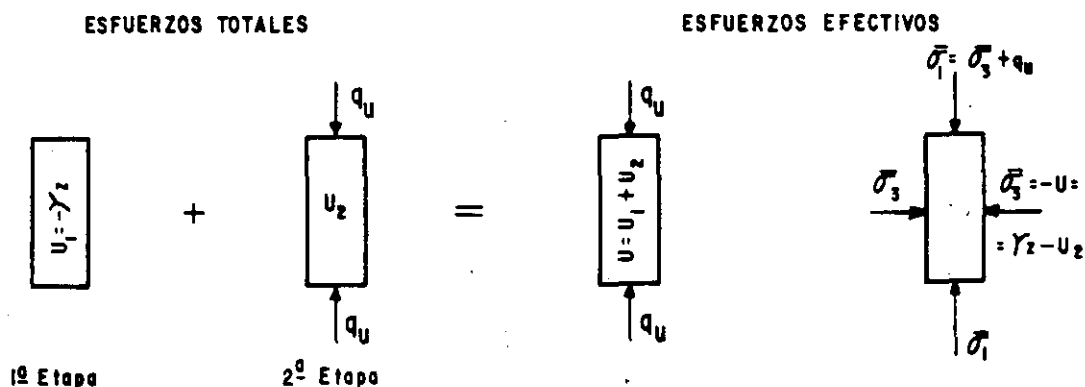


Figura 62. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

largo plazo el suelo se debilita y el uso de la prueba rápida puede quedar fuera de la seguridad.

La resistencia no drenada depende del esfuerzo inicial a que estaba sometido el suelo en su lugar natural, de su carga de preconsolidación y de la envolvente de falla de Mohr correspondiente a condiciones con drenaje. En suelos compresibles, la presión que soportaba el suelo en su lugar natural se relaciona con la relación de vacíos por la curva de compresibilidad. Como resultado de lo anterior, la resistencia no drenada de una arcilla saturada aumenta cuando disminuyen la relación de vacíos y/o el contenido de agua. En suelos normalmente consolidados una gráfica de relación de vacíos o el contenido de agua contra la resistencia no drenada es aproximadamente una línea recta.

4. Prueba de compresión simple.

Según ya se dijo, esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa (Fig. 62) los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere la tensión de preconsolidación (γz) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestran en la misma Fig. 62 y valen

$$\bar{\sigma}_3 = 0 - u - (u_1 + u_2) = -(-\gamma z + u_2) = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + q_u = \gamma z - u_2 + q_u$$

Nótese que el esfuerzo principal menor efectivo es teóricamente el mismo que se tuvo en la prueba triaxial rápida.

Por ello, lógicamente debe esperarse que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar la muestra en la prueba aquí tratada (q_u), denominado resistencia del suelo a la compresión simple, sea el mismo p_c de prueba rápida. Sin embargo, la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esa prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas. Es muy normal que q_u resulte un poco menos que p_c pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerársele como igual.

En la figura 63 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondientes al instante de falla incipiente en este tipo de prueba y su posición relativa a la línea de resistencia en pruebas triaxiales. Debe notarse que la figura se dibuja con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es γz .

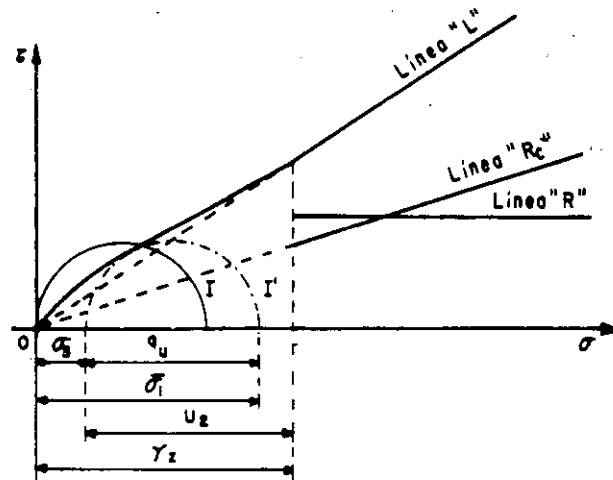


Figura 63. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando en un mismo suelo a la deformación, comparando en un mismo suelo el de q_u en los estados inalterado y remoldeado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como

$$s_f = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldeado)}}$$

B Suelos no saturados

Básicamente, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados envuelve los mismos conceptos que la de los suelos saturados; pero existen entre ambos casos algunas diferencias muy significativas. En los suelos no saturados los poros contienen agua sólo parcialmente y en ellos existe aire en una proporción acorde con el grado de saturación; la gran diferencia de comportamiento mecánico entre amboa fluidos impone características de comportamiento muy complejas al conjunto. Desde luego, dentro de la actual manera de concebir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos sigue siendo cierto que es el esfuerzo efectivo el que controla la componente friccional de dicha resistencia. Los esfuerzos cortantes son tomados sólo por las partículas sólidas del suelo no saturado (esqueleto), excepto a niveles de deformación muy altos; en cambio el esfuerzo normal total en cualquier plano se descompone en general en dos partes, una correspondiente al esfuerzo efectivo transmitido en el esqueleto mineral y otra neutralizada por la presión del fluido en los poros del suelo. Pero ahora la presión neutral es una combinación muy complicada de presión y tensión capilar en el agua y de presión en el aire, que depende del gra

do de saturación y del tamaño de los poros del suelo.

Si hay un solo fluido en los poros, sea aire o agua, el esfuerzo normal efectivo medido por la ecuación ya establecida es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

donde $\bar{\sigma}$ es el esfuerzo efectivo, σ el total y u la presión neutral. En los suelos parcialmente saturados suele haber dos fluidos en los poros, los cuales pueden estar en equilibrio a presiones que difieren considerablemente en uno y otro a causa de la tensión superficial. Bishop ha propuesto para representar al esfuerzo efectivo en este caso una expresión del tipo

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + X (u_a - u_w)$$

donde u_a representa la presión en la fase gaseosa (gas o vapor) y u_w la presión en la fase líquida. El parámetro X vale uno para suelos saturados y cero para suelos secos; sus valores intermedios dependen sobre todo del grado de saturación, pero están influidos también por otros factores tales como la estructura del suelo, los ciclos de humedecimiento y secado a que éste esté expuesto y los cambios de esfuerzos que se tengan para un valor particular del grado de saturación. Los valores de u_a y u_w que se tienen cuando se somete al suelo a cambio de esfuerzo $\Delta\sigma$ han sido estudiados por Bishop y Eldin y por Skempton. Según estos autores, al aplicar a un suelo parcialmente saturado un incremento tanto en la presión del agua, como en la del aire, de acuerdo con las relaciones.

$$\Delta u_a = B_a \Delta \sigma_3$$

$$\Delta u_w = B_w \Delta \sigma_3$$

Las expresiones anteriores sirven para definir los coeficientes de presión neutral B_a y B_w .

Cabe un enfoque similar para expresar el aumento de la presión en el agua y en el aire al aplicar un incremento al esfuerzo desviador que se ejerce sobre una muestra de suelo; ahora

$$\Delta u_a = A_a (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

$$\Delta u_w = A_w (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

En suelos no saturados es común la prueba con drenaje, pero a humedad constante, en que se mantiene a la muestra sin cambios de humedad y se controla la presión del aire en lo que sea preciso para lograr tal fin. En este tipo de pruebas basta medir la presión neutral en el agua de los vacíos para conocer la presión intersticial.

Las envolventes de resistencia de los suelos no saturados en prueba rápida (sin drenaje) se acercan más y más a la forma correspondiente a los suelos saturados, a medida que el grado de saturación aumenta, como es lógico que suceda.

Un caso de fundamental importancia de suelos no saturados, por cierto de gran interés para el ingeniero especialista en vías terrestres, es el correspondiente a suelos compactados. Existe ya bastante información en torno a este tema, pero no será tratada en este lugar.

C Aplicación de los resultados de las pruebas triaxiales a los problemas prácticos

En la práctica, cuando el ingeniero necesita conocer las características esfuerzo-deformación y resistencia de un suelo dado, con vistas a la obtención de datos para diseño de una obra particular, recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pregunta de cuál o cuáles de esas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles; en cada caso deberá hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las circunstancias a



Figura 65. Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo trabajando con esfuerzos efectivos.

que el suelo va a estar expuesto en la obra de que se trate.

Es condición previa indispensable que el ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas por las que el suelo atravesará durante la vida de la obra y ello desde el primer instante de su construcción; sólo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado; debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere a la masa del suelo

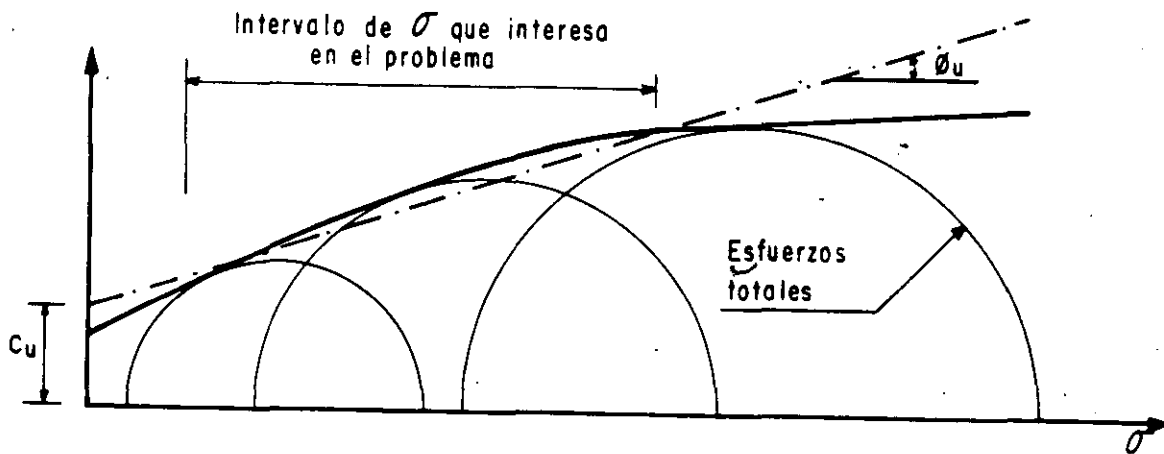


Figura 64. Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado.

Valores típicos de A_w en la falla han sido reportados por Bishop y Henkel quedando comprendidos entre -0.28 y +0.27 para muestras de suelos compactados parcialmente saturados.

En pruebas triaxiales sin drenaje en suelos parcialmente saturados, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la presión normal exterior, pues la compresión del aire permite el desarrollo de esfuerzo efectivo; sin embargo, el aumento de resistencia se hace cada vez menor, por el efecto de disolución del aire en el agua de los poros, que se hace más fácil según aumenta la presión en el propio aire. Cuando los niveles de esfuerzo son suficientemente altos, la baja compresibilidad del conjunto agua-aire disuelto y la disminución del volumen de vacíos por deformación se concitan para producir en el espécimen un comportamiento similar al de los suelos saturados, con un ángulo ϕ en la envolvente de falla que tiende a ser cero. La envolvente de esfuerzos totales no es pues una recta, sino una curva que tiende a la horizontal. Los parámetros de resistencia c y ϕ sólo pueden definirse si se aproxima a una recta aquel tramo de la curva que comprenda al intervalo de esfuerzos normales que rija en el problema particular de que se trate. Si se ha de resolver un problema con el criterio de esfuerzos totales, y ese es el caso más común en suelos no saturados, es de la mayor importancia reproducir en la prueba de laboratorio condiciones lo más representativas que sea posible de las de campo. En la figura 64 se muestra una envolvente típica de suelos no saturados en pruebas triaxiales sin drenaje.

No es posible realizar pruebas con drenaje en suelos parcialmente saturados, con el mismo sentido e interpretación que las pruebas lentas normales (es decir, pruebas en que la presión neutral sea nula en toda etapa significativa), pues ello implicaría destruir las tensiones capilares y para lograr tal fin es preciso saturar la muestra. Si se desea trabajar con esfuerzos efectivos, para obtener la envolvente correspondiente lo que se hace es saturar la muestra y suponer que tal proceso no produce cambios significativos en el valor de ϕ ; este criterio resulta conservador en los análisis prácticos, pues la resistencia suele disminuir con la saturación.

afectada, largo tiempo después de erigida la estructura en estudio. Se comprende que también es indispensable al ingeniero, con vistas a normar su criterio, un conocimiento amplio y meditado del perfil de suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comportamiento general.

En el momento presente existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

1) El criterio de los esfuerzos efectivos.

En este criterio se razona que es este tipo de esfuerzos el que realmente define al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta (línea L), para obtener la verdadera resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Este criterio presenta pocas dificultades de índole teórica para su comprensión; es el que lógicamente se desprende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este trabajo, en relación con la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En la figura 65 está someramente descrito el criterio de los esfuerzos efectivos para interpretar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados de las pruebas triaxiales.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal como por ejemplo resulta de una serie de pruebas lentas, trazando los círculos de falla de cada uno y dibujando a partir de ellos la línea L, tangente a todos. (En general, la línea L quedaría definida teóricamente con un círculo trazado en el intervalo normalmente consolidado, pero dadas las incorrecciones inherentes al trabajo de laboratorio, es recomendable obtener, por lo menos, dos o tres círculos de falla y trazar como línea L la recta que más se aproxime a la tangente común). En la presa de la figura se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado, para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea L que se supone ya obtenida. En lo que sigue se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolidado, persiguiendo así fines didácticos. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutral en el mismo instante de la falla, el esfuerzo efectivo, que obra en la estructura del suelo, será $\bar{\sigma} = \sigma - u$ y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea L correspondiente a tal $\bar{\sigma}$.

El criterio anterior, aparentemente tan sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos aun en el momento presente. Entre éstos hay que mencionar los que emanan de la necesidad de obtener la línea L en el laboratorio, para considerar posteriormente otros que surgen aún después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método.

Para obtener la línea L en el laboratorio podrían hacerse pruebas lentas y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema; la realidad sin embargo no es tan halagueña; las pruebas lentas son las más largas en duración y, por lo tanto, las más costosas, por lo que una solución basada exclusivamente en su realización no puede considerarse desprovista de dificultades prácticas. Independientemente de esta razón económica y de

tiempo de ejecución, las pruebas lentas presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza, de las que se discutirán únicamente dos en lo que sigue. - En primer lugar, se tiene en el laboratorio un problema no del todo resuelto - en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales; membranas muy delgadas cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos del espécimen, al cabo del tiempo dejan pasar y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, por su mayor rigidez influyen de un modo significativo en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sometida a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. - Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados, emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grande que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores; estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior, esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales, de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve pues que la obtención de la línea L por medio de pruebas lentas, que además son dilatadas y costosas, pudiera no ofrecer una garantía suficiente en todos los casos particulares.

En el momento presente puede intentarse la obtención de la línea L en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. Sin embargo, en la actualidad los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado, por lo que no es todavía común verlos en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos.

Finalmente, existen medios teóricos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sometido a una prueba rápida consolidada. Hay métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez-Badillo para cubrir tal fin. - En conclusión, puede decirse que ya empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea L, sea en el laboratorio o con ayuda de métodos que no pueden considerarse aún de uso popular; esto permite esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea L queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. - En efecto, considérese la situación indicada en la figura 65. Una vez obteni-

da la línea L, para realizar un análisis será preciso conocer el estado de esfuerzos efectivos en todos los puntos de interés dentro de la masa del suelo - en estudio; en el caso concreto de la Fig. 65, en los puntos de la superficie de deslizamiento supuesta. Este es un problema no resuelto hasta hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos, en el interior de un espécimen dentro de una cámara triaxial sometida a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aun disponiendo de la línea L en la práctica se tendrá la dificultad adicional de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método es práctico únicamente para instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que figuren presas construidas similares a la que se encuentre en ataque.

A pesar de todas las dificultades reseñadas, cuya importancia no debe subestimarse, especialmente en obras de menor aliento y posibilidades que la presa de tierra, no es arriesgado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más ampliamente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

2) El criterio de los esfuerzos totales.

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales; es decir, se hace uso de las envolventes L o R, según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de las pruebas da valores de resistencia muy diferentes para el mismo suelo, por varias las circunstancias en que se hace la prueba, se sigue que ésta sólo será representativa si sus propias circunstancias de trabajo duplican de un modo suficientemente aproximado las circunstancias a que estará sometido el suelo en el prototipo; en consecuencia, es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba que haya a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberán hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema. Para ayudar al lector a formar su propio criterio a este respecto, en lo que sigue se hacen algunos comentarios de carácter general.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye una interesante norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrán de realizarse, correspondiente, las investigaciones de laboratorio.

Considérese, por ejemplo, un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco. Según progresa el proceso de consolidación inducido por el edificio, la resistencia del suelo aumenta. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

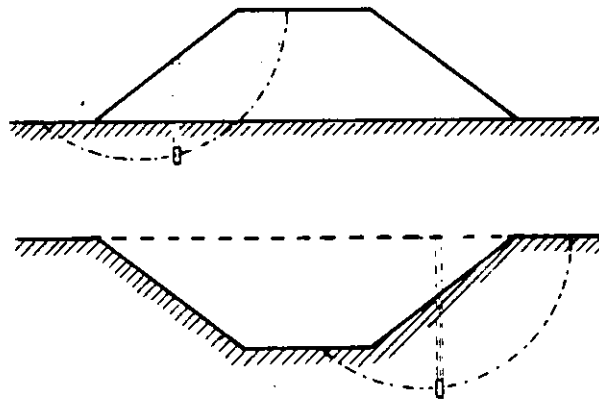


Figura 66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. 66), por ejemplo para un camino o un bordo de protección, y se requiere investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén incluirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si en el mismo suelo se desea hacer una excavación, por ejemplo para la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo se las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resis

Considérese, por ejemplo, un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco. Según progresa el proceso de consolidación inducido por el edificio, la resistencia del suelo aumenta. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

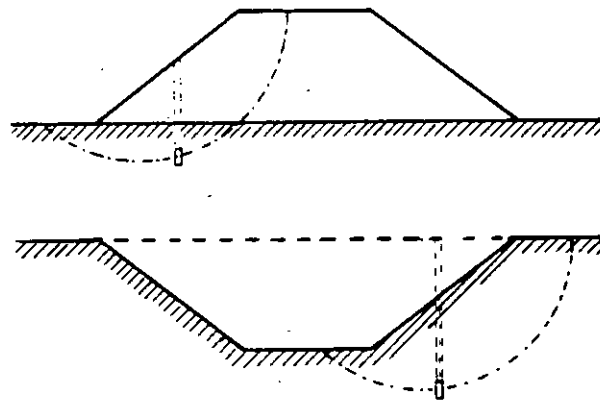


Figura 66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. 66), por ejemplo para un camino o un bordo de protección, y se requiere investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén incluirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si en el mismo suelo se desea hacer una excavación, por ejemplo para la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resis

tencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión, que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta o la rápida-consolidada serían obviamente las recomendables para la representación de esta situación.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de las que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en la gran mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas de tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazar a ojo la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este trabajo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a mantener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar de ser factible, una recta que represente con suficiente precisión a la envolvente en el tramo. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, seguramente no pasará por el origen de coordenadas, y su ecuación matemática será de la forma

$$s = a + \sigma \tan x$$

con a y x como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y x el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la ecuación anterior es de la misma forma que la Ley Clásica de Coulomb. Sin embargo, resulta ya inútil discutir las diferencias esenciales de concepto de interpretación entre ambas; a y x ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo, sino que solamente son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a " a " la "cohesión aparente del suelo" en las condiciones de su obtención y a " x " el "ángulo de fricción aparente". Incluso es usual en las obras sobre la materia seguir usando los símbolos c y ϕ para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometiéndolos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de este trabajo. Como quiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en ese caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

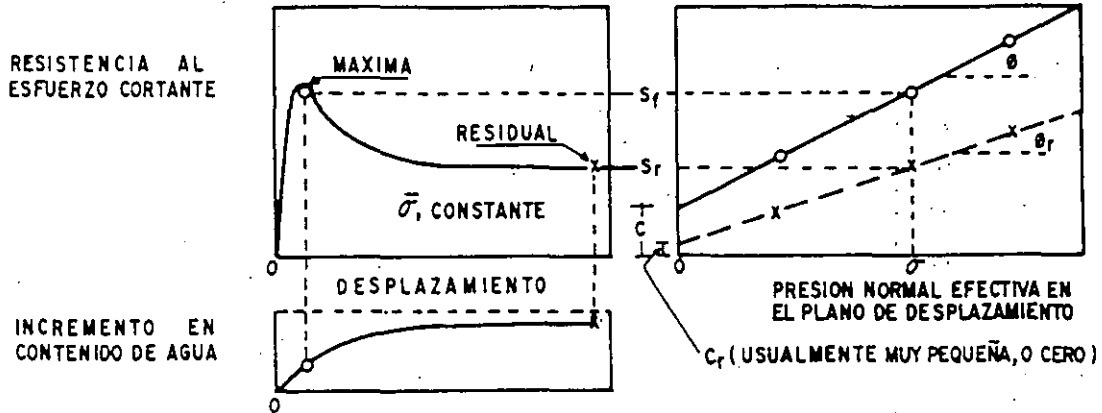


Figura 67. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada.

D Resistencias máxima y residual de las arcillas.

Considérese una arcilla preconsolidada sometida a una prueba de corte simple o prueba directa en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, aumenta la carga tangencial y, por tanto, el esfuerzo cortante, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite, que hasta ahora se ha venido manejando en este trabajo con el nombre de resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla, se le llamará ahora resistencia máxima. Si la prueba continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, disminuye la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante). En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba continúa, se observa que, según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye; pero esta disminución también tiene un límite, el cual, una vez alcanzado, se conserva, aun cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba, y existe evidencia de campo de que en la arcilla esta resistencia se conserva para desplazamientos del orden de metros. Si de esta manera se realizan diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los antes descritos, aunque naturalmente sean distintos en cada caso los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla. A esta resistencia final, más allá de la máxima, se le llama resistencia residual. En la parte (a) de la figura 67 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento, tal como es

usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el -- cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte (b) de la misma figura se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de $\bar{\sigma}$ - fuerzas normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas envolventes resultan prácticamente líneas rectas, pudiéndose por ello escribir - para la resistencia máxima

$$s_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

y para la resistencia residual:

$$s_r = c_r + \bar{\sigma} \tan \phi_r$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado han demostrado que invariabilmente c_r es muy pequeña, pudiendo por ello desprejarse. Por tanto, - para el uso de la resistencia residual puede escribirse

$$s_r = \bar{\sigma} \tan \phi_r$$

También se ha observado que ϕ_r es menor que el ángulo ϕ . En algunas arcillas esa diferencia es de sólo 1 ó 2 grados, pero se han registrado arcillas - en que esa diferencia ha llegado a ser de 10°

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siguiendo a Skemp - ton, podrán ser las siguientes: primeramente se ha constatado que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo - cortante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima; por tanto, - una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de - contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del despla - zamiento, y es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales par - tículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente - acomodadas.

Independientemente de las razones que puedan aducirse para explicar la - disminución de resistencia de las arcillas cuando se sobrepasa su resistencia

máxima, hay evidencia de tal disminución, especialmente cuando las arcillas -- son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá; esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepase en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, son tan grandes los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo, en general, cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de creep más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó a la parte deslizante a su posición original, produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual. El inconveniente de la prueba fueron los seis días que duró, pues se realizó permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, y sugiere que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los aparatos de resistencia al corte anulares pudieran resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual no sólo ocurre en las arcillas preconsolidadas, sino también en las arcillas normalmente consolidadas, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se atribuye principalmente al efecto de orientación de las partículas, cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo, es la misma, independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada; en otras palabras, que ϕ_r es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, se ha visto que ϕ_r depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de ϕ_r tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de ϕ_r del orden de 10° cuando el porcentaje en peso de partículas menores que dos micras está comprendido entre 60% y 80%.

Lo importante desde el punto de vista práctico es definir con qué resistencia se revisará la estabilidad de un talud dado, por citar la estructura de tierra a la cual Skempton ha aplicado principalmente sus ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual R, por medio de la expresión

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r}$$

donde

s_f = resistencia máxima de la arcilla.

s_r = resistencia residual de la misma.

\bar{s} = esfuerzo cortante promedio actuante en la superficie de falla bajo estudio.

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo cortante promedio en la superficie de la falla. Como se trató de fallas reales, \bar{s} puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta \bar{s} con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla; en esta forma pudo calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene $R = 0$ y si aquélla es igual a la residual, R será igual a 1.

Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión anterior como

$$\bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f$$

En esta expresión puede interpretarse a R como un número que indica la parte de la superficie de falla total a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

El objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de R con el tipo de arcilla que forma el talud. Si la resistencia puede llegar a la resistencia residual, recomienda el uso de esta última en los análisis prácticos.

En arcillas sin fisuras y grietas, encuentra que es muy pequeña y despreciable la disminución de resistencia en la falla respecto a la máxima, por lo que en estos casos se podría usar en general dicha resistencia máxima; considere también que los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente, si ha ocurrido una falla, cualquier movimiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.



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

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTO I.

A N E X O

EXPOSITORES :

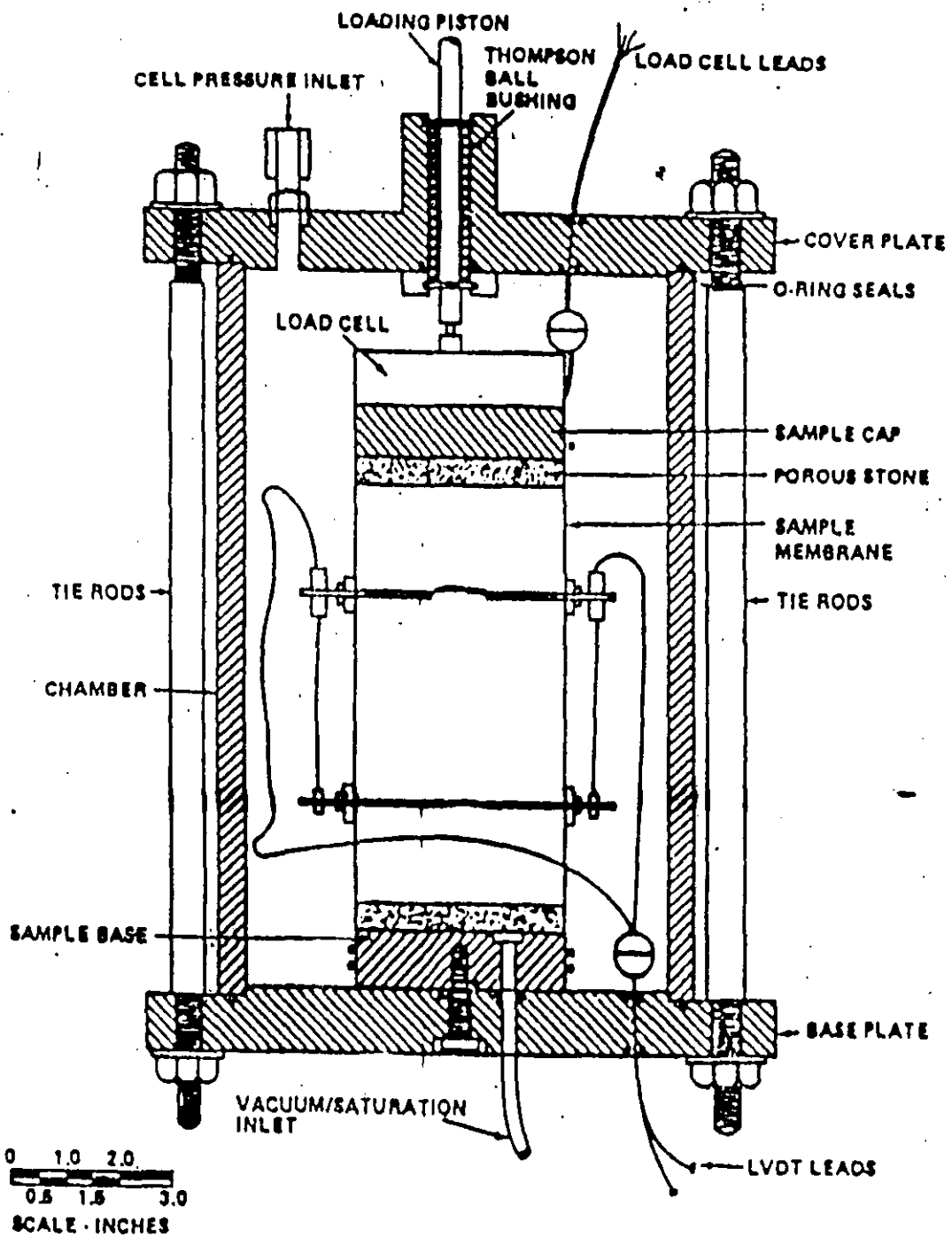
ING. LUIS MIGUEL AGUILAR M.

ING. MANUEL ZARATE AQUININO.

1 9 9 5

TEMARIO PAVIMENTOS 1

1. INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES
2. METODOLOGÍA DE DISEÑO
 - 2.1 Introducción y generalidades
 - 2.2 Caracterización de los insumos físicos de diseño
 - 2.3 Principales métodos de dimensionamiento de pavimentos flexibles
 - 2.4 Ejemplificación de los métodos AASHTO e I.I.
3. CARPETAS ASFALTICAS
 - 3.1 Introducción y generalidades
 - 3.2 Agregados pétreos
 - 3.3 Productos bituminosos
 - 3.4 Diseño de mezclas asfálticas
4. PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO (RÍGIDOS)
 - 4.1 Introducción y generalidades
 - 4.2 Caracterización de los insumos físicos de diseño
 - 4.3 Principales métodos de dimensionamiento AASHTO, P.C.A. y Catálogo
5. COMENTARIOS SOBRE EL DISEÑO ASISTIDO POR COMPUTADORA



Triaxial cell for testing cylindrical specimens. (After FHWA (1978).)

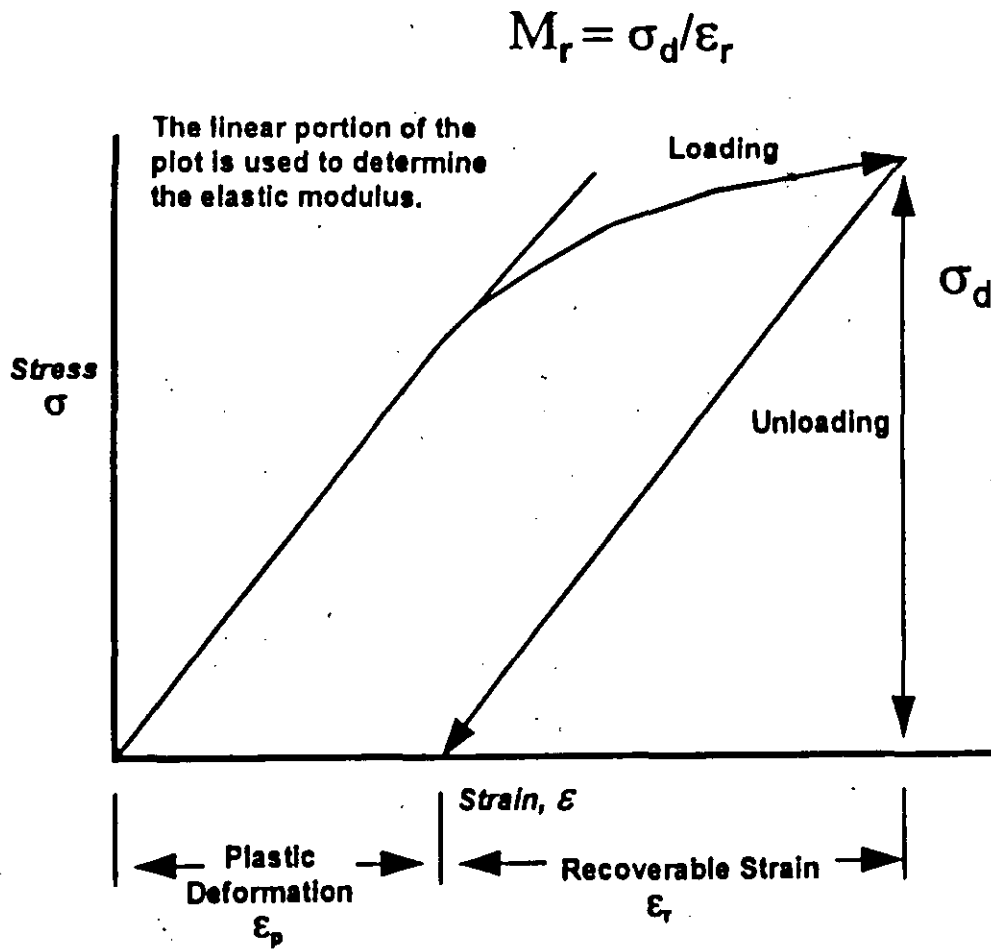
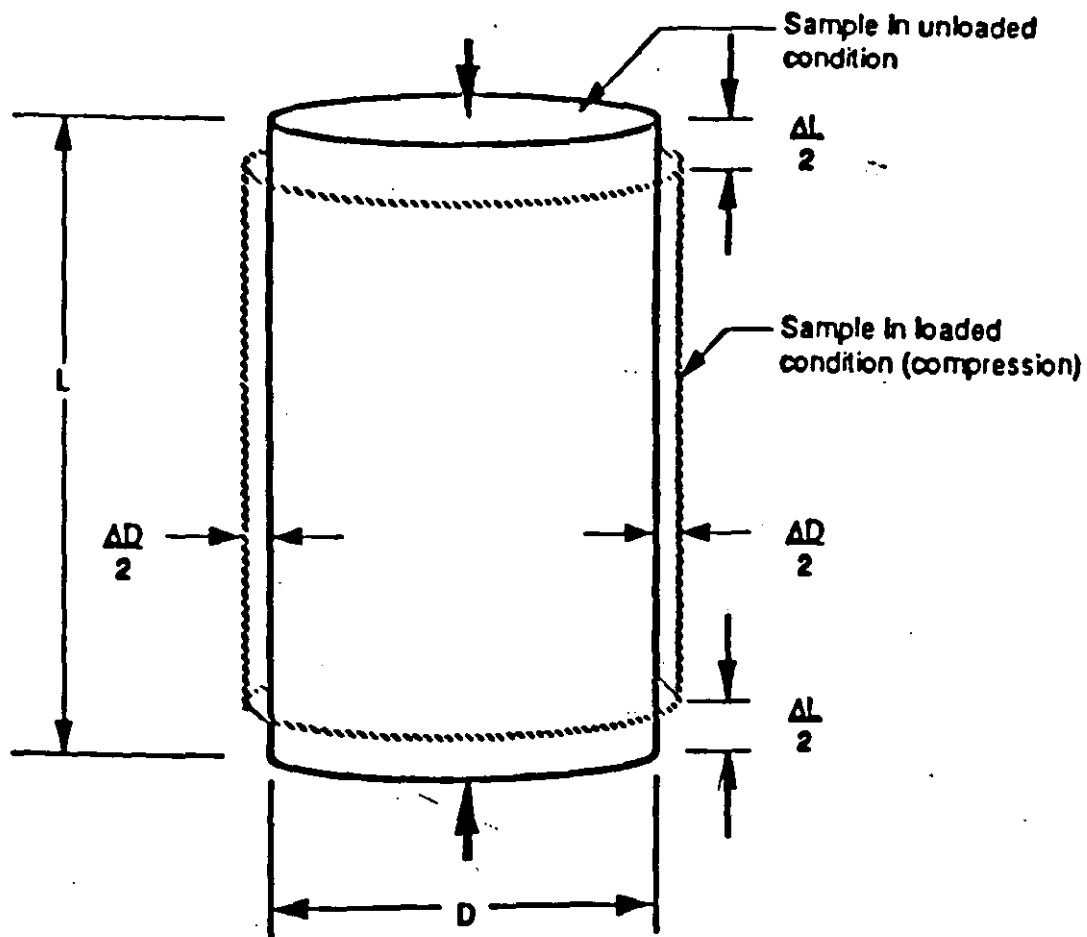


Figure 2.4 - Resilient Modulus (M_r) for a Plastic Material



$$\mu = - \frac{\epsilon_D}{\epsilon_L}$$

Where

μ = Poisson's ratio

$\epsilon_D = \frac{\Delta D}{D}$ = strain along the diametrical (horizontal) axis

$\epsilon_L = \frac{\Delta L}{L}$ = strain along the longitudinal (vertical) axis

Figure 2.5 Illustration of Poisson's Ratio

(4)

Typical values of modulus of elasticity for various materials include

Material	E	
	(psi)	(MPa)
o Rubber	1,000	7
o Wood	1,000,000-2,000,000	7,000-14,000
o Aluminum	10,000,000	70,000
o Steel	30,000,000	200,000
o Diamond	170,000,000	1,200,000

Typical pavement materials

Material	E	
	(psi)	(MPa)
o Asphalt Concrete (32°F (0°C))	3,000,000	21,000
o Asphalt Concrete (70°F (21°C))	500,000	3,500
o Asphalt Concrete (120°F (49°C))	20,000	150
o Crushed Stone	20,000-100,000	150-750
o Sandy Soils	5,000-30,000	35-210
o Silty Soils	5,000-20,000	35-150
o Clayey Soils	5,000-15,000	35-100
o Stabilized Soils	5,000-3,000,000	35-21,000
o Portland Cement Concrete	3,000,000-8,000,000	20,000-56,000

Typical values of Poisson's ratio (μ) include:

Material	Poisson's Ratio
o Steel	0.25 - 0.30
o Aluminum	0.33
o PCC	0.15 - 0.20*
o Flexible Pavement	
o Asphalt Concrete	0.35 (\pm)
o Crushed Stone	0.40 (\pm)
o Soils (fine-grained)	0.45 (\pm)

*Dynamic determination of μ could approach 0.25 for PCC [Neville (1.4)]

(5)

CARACTERISTICAS DEL METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA

- 1.-SECCION ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA RELATIVA UNIFORME.
- 2.-COMPORTAMIENTO A FATIGA DE LAS DIFERENTES CAPAS.
- 3.-CRITERIO DE FALLA FUNCIONAL, EN TERMINOS DE DEFORMACIONES PERMANENTES ACUMULADAS.
- 4.-COEFICIENTES DE DAÑO EN TERMINOS DE ESFUERZOS A DIFERENTES PROFUNDIDADES.
- 5.-TRATAMIENTO PROBABILISTICO PARA ESTABLECER NIVELES DE CONFIANZA RESPECTO A LA FALLA.

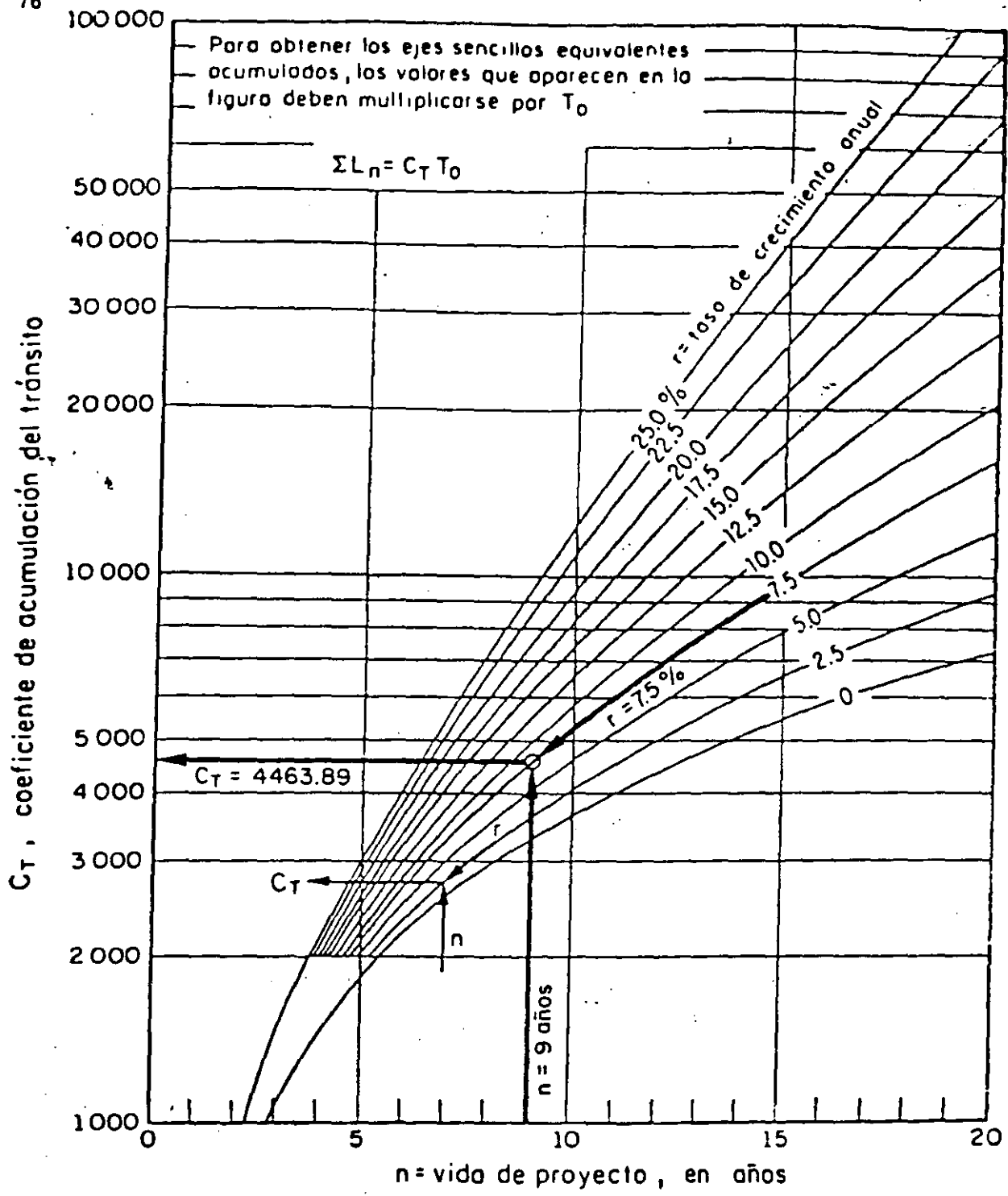
VARIABLES DE DISEÑO

- VALOR RELATIVO SOPORTE CRITICO ESPERADO EN EL LUGAR DURANTE LA VIDA DE SERVICIO.

$$(\widehat{VRS}_z)$$

- NUMERO DE APLICACIONES DE CARGA PRODUCIDAS POR EL TRANSITO (ΣL).

- NIVEL DE CONFIANZA (Q_u).



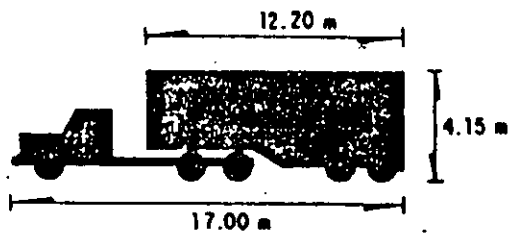
$$C_T = 365 \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1} = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]$$

C_T , coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r

T_0 , tránsito equivalente medio diario en el carril de proyecto, durante el primer año de servicio, ejes sencillos equivalentes de B.2 ton

ΣL_n , tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes sencillos equivalentes de B.2 ton

Fig 6. Ejemplo: gráfica para estimar el coeficiente de acumulación del tránsito



T3-S2

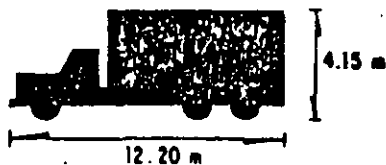
Tractor de tres ejes con
semirremolque de dos ejes

Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío				
	+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	
Camino A	1 *	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2 **	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	3 **	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	Σ	41.50	12.0		5.000	5.285	4.747	5.761	5.000	0.160	0.040	0.023
Camino B	1 *	5.0	3.5	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.079	0.019	0.010
	2 **	15.0	4.0	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.017	0.002	0.001
	3 **	15.0	4.0	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.017	0.002	0.001
	Σ	35.0	11.5		5.000	3.491	2.250	2.249	5.000	0.113	0.023	0.012

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.11



C3 Camión de tres ejes

Conjunta	Peso, en ton		ρ , kg/cm ²	$+d_m$ = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío				
	+Carga máxima	Vacío		$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	
Camino A	1*	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2**	18.0	4.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.028	0.003	0.002
	Σ	23.5	8.5		3.000	2.817	2.457	2.940	3.000	0.154	0.039	0.023
Camino B	1*	5.0	3.8	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.106	0.028	0.015
	2**	15.0	4.2	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.021	0.002	0.001
	Σ	20.0	8.0		3.000	1.876	1.178	1.160	3.000	0.127	0.030	0.017
Camino C	1*	4.0	3.5	5.4	0.666	0.107	0.034	0.021	0.666	0.068	0.018	0.010
	2**	14.0	4.0	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.015	0.002	0.001
	Σ	18.0	7.5		1.999	1.190	0.756	0.756	1.999	0.083	0.020	0.011

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.7



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

17. PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION

ING. CARLOS M. CHAVARRIN MALDONADO

PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION.

I CONSTRUCCION.

Dentro de los campos en la profesión del Ingeniero Civil ocupa un lugar preponderable la construcción. En la realización de una obra, este campo sigue inmediatamente al diseño y precede a los de operación y mantenimiento de obras. Consiste la construcción en la realización de una obra combinando materiales, obra de mano y maquinaria con objeto de producir dicha obra de tal manera que satisfaga una necesidad normalmente colectiva, y que cumpla con las condiciones planteadas por el diseñador, entre las que se cuenta con primordial importancia la seguridad.

Consiste la construcción en uno o varios procesos de producción en el o los que se combinen en alguna forma recursos (materiales, obra de mano y maquinaria) para lograr el producto terminado, se trata pues de un típico proceso industrial, que solo difiere del clásico en que las obras normalmente son diferentes y se requiere estudiar un proceso que será diferente para cada obra, en cambio en el proceso típico industrial este es repetitivo.

II CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS.

Entre estos procesos es muy común encontrar la construcción de pavimentos, que bien sea parte del proceso total o todo el proceso que se presenta en la mayor parte de las obras que se construyen. Consiste pues la construcción de pavimentos en combinar maquinaria, materiales y obras de mano, a fin de obtener la obra o parte de la obra de acuerdo con lo planteado en el diseño.

En la planeación de la construcción de un pavimento, el problema de selección de equipo trata de determinar que tipo, modelo y tamaño de máquinas deberá usar el ingeniero para realizar su proceso dentro de las restricciones impuestas por el proyecto. Al definir esto el ingeniero estará planeando el proceso constructivo, o dicho en otra forma definirá en todos sus puntos el procedimiento de construcción a usarse.

III PROCESOS.

Podemos pues presentar la construcción en general como uno o varios procesos de transformación con una entrada, los recursos y una salida, la obra terminada.

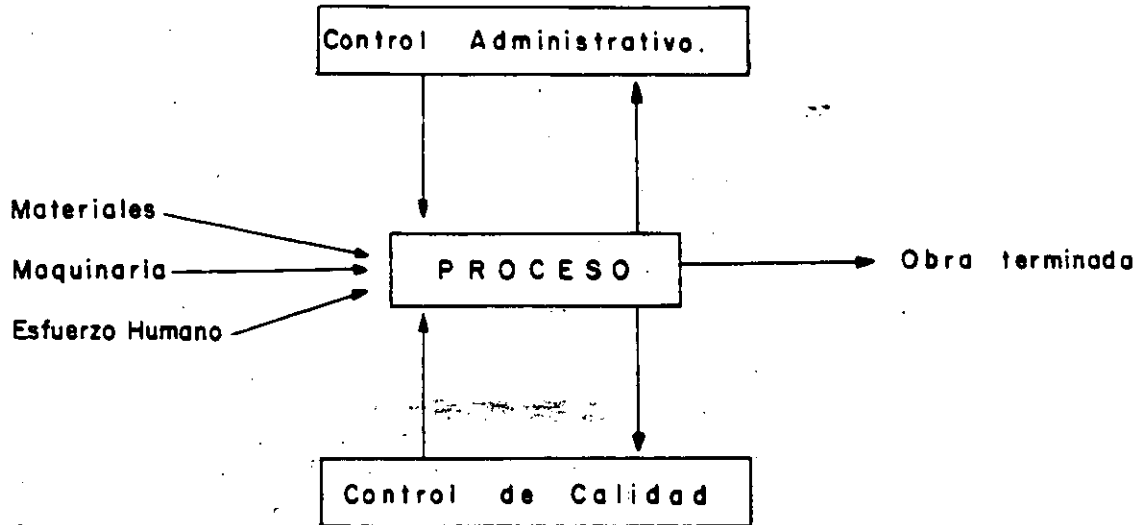


Como habíamos dicho antes el proceso puede ser uno o varios, pero también podremos dividirlo en subprocesos, por ejemplo: (bases, subbases, carpas), cada uno de los cuales producirán una parte de la obra, estos pueden ser simultáneos o en cadena, y es usual que estos subprocesos se analicen -- por separado para definir los procedimientos de construcción que producirán la obra que deseamos.

IV CONTROLES.

A lo largo de la ejecución deberemos revisar para que nuestro esfuerzo nos vaya llevando a la obra terminada tal y como lo concebimos. Es fácil -- comprender que no conviene esperar al fin de la obra para revisar si esta -- coincide con la diseñada, y si nuestra planeación se cumplió, esto es, si -- las cantidades y calidades que calculamos usar de nuestros recursos realmente fueron las utilizadas. Si algo falla lo planeado no coincidirá con lo -- ejecutado. A la revisión de el uso de los recursos a lo largo de la ejecu -- ción se le llama Control Administrativo. A la revisión de la calidad de la -- obra en todas sus partes a fin de que realmente ésta sea la diseñada se le -- denomina Control de Calidad. Estos controles consisten en tomar muestras a -- lo largo del proceso y compararlas con los estándares tomados de la planea -- ción; en realidad constituyen en si un proceso capaz también de ser planeado. Este tipo de procesos se denominan de Control o Retroalimentación. Si en es -- tos procesos se encuentran desviaciones significativas con el estándar actúan sobre los procedimientos de construcción para corregir las dos desviaciones -- y acercar el producto al estándar.

Puede pues representarse la construcción y sus controles con el siguiente esquema.



V TOMA DE DECISIONES.

El ingeniero que se ocupa de la construcción de pavimentos tiene que planear anticipadamente el equipo a utilizarse en el proceso. Esto lo hace seleccionando varios tipos de máquinas en ciertas combinaciones que él sabe le producirán la obra de acuerdo con el diseño. Se le presentan pues varias alternativas, una de las cuales escogerá para realizar las obras. Esto constituye la toma de una decisión. Una decisión es simplemente una selección entre dos o más cursos de acción. Podemos decir pues que la selección del equipo en Construcción de Pavimentos es un caso de la toma de decisiones.

La toma de decisiones puede realizarse intuitiva o analíticamente. Si se aplica la intuición normalmente se usa lo que ha sucedido en el pasado y aplicando este conocimiento se estima lo que puede suceder en el futuro, con cada una de las vías de acción, y en función de esta apreciación se toma la decisión. La decisión tomada analíticamente consiste en un estudio sistemático y evaluación cuantitativa de el pasado y el futuro, y en función de este estudio se selecciona la vía de acción adecuada. Ambos métodos se usan comúnmente en el problema de selección de equipo.

VI OBJETIVOS.

Si queremos hacer la selección de un camino entre varios que se presentan, y que solucionará el problema tendremos en alguna forma que comparar --

las posibles soluciones. Se presenta el problema de como compararlas ¿En función de qué? ¿Como valuarlas? El ingeniero deberá pues determinar un objetivo u objetivos que le servirán para valuar dichas vías de acción o caminos alternativos.

La labor del ingeniero está orientada por la economía, es decir tiene como objetivo fundamental adecuar el costo con la satisfacción de una necesidad. Aún cuando no es raro que en su labor el ingeniero se enfrente a problemas con objetivos contradictorios en el caso de la selección de equipo -- sus decisiones están orientadas por el criterio económico.

La valuación de las alternativas será pues una valuación de tipo económico, habrá que determinar el costo de las entradas a lo largo del tiempo y el beneficio que proporcionará la salida, también a lo largo del tiempo, para cada alternativa. De la comparación de estos costos-beneficios saldrá -- una manera de comparar las alternativas en que se basará el ingeniero para tomar su decisión. El ingeniero deberá pues tener un conocimiento profundo de los costos, y deberá definir tanto los costos físicamente creados por el uso de su alternativa, como los derivados de usar la solución propuesta por él.

La selección dependerá pues del criterio económico. La evaluación de las alternativas podría tomar la forma de:

$$\text{Eficiencia} = \frac{\text{Salida}}{\text{Entrada}} = \frac{\text{Ingreso}}{\text{Costo}}$$

También puede decirse pues que lo que busca el ingeniero es hacer máximas las utilidades.

VII PROCEDIMIENTO PARA TOMAR DECISIONES.

Definido el problema deberá hacerse un análisis del mismo, en esta fase se recaba toda la información que nos de un conocimiento profundo y completo del problema, con el objeto de poder definir y valuar el mismo, (posibles bancos, posición de la planta de asfalto, tipo de planta, etc.), lo que traerá como consecuencia una selección más depurada de las distintas alternativas-solución que se formulará en la siguiente etapa de la toma de decisión. Esta definición y valuación del problema se hará tomando en cuenta el objetivo.

En la siguiente fase se toman todas las alternativas posibles o cursos

alternativos de acción. En este caso es muy importante para escoger las alternativas posibles la preparación técnica del ingeniero.

La tercera fase consiste en comparar estos posibles cursos de acción en función del objetivo y al final de esta fase podremos tomar ya una decisión que vaya guiada al objetivo propuesto.

Por último se considera una última fase de especificación e implementación, en la cual se hace una descripción completa de la solución elegida y su funcionamiento.

VIII CERTEZA — RIESGO — INCERTIDUMBRE.

Se dice que una decisión se toma bajo certeza cuando el ingeniero conoce y considera todas las alternativas posibles y conoce todos los estados de la situación, consecuencia de tomar dichas alternativas, y a cada alternativa corresponde un solo estado futuro.

Se dice que una decisión se toma bajo riesgo si a cada una de las alternativas corresponden diversos estados futuros, pero el ingeniero conoce la posibilidad de que se presente cada uno de ellos.

Se dice que la decisión se toma bajo incertidumbre si el ingeniero no conoce las características probabilísticas de las variables.

IX PROCESO — SISTEMAS.

Al analizar el proceso constructivo y planearlo nos encontramos que en realidad estamos encontrando el grupo de decisiones que permitirán el logro de nuestros objetivos.

Para estudiar este proceso será indispensable analizar todas las variables o las más importantes que intervienen en él, las relaciones entre ellas y como una variación en cada una de ellas influye en que el resultado final se acerque más o menos a nuestro objetivo. Esto en realidad equivale a considerar la totalidad de cursos alternativos de acción en función del objetivo.

Normalmente las variables tienen limitaciones. Podremos tener limitaciones en tiempo, en recursos, en sumas mensuales a gastar.

Muchas veces los cursos alternativos de acción son muy grandes en número.

ro, y por esto es conveniente para compararlos con facilidad, encontrar como cada valor de la variable influye en la salida del proceso.

X RESTRICCIONES.

En la fase de análisis se fijan normalmente las restricciones o limitaciones. Estas pueden provenir de las especificaciones del diseñador, de limitaciones propias de la empresa, o restricciones externas, como no poder -- cambiar bancos de materiales, o por condiciones topográficas, estar fija la posición de las plantas de trituración, mezcla de base o planta de asfalto.

Es muy conveniente que el ingeniero no se cree restricciones ficticias, que le limitarán el encontrar soluciones alternas posibles. Esto limitará la aplicación de la técnica del ingeniero.

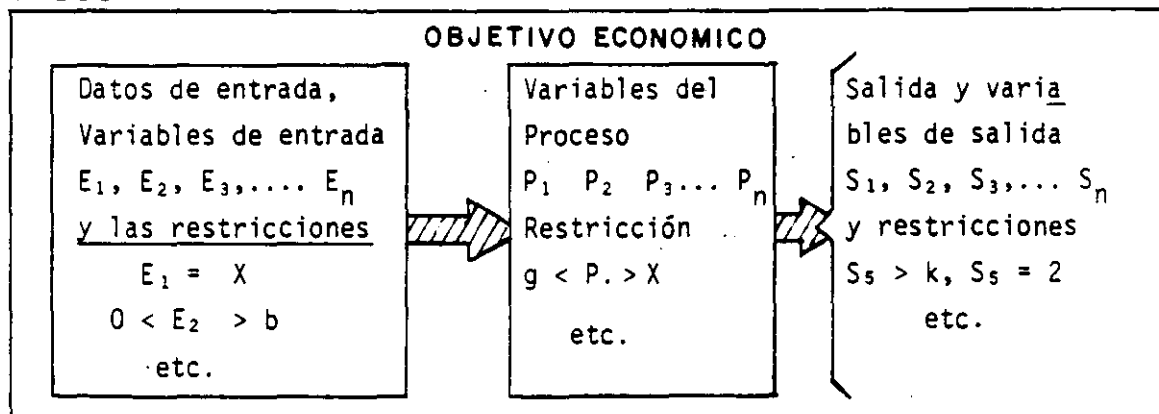
XI SELECCION DE VARIABLES.

No es fácil encontrar todas las variables, por otro lado no todas influirán importantemente en el proceso, es pues conveniente definir las variables significativas, esto es las que modifiquen importantemente la salida valuada en función del objetivo. Las variables pueden ser:

- a) Controlables, aquellas que podremos variar a nuestro antojo, como la influencia de iniciar los trabajos, el equipo a usar, etc.
- b) Las que no pueden ser controladas o manipuladas en el proceso, pero que influyen en la salida.

Podemos pues definir nuestro método de decisión usando la siguiente notación:

DADOS



Encontrar.

El conjunto de valores de las variables controlables que hagan óptimo - al criterio económico y que satisfagan las limitaciones y restricciones.

XII SISTEMAS - MODELOS.

Para tomar nuestra decisión o conjunto de decisiones dentro de los considerados anteriormente señaladas requerimos representar nuestro proceso - (sistema), de tal manera que operando sobre la representación modificando -- los valores de las variables controlables tengamos salidas que se aproximen o sean las mismas que las obtenidas al operar el sistema real.

Se define sistema como una cantidad individual delimitada formada por - un conjunto de componentes (pueden ser subsistemas) diseñadas para actuar es timuladas por factores externos (entradas) y orientadas para lograr la sali da deseada. De acuerdo con esta definición nuestro proceso constructivo de la pavimentación, en realidad constituye un sistema.

Una característica importante de los sistemas es que deben ser integra dos, esto es que exista una clara interdependencia entre todas sus partes -- (independientemente de que estas partes sean Sub-Sistemas o no) que constitu yan un todo de tal manera que al efectuarse un cambio en una parte, otras - queden en mayor o menor grado afectadas por dicho cambio.

XIII MODELOS MATEMATICOS.

Para manejar y planear sistemas, así como para ayudar a tomar decisio nes sobre sistemas establecidos, se han desarrollado gran cantidad de mode los matemáticos cuyo estudio pertenece a la investigación de operaciones.

Al enfretarse el ingeniero a las decisiones que tiene que tomar respec to a su sistema-obra, debe aprovechar los modelos ya desarrollados para ana lizar sub-sistemas o el sistema en conjunto.

La construcción de modelos ha tenido un desarrollo impresionante en los últimos años y esta actividad se amplía cada vez más. Paralelo a la cons -- trucción, la ampliación de los modelos a la práctica se está generalizando - también y los campos en donde se puede aplicar se pluralizan en el futuro.

En la actualidad existen modelos como la construcción de red de activi-

dades. El análisis de tiempos y relaciones de precedencia de la red se amplía al obtenerse además la ruta crítica y al poder agregar análisis de costos de recursos utilizados en las actividades.

Modelos como los de reemplazo ayudan a determinar la vida económica de las máquinas indicando cuando se debe hacer un reemplazo y cuando una reparación, etc., para que la operación de la máquina sea económica.

Modelos de control de inventarios pueden ayudar a establecer políticas óptimas, desde el punto de vista económico, para determinar cuánto y cuando se debe ordenar de cada uno de los materiales que se manejan en almacén y que tienen una demanda conocida.

La programación lineal y el problema del transporte tienen varias aplicaciones en el campo de la ingeniería civil. Se puede encontrar de la manera más económica de transportar cierto material (cemento, concreto, material de base o carpeta, etc.), desde un conjunto de orígenes donde existe en cantidades conocidas, hasta un conjunto de destinos donde es requerido en cantidades también conocidas. Se puede aplicar también a la asignación científica de personal, o de maquinaria, a la determinación óptima de la mezcla de materiales procedentes de diferentes bancos para proporcionar cierta cantidad para una base cumpliendo con especificaciones conocidas.

En aquellos fenómenos en los que se forma una cola porque no existe un equilibrio entre la demanda de servicio y la rapidez con que este servicio se proporciona, también pueden utilizarse modelos ya desarrollados.

La parte de la investigación de operaciones que se ocupa de su estudio se llama teoría de los fenómenos de espera. Es fácil localizar problemas de este tipo de un sistema-obra.

Por ejemplo los camiones en fila, esperando que una excavadora, pala, draga, cargador, etc., los cargue para estudiar la capacidad, número rapidez (eficiencia) que los cargadores deben tener para lograr un equilibrio económico, o para impedir que la cola de camiones sea demasiado larga.

Hay además multitud de problemas económicos de comparación entre alternativas en los que debemos mencionar la necesidad de juzgar las diversas alternativas que se presenten no solo por el costo directo, inmediato que cada una de ellas tengan, sino también por los costos futuros consecuencias de dichas alternativas.

Para hacer estas comparaciones con cantidades homogéneas hay que tomar en consideración el valor del dinero en el tiempo y el manejo de tasas de interés, temas de gran interés para las decisiones del ingeniero.

Con el desarrollo de las computadoras electrónicas de la investigación de operaciones se ha desarrollado en la creación de modelos no analíticos -- que expresan las reacciones más importantes y que simulan lo más posible las condiciones reales.

Esta técnica se llama simulación y su aplicación ha tenido éxitos notables. Han sido especialmente útiles aplicados al diseño y la operación de obras de ingeniería, pero no hay razón para suponer que no pueden aplicarse con igual éxito a la construcción.

La explotación de una pedrera, la trituración de un material para base, el acarreo de materiales para la pavimentación, etc., son operaciones que fácilmente se podrían simular.

XIV TOMA DE DECISION.

a) Prueba del Modelo.

Es muy conveniente que al desarrollar un modelo, para que represente convenientemente el sistema se pruebe continuamente mientras se está construyendo.

Al terminar el modelo se realizan pruebas para garantizar su propiedad. Si el modelo tiene deficiencias, es decir las salidas, no corresponden a la realidad del sistema, pueden deberse a que no se seleccionaron adecuadamente las variables significativas, o bien las relaciones entre variables no corresponden a la realidad.

Pueden también probarse el modelo a través de pruebas parciales o restringidas de las soluciones propuestas siempre que esto sea posible.

b) Sensibilidad.

Sensibilidad de un sistema en general se refiere al cambio o cambios en los parámetros del sistema (coeficiente o en su caso entradas).

La sensibilidad tiene especial importancia, pues le indica al ingeniero como se comporta una decisión cuando las condiciones cambian por alguna razón, como por condiciones del material cambia el equipo de compactación.

El estudio de la sensibilidad es muy importante para formar la decisión, puede ser que una decisión tenga alta sensibilidad, esto sea vulnerable a pequeños cambios de las variables controlables. Cuando esto sucede es muy con

veniente realizar una investigación que nos asegure la validez de los datos que están siendo evaluados.

c) Selección de la Vía de Acción.

Cualquiera que sea el sistema de comparación de alternativas, desde simple intuición hasta el uso de complicados modelos matemáticos, hay que tomar en cuenta ciertas condiciones que influyen importantemente en la decisión.

En primer lugar la persona o personas que van a tomarla. En general la valuación en términos del objetivo no forma algunas variables en consideración, o puede ser que se consideran variables no significativas algunas variables de carácter probabilístico. Una persona con propensión a no tomar riesgos en un caso de los anteriores, tomará una decisión diferente a una persona que toma riesgos. Esto es una característica psicológica del sujeto que va a tomar la decisión y conviene tomarlo en cuenta.

De todos modos hay que repasar las variables que se consideren no-significativas, pues hay variables que para ciertos valores no son significativas, pero que en otros rangos si lo son. Un repaso en función de la valuación de las alternativas es pues conveniente.

También es frecuente que la valuación se realice bajo certeza, cuando - en prácticamente todos los problemas de Ingeniería se presentan bajo riesgo o incertidumbre. En el momento de tomar una decisión, conviene también repasar cuales son las condiciones en que realmente se presenta el problema.

El análisis de sensibilidad es también muy conveniente, pues nos indicará como se comporta una solución ante variaciones en las condiciones planteadas, como por ejemplo que sucede si en vez de trabajar un turno trabajo dos o tres.

En general todos estos puntos son analizados y pesados al tomar la decisión, cualquiera que sea el procedimiento de valuación de alternativas que se haya seguido.

XV DECISION.

Especificación de una Solución. Una vez elegida la solución en la toma de decisiones, inmediatamente se deberá proceder a especificar los atributos físicos y las características de funcionamiento de la misma con tanto detalle como se requiera para que las personas que van a participar en su imple-

mentación conozcan hasta el detalle necesario. Principalmente cuando el que planea es una persona diferente del que ejecuta, es preciso elaborar cuidadosamente documentación, de tal manera completa, que pueda comunicar a otros la solución.

Normalmente se hace mención de la necesidad de la solución propuesta, se especifica la solución, mediante dibujos y especificaciones y se justifican sus características y funcionamiento.

Muchas veces se hace necesario acompañar todo esto con un resumen del proceso decisorio, y de los argumentos empleados para seleccionar la vía de acción, de tal manera que si se hace necesario el algún momento revisar la solución estos pueda hacerse fácil y rápidamente.

Aceptación de la Solución. Se ha demostrado con experimentos que una solución derivada de un análisis cuantitativo normalmente tiene poca aceptación. Es frecuente que las personas a las que se propone se inclinen por aceptar más fácilmente una solución derivada de la experiencia que una que tenga bases cuantitativas, pero que sea deducida.

Para tener mayores probabilidades de éxito en la aceptación de la solución a la persona o personas que se van a dedicar posteriormente a la implementación.

Esto es común hacerlo formando un equipo con la persona que planea y la o las que posteriormente van a encargarse de la implantación del plan. Desafortunadamente esto no es posible a veces o la planeación en Construcción de Pavimentos muchas veces se hace antes de iniciar los trabajos; por ejemplo si se concursa para definir el valor probable de los trabajos. Esto hace difícil lograr que se facilite al planeador el que se acepte su plan a priori.

Por otra parte es común que se tenga que cambiar al encargado de los trabajos y que el nuevo encargado no acepte las soluciones contenidas en el plan que se estaba siguiendo.

Es pues muy conveniente que se preste gran atención a la forma en que se va a presentar el plan que contiene las decisiones deducidas analíticamente, pues si el ejecutor no piensa que las decisiones son correctas es bastante probable que la solución sea un fracaso.

Un sistema que se ha seguido con éxito es reunir a todos los encargados de las obras para prepararlos en las técnicas de la decisión. Aprovechar para que entre todos planeen el sistema de información decisión que servirá para planear las obras, de modo que tengan confianza en el método y crean en él. Sin embargo cualquier sistema tiene sus fallas que tendremos que estar prontos a corregir problema que se presente en la implementación proveniente de que el encargado "duda" de la solución propuesta.

Implantación. Es muy frecuente que al implantar la solución se presenten condiciones no previstas que obliguen a modificar en poco o en mucho la solución especificada. Por otro lado puede también suceder que la realidad no conteste completamente a lo previsto en el análisis. En ambos casos es muy conveniente que en estas modificaciones necesarias intervenga la persona que se encargó de seleccionar la vía de acción más conveniente, para que al realizar dichas modificaciones no se caiga en otra vía de acción inconveniente desde el punto de vista del objetivo.

Esto se obvia organizando reuniones entre los encargados de planeación y los de la implantación del plan, que muchas veces conduce a modificaciones que mejoran inclusive la solución.

Control. Cuando se trata de una cadena de decisiones o el proceso se realiza en tiempos largos es indispensable al planear la solución, planear también las herramientas de control, con objeto de poder supervisar fácilmente si la realidad se comporta de acuerdo con lo previsto.

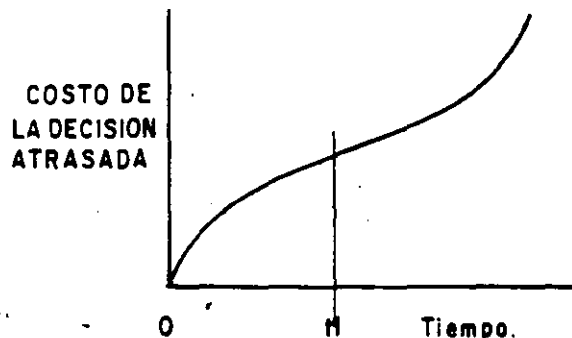
Posteriormente se ampliará el concepto de control, pero conviene recordar que el control es una herramienta indispensable para lograr resultados satisfactorios.

Oportunidad de las decisiones. Toda decisión tomada por el ingeniero debe cumplir entre otras condiciones la de ser adecuada y oportuna.

La segunda de las características mencionadas, la oportunidad en las decisiones, es tan importante como la primera. No basta que la decisión que se toma sea adecuada, es necesario que también sea oportuna para que ejerza la función para la cual se requiere.

Si la decisión es adecuada y oportuna, se logrará el resultado deseado. Si sólo se satisface una de las dos condiciones anteriores, no se obtendrán los resultados apetecidos.

Si se define el costo de la decisión atrasada como la diferencia entre el costo en el tiempo t menos el costo en el tiempo cero, considerando que el tiempo cero en que se debe tomar la decisión, se puede describir la forma teórica general que el costo de la decisión atrasada tiene, independientemente del tipo de decisión de que se trate, a través de la gráfica siguiente:



Si la decisión de toma en el momento justo (tiempo cero) el costo de la decisión atrasada será cero; a medida que pasa el tiempo el costo de la decisión atrasada aumenta con una cierta rapidez fr crecimiento hasta llegar a un tiempo t_i después del cual esta rapidez se encrementa notablemente. Así, para toda decisión se pueden distinguir dos regiones la primera de 0 a t_i , donde el costo de la decisión atrasada no es muy importante, y de t_i en adelante, donde el costo de la decisión atrasada puede resultar tan alto, que puede afectar seriamente la actividad de que se trate, o tal vez el proyecto completo desde el punto de vista económico. Sin embargo, aunque se conoce la forma de la curva, es muy difícil definirla cuantitativamente para una decisión cualquiera. Las escalas, como es lógico suponer, son diferentes para cada caso; tanto para lo que se refiere a los costos como a los tiempos. El costo de la decisión atrasada es tanto más difícil de cuantificar cuanto más complejo sea el sistema en el cual se hace la decisión, ya que un atraso en una decisión no suele afectar exclusivamente a una actividad, sino a un conjunto de actividades directa o indirectamente conectadas a ella.

Decisiones Correctivas. A lo largo del tiempo de ejecución del proyecto y mediante los mecanismos de control podemos detectar desviaciones significativas entre lo planeado y lo real. Estas desviaciones deberán corregirse tomando una serie de decisiones que tiendan a colocar el proyecto en su ejecución correcta. Esta serie de decisiones correctivas pueden originar una modificación completa de la planeación o sea una replaneación del proceso. En el caso de estas decisiones es particularmente importante que sean oportunas, pues en caso de dilaciones el costo de la decisión atrasada se eleva muy rápidamente con el tiempo, puesto que el proyecto está en marcha.

XVI DECISIONES CON VARIABLES ALEATORIAS.

a. Generalidades.

En todos los problemas a que se enfrenta el Ingeniero Civil existe un grado de incertidumbre principiando por la información que recibe, las condiciones del medio ambiente etc.

El concepto probabilidad es conocido por todo el mundo y su definición ha variado en el transcurso del tiempo. La definición matemática de la probabilidad no pertenece a este curso y en su lugar se puede hablar de probabilidad como la frecuencia relativa de éxito en un experimento, de forma que es el cociente del número de eventos favorables dividido entre el número total de eventos del experimento. De esta definición se puede de inmediato concluir que la probabilidad variará entre cero y uno incluyendo ambos valores, pero que no puede tomar ningún otro valor menor de cero o mayor de uno.

Certeza probabilista es la que se tiene con respecto a un fenómeno o -- evento cualquiera con probabilidad de ocurrencia = 1. (Evento seguro).

Sin embargo, dentro de los sistemas - obra es muy difícil encontrar - - eventos cuya probabilidad de ocurrencia sea uno. Esto nos dirige hacia la - utilización de técnicas que tomen en cuenta el aspecto probabilista de los - fenómenos que maneja. Esto no quiere decir que el ingeniero trate todos los problemas en forma probabilista, sino que cuando menos tenga en cuenta el as_ pecto probabilista y lo utilice cuando el problema por su importancia se lo_ exija.

Muy relacionados con los aspectos de probabilidad están los conceptos - de riesgo e incertidumbre. En realidad ambos reflejan el punto de vista pro_ babilista de los problemas y no hay distinción clara entre ambos conceptos. - Mientras algunos autores los consideran equivalentes, otros establecen una - distinción, la que adoptaremos aquí: El análisis del riesgo lo utilizaremos_ en aquellos casos en que existan eventos probabilistas, pero sus caracterís_ ticas (la más importante es la distribución de probabilidad) se conocen; -- mientras que la incertidumbre existe en aquellos casos en que no se conocen_ las características probabilistas de un fenómeno.

XVII DECISIONES A NIVEL DE OBRA.

a) Minimizando costo directo.

Este es un método comunmente usado en la obra para definir el equipo - adecuado y en general tomar la decisión de qué procedimiento debe usarse en_ una obra determinada. Tiene la ventaja de su simplicidad, pero considera co_ mo sistema la actividad específica a analizar y no considera la relación de_ las diferentes actividades o sistemas de la obra entre si.

Es costumbre relacionar a posteriori las actividades similares para bus_ car una optimización posterior. Por ejemplo todas las actividades que se re_ fieran a compactación.

b) Considerando gastos indirectos.

Puede considerarse el sistema obra completa, lo cual es complicado, pe_ ro más comunmente se consideran algunas variables significativas que tienen_ que ver con gastos generales y se controlan como tales. Por ejemplo conside_ rar el Costo del Almacén, Costo Financiamiento, etc.

c) Flujo de información.

Se adjunta flujo de actividades para evaluar una alternativa, este flu-

jo es de carácter general y tendrá las modificaciones que el tipo especial - de obra indique. La decisión del tipo de equipo puede hacerse repitiendo la evaluación alternativa por alternativa seleccionando la más conveniente desde el punto de vista económico. Es común este sistema.

XVIII DECISIONES A NIVEL GERENCIA.

Las decisiones a nivel gerencia se tomarán considerando el sistema-empresa. En este sistema las obras son subsistemas.

Es común que una decisión a nivel de gerencia modifique una decisión aparentemente óptima considerando el sistema obra. Esto si no es explicado adecuadamente puede ocasionar problemas serios entre las relaciones ejecutor gerente; pues aparece como contradictorio el hecho de que se proponga una solución a nivel de obra, que ha sido convenientemente analizada y la decisión sea diferente y en pariencia menos convenientes.

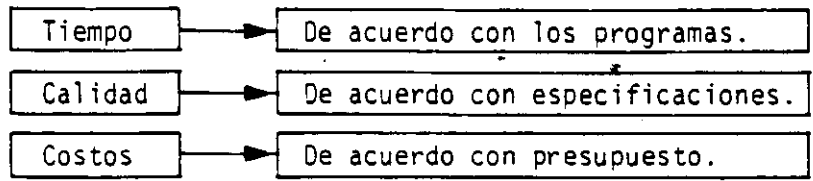
Es difícil aplicar un método cuantitativo que tome en cuenta todas las variables significativas. Sin embargo se consideran algunas que son de especial relevancia, por ejemplo los aspectos financieros.

En resumen podríamos plantear las tres preguntas que se indican a continuación y buscar su solución.

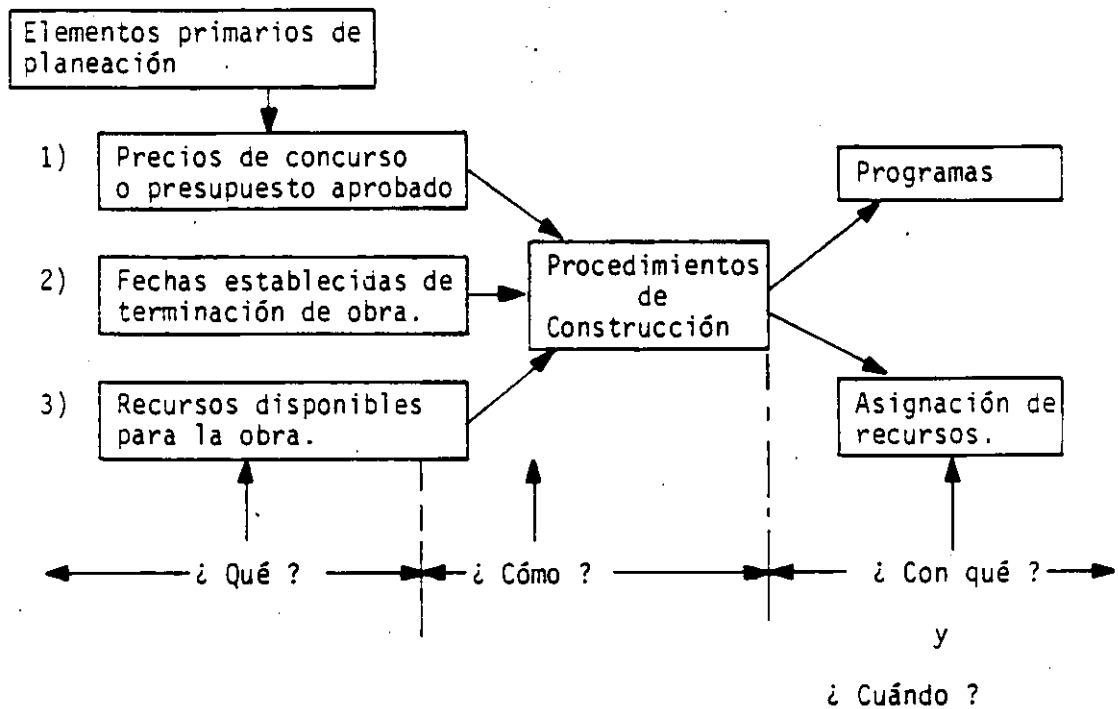
¿Qué hay que planear?

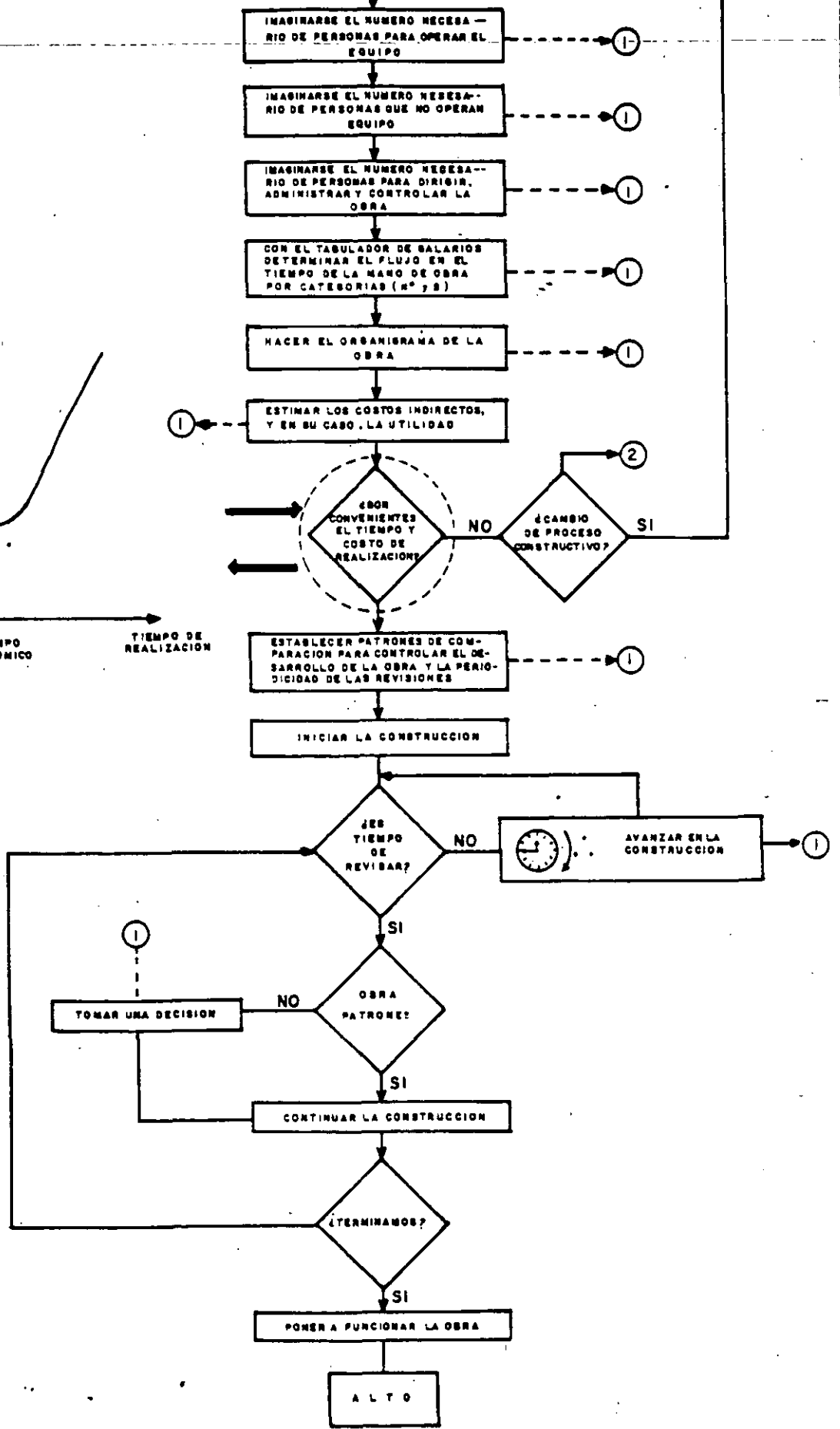
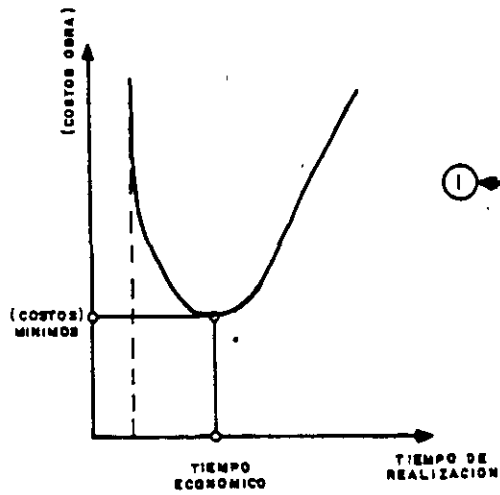
- | | | |
|----|------------------|---|
| 1) | Programas | { De Obra
De Recursos
De Egresos
De Ingresos |
| 2) | Costos | { De Recursos
De Conceptos de Obra.
Indirectos. |
| 3) | Especificaciones | { De Materiales
De Resultados
De Medición. |

¿ Qué hay que controlar ?

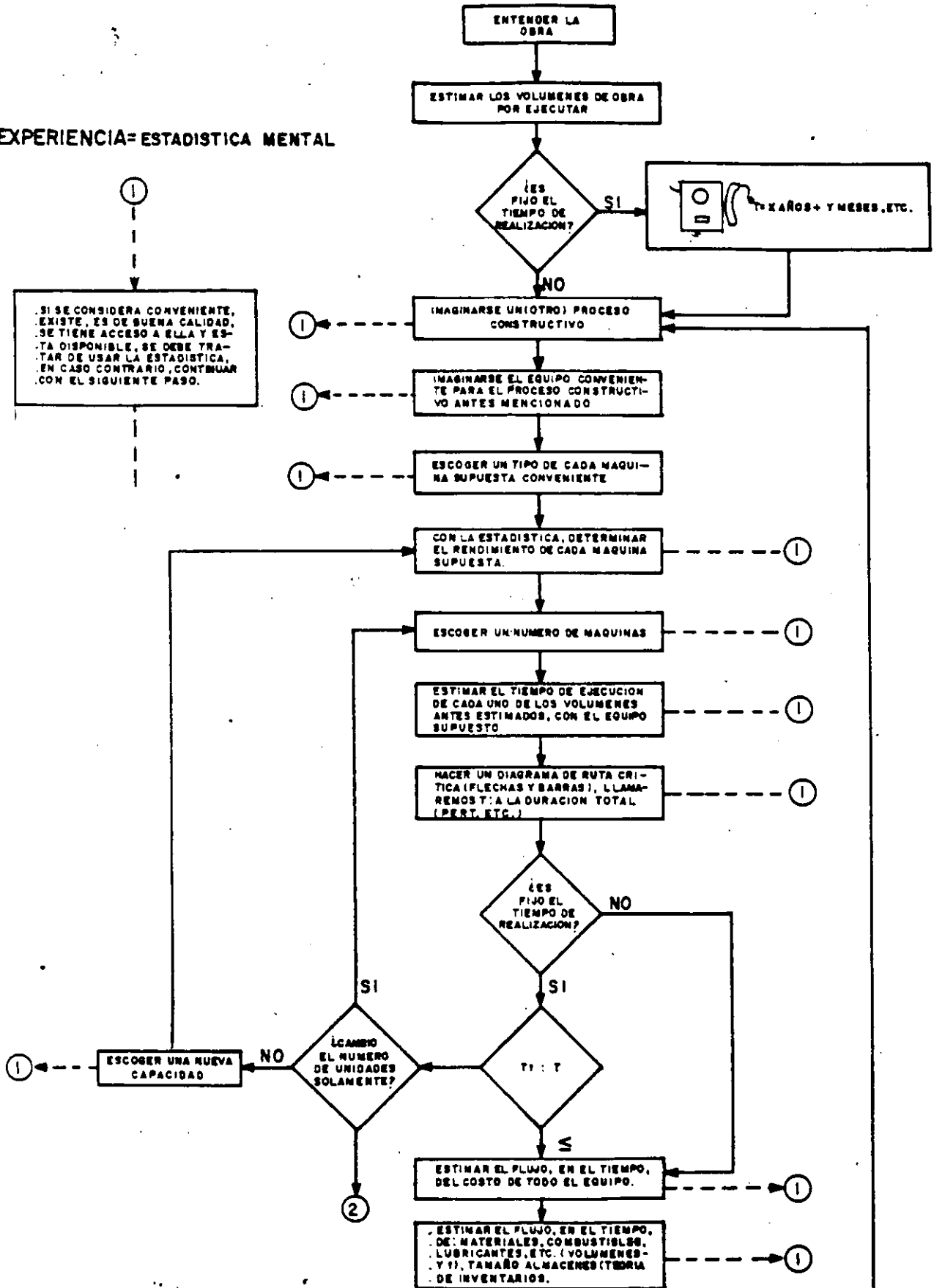


¿ Cómo planear ?





EXPERIENCIA= ESTADISTICA MENTAL





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

**CURSOS ABIERTOS
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I**

**CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS RIGIDOS, PROCEDIMIENTOS DE
CONSTRUCCION DE LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO**

ING. LUDWIN LINDNER STRAUS

CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS RIGIDOS, PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION DE LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO.

I COMENTARIOS.

La utilización del concreto hidráulico para pavimentos está muy extendido en todas las ramas de la construcción, ya sea caminos, aeropuertos, fábricas, obras portuarias, obras hidráulicas, urbanizaciones, etc.

Continuamente se están requiriendo mayores volúmenes de pavimentos de concreto hidráulico ante todo en áreas expuestas a excesivo desgaste por tránsito intenso y pesado o materiales corrosivos.

El pavimento de concreto hidráulico puede soportar excelentemente todas las condiciones de tráfico intenso pesado, materiales químicos corrosivos y dañinos en relación a otros tipos de pavimentos, sin afectar su calidad y durabilidad. Sin embargo como el concreto hidráulico es de sencillo manejo, muchos constructores abusan de los procedimientos de colocación inadecuado, obteniendo como resultado pavimentos de mala calidad y de poca durabilidad.

Si observamos las normas que establecen las especificaciones para la fabricación y colocación del concreto hidráulico en pavimentos seguramente obtendremos resultados en economía y calidad tanto a corto como a largo plazo.

Un pavimento de concreto hidráulico que se ha construido respetando y cumpliendo con las especificaciones, prácticamente no tendrá costos adicionales de conservación o mantenimiento durante su vida de proyecto.

En los siguientes capítulos vamos a tratar de establecer algunos métodos adecuados de trabajo para la pavimentación de losas de concreto hidráulico que cumplen con las normas de especificaciones en fabricación y colocación para obtener resultados óptimos en calidad, costo y duración máxima.

II TRABAJOS PREVIOS.

1 Preparación sub-base.

Los niveles de la Sub-base deberán estar dentro de las tolerancias que marcan las especificaciones, por lo que habrá que tener especial cuidado en la ejecución de ésta etapa de trabajo. Una falla en los niveles puede causar serios transtornos al avance del trabajo para la etapa de colocación del pavimento de concreto hidráulico que siempre se traducen en costos adicionales no recuperables para el constructor. Si los niveles quedan bajos habrá que rellenar la depresión con material de base dándole el tratamiento adecuado para renivelar y llegar a niveles de proyecto. En el caso que los niveles estén altos habrá que recortar la sub-base y tratar de llegar a los niveles de proyecto. Es difícil recortar uno o más centímetros, que se requieran para la renivelación, y siempre se recorta más volumen debido a las características del material de sub-base que normalmente contiene agregados de tamaño de 2". Como resultado cuando fallan los niveles de la sub-base generalmente se sustituye el volumen faltante con concreto hidráulico, esto en costos es del orden de 10 veces superior al de sub-base hidráulica. Para evitar estos costos adicionales se hacen las siguientes recomendaciones:

1.1 Deberá ajustarse a los reglamentos y especificaciones de sub-base para pavimentos.

Antes de iniciar el trabajo de colocación de losas de concreto deberán hacerse los ajustes en niveles de la sub-base ya sea recorte o adicionar material, reconstruir zonas defectuosas para quedar dentro de especificaciones.

En el caso de usar equipos de tendido con formas deslizantes deberán dejarse el ancho de la sub-base 80 cm mayor a cada lado al ancho de proyecto del pavimento.

1.2 Cuando se use formas de cimbra fija en la operación de pavimentación, el ajuste de los niveles de la sub-base puede hacerse montando el equipo de recorte sobre las formas que han sido alineadas y niveladas previamente o hacerlo manualmente. En caso de usar equipo de nivel automático guiado sobre un cable previamente nivelado puede caminarsse sobre la sub-base.

Para ajustar niveles finales en sub-base de suelo cemento tendrá que hacerse la operación de afinado antes que se produzca el endurecimiento inicial o sea 3 ó 4 horas de colocado.

1.3 Como operación final deberán volverse a checar los niveles de proyecto, así como las compactaciones en zonas que se vieron afectadas por recortes o rellenos.

En caso de estar especificando un material impermeable sobre la sub-base, deberá colocarse éste material para su protección.

1.4 En caso de permitir el tráfico sobre la sub-base recibida, habrá que hacerlo con mucha precaución para no dañarla, si se altera la superficie de la sub-base habrá que compactarla antes de proceder a colocar el concreto del pavimento.

2. Formas Estacionarias (Cimbras).

2.1 Las formas deberán construirse fuertes y lo suficientemente rígidas para poder soportar la carga de los equipos de tendido, vibrado y acabado.

2.2 Se recomienda las siguientes especificaciones:

Normalmente las formas son de 3 m de largo, la base debe ser 0.75m de altura, pero nunca menor de 20 cms, la lámina que se usará variará de 1/4" a 5/16" dependiendo de la carga que van a soportar. Para decidir el espesor de la lámina se apoya la forma en sus extremos con viga libre y se aplica una carga equivalente al peso del equipo que va a soportar, la deformación máxima que puede admitirse es de 0.64 m (1/4").

La forma deberá estar provista de aditamentos que permitan su rápida alineación y colocación para quedar perfectamente unidas entre sí y un sistema de fijación a la sub-base, de no menos de 3 pijas por forma.

2.3 La forma colocada deberá resistir sin vibración, no tocarse, no tener efectos de resorte o asentarse al paso del equipo de colocación de concreto.

2.4 Las formas de 3 m deberán cumplir con los siguientes requisitos de alineamiento. Por alineamiento vertical deberán estar dentro de 0.32 centímetros (1/8") y para el horizontal de 0.64 m (1/4").

2.5 Es importante que la sub-base sobre la que se colocarán las formas de cimbra esté perfectamente compactada y nivelada a manera que la forma apoye en toda su base y longitud uniformemente. El nivel y el alineamiento deberán ser checados por la cuadrilla de topografía y cual

quier falla deberá ser corregida de inmediato, una vez rectificada su buena colocación se procederá a fijar la forma mediante pijas lo suficientemente largas y fuertes que aseguren que queden sólidamente fijadas a la sub-base y alineadas libre de todo movimiento en cualquier dirección.

2.6 Las formas no deberán estar desviadas más de 0.60 m (1/4") de su línea de proyectos en cualquier punto.

2.7 Las formas deberán estar perfectamente limpias antes de proceder a iniciar el colado.

2.8 Si la operación de nivelar y alinear las formas afectó a la sub-base aflojándose, deberá procederse a recompactar ésta.

La preparación de la sub-base deberá estar lo suficientemente adelantada para que no interfieran las operaciones de ésta con el colado de losas.

3. Materiales.

3.1 Es necesario hacer una revisión cuidadosa de la existencia y calidad de los materiales, deberán tenerse en suficiente cantidad para no sufrir interrupciones en el proceso del colado, debido al suministro -- por falla en producción, lluvias, crecientes en ríos y otras eventualidades.

4. Laboratorio.

Es indispensable contar con un laboratorio con instalaciones suficientes para controlar la calidad de los materiales y concretos colados. Esto, permite hacer los ajustes a los concretos en caso de requerirlo y tener certeza de cumplir con las especificaciones.

5. Equipo.

Deberá verificarse que el equipo de colado, tendido, compactado, acabado, aserrado, curado y alumbrado, esté en perfectas condiciones de trabajo para garantizar jornadas completas sin interrupciones.

6. Personal.

Se establecerán los turnos de trabajo y se integran las cuadrillas necesarias para cada turno, checar que estén equipadas con las herramientas de -

trabajo para que puedan desempeñar eficientemente su trabajo. Para dar los niveles y el alineamiento de las formas deberá contarse con una cuadrilla de topografía.

III DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO PARA FABRICACIÓN Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO.

Descripción breve de las diferentes equipos que intervienen en la Fabricación y Colocación de Concretos Hidráulicos en Pavimentos:

1. Equipo de Fabricación.

Para la fabricación del concreto hidráulico es recomendable usar Plantas de concreto integradas con Silo para cemento, compartimientos separados para cada tamaño de agregado. En caso de usar cemento envasado, deberá disponerse de bodegas para almacenarlo en cantidades suficientes para garantizar una producción de concreto continua sin interrupciones.

Además deberá tener un sistema de alimentación para cemento envasado. Es indispensable el equipo de dosificación que incluye tolvas pesadoras, básculas y controles de dosificación. El cemento deberá pesarse en tolva separada y no en forma acumulativa con los agregados. Además dispondrá de dispositivos con controles electrónicos.

Es necesario contar con un Sistema de Alimentación de Agua, base de hidrómetro para su exacta dosificación.

El tamaño de las básculas deberá ser el adecuado para hacer la pesada de una revoltura completa en una sola operación.

El equipo de pesado deberá ser capaz de efectuar mediciones precisas y uniformes de todos los materiales dosificados en la Planta. La precisión del equipo de pesado deberá verificarse periódicamente durante la operación de la Planta.

2. Equipo de Transporte.

Para transportar el concreto al sitio de colado se necesitan equipos que garanticen la entrega del concreto de buena calidad, sin segregación y sin pérdida de humedad.

Podemos distinguir dos equipos de Transporte según la distancia de acarreo.

Para distancia hasta de 3 kilómetros y en caminos parejos podremos usar camiones de volteo de 5 a 6 M3 que tengan caja en buen estado y selle perfectamente la puerta de descarga; es conveniente cubrir la caja con una lona para evitar la evaporación del agua del concreto. Normalmente no hay problema de segregación para esta distancia debido al bajo revenimiento del concreto que se utiliza en los pavimentos.

Para distancias mayores conviene usar equipos especializados en el acarreo de concreto, básicamente en un camión con caja en forma de media pera que pueda estar equipado con un agitador dentro de la caja y vacía la caja mediante volteo (Dumpcrete).

Después de cada viaje de concreto es necesario lavar las cajas de los camiones de acarreo para retirar cualquier material adherido o seco. Esto sirve de limpieza y lubricación de la caja y ayuda a la descarga del siguiente viaje de concreto con más facilidad.

Con frecuencia se usan las ollas revolventoras montadas en camión (moto-revolventora) para el transporte de concreto. Sin embargo este procedimiento no es recomendable ya que este equipo maneja concretos con revenimientos mayores al recomendado en pavimentos de concreto hidráulico.

3. Equipos de Colocación, Compactación y Terminación.

Estos pueden dividirse en dos grandes grupos:

A.- EQUIPOS CON CIMBRA DESLIZANTE.

B.- EQUIPOS CON CIMBRA ESTACIONARIA.

A.- EQUIPOS CON CIMBRA DESLIZANTE.

El uso de pavimentadoras con cimbra deslizante requieren tener especial cuidado en varios aspectos del trabajo, para obtener resultados buenos. Su principal uso se recomienda en la construcción de pavimentos en carreteras.

La Sub-base tendrá que estar en tolerancia de nivel y compactación que fijan las especificaciones, además se tendrá que dejar 80 cm más ancha en cada lado del pavimento para apoyar los carriles del equipo de tendido.

El concreto que se suministre deberá tener una calidad uniforme con el más bajo revenimiento que permita trabajarlo.

EQUIPO PARA COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA DESLIZANTE.

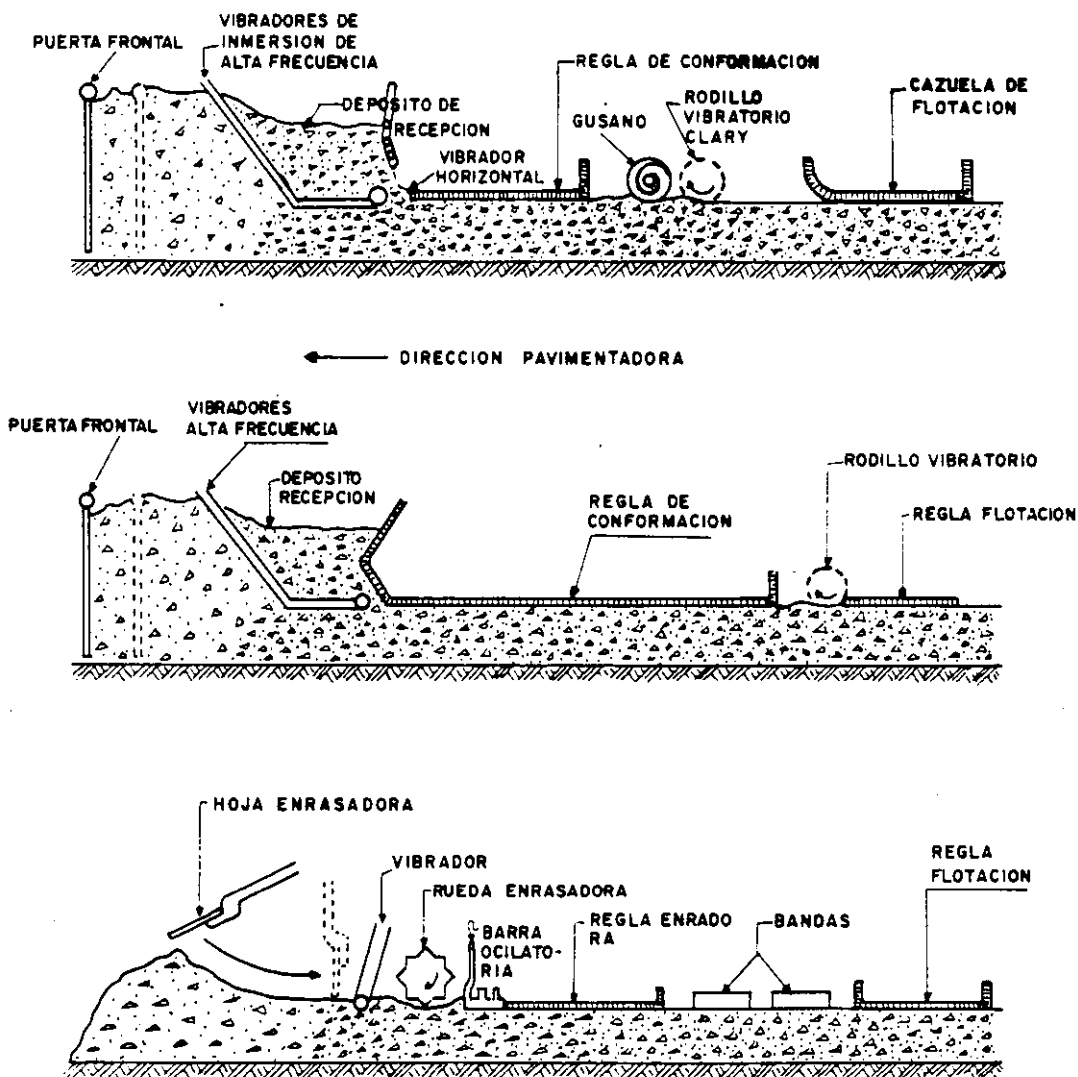


Figura 1

EQUIPO PARA COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA DESLIZANTE

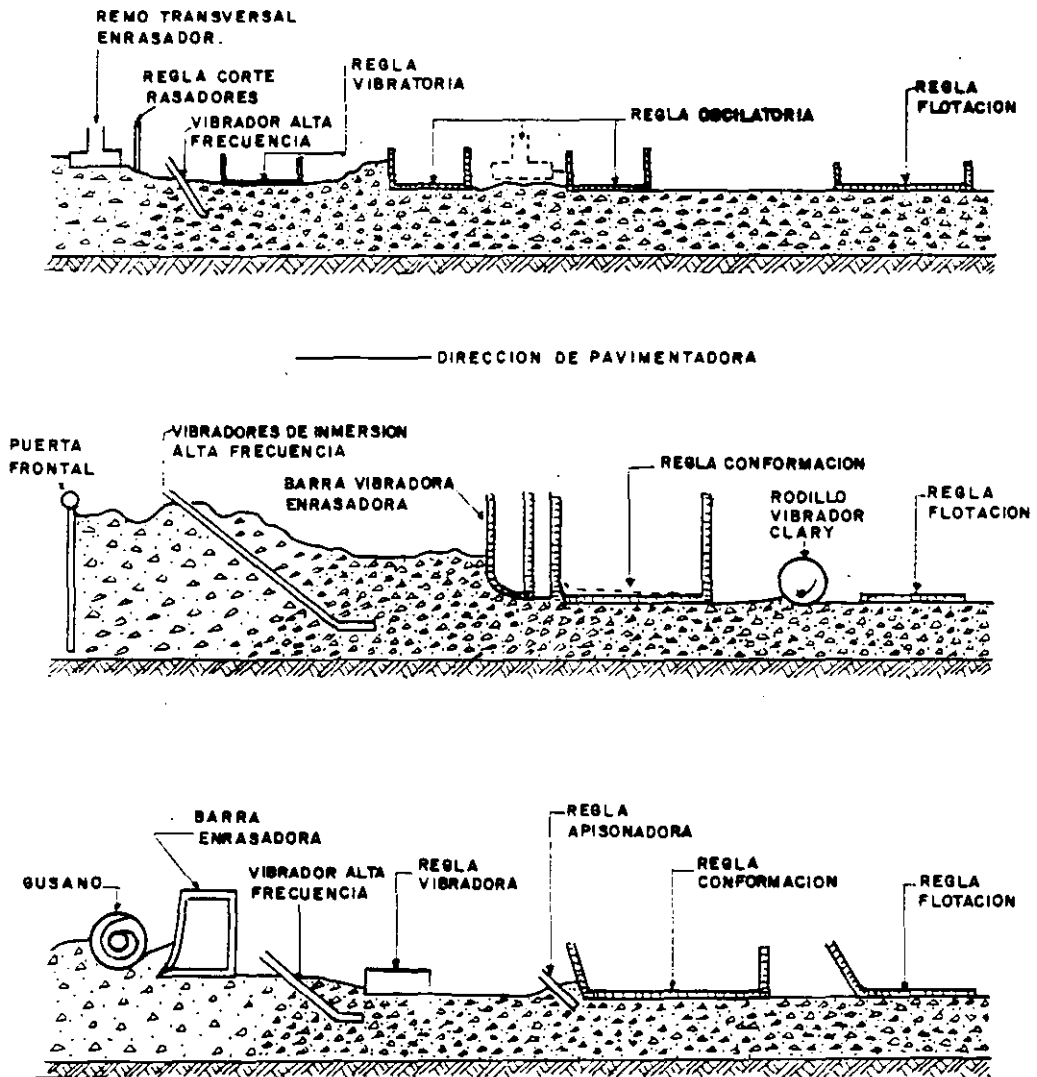


Figura 2

La operación del equipo con cimbras deslizantes es más económico que - aquel de cimbra fija removible, se ahorra obra de mano y en equipos adicionales, se trabaja en zonas más compactas facilitando la supervisión y calidad del trabajo.

La capacidad de ajustarse a una gran gama de dimensiones es otra gran ventaja.

Se han realizado construcciones de losas de concreto de pavimentos de espesores variables desde 15 cm hasta 30 cm y ancho desde 3 m a 15 m, en losas con o sin refuerzo.

Otra ventaja para el uso de pavimentadoras de cimbra deslizante es el factor inversión-producción.

En producciones masivas es más económica la utilización de este equipo, en comparación al de cimbra fija.

A.1 Problemas Principales.

Es necesario tener personal y técnicos de operación altamente entrenado.

Deberán usarse métodos de tendido automáticos apoyados en alambre de acero previamente alineados y nivelados.

Para lograr obtener buenos resultados tienen que hacerse experiencias con el equipo y personal, o bien buscarlos entrenado con suficiente experiencia en este tipo de trabajo, lo cual no es fácil. La atención y mantenimiento del equipo de pavimentación requiere de mecánicos y personal altamente especializado, inclusive asistencia del fabricante, ante todo los equipos electrónicos y componentes electrónicos requieren de técnicos calificados. Este personal es difícil de conseguir y en muchos casos habrá que formarlo.

A.2 Preparación de Sub-base.

Uno de los problemas más importantes para el uso de pavimentadoras con cimbra deslizante es lograr los niveles que fijan las especificaciones para la sub-base y que para este sistema es indispensable alcanzar. Cualquier defecto en la sub-base, puede producir variantes en los espesores de las losas y rugosidades en la superficie de las mismas. Este defecto puede reducirse mediante el uso de equipos con controles automáticos en el afine de sub-base.

A.3 Concreto de calidad uniforme.

Deberán dosificarse concreto con una calidad uniforme con materiales bien graduados y revenimientos, lo más bajo posible, se recomienda usar plantas de concreto automatizadas.

A.4 Aplastamiento de los extremos de la losa.

Esto sucede cuando se usa concreto de calidad no uniforme, mal vibrado o de revenimiento alto, (arriba de 6 cm), también pueden presentarse cuando las condiciones climatológicas son desfavorables, tales como humedad excesiva o bajas temperaturas, así como mal control de la máquina, etc.

A.5 Pavimento rugoso o mal acabado.

Puede deberse al tipo de materiales usados, a la sub-base que esté en malas condiciones, problemas climatológicos, al ajuste de una máquina por ser nueva, o al excesivo desgaste de una máquina usada.

En cada caso deberá resolverse de acuerdo con las condiciones del trabajo y equipo.

B. EQUIPO DE COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA ESTACIONARIA.

Existe una gran cantidad de equipos para pavimentación que utilizan cimbras de formas estacionarias.

Tiene una gran ventaja sobre el sistema con cimbra deslizante de poder garantizar mejor los niveles de la rasante y no tiene desplomes en los hombros. La cimbra se coloca previamente alineándola y nivelándola, y luego sirve de apoyo al equipo de colocación y vibrado y terminación final.

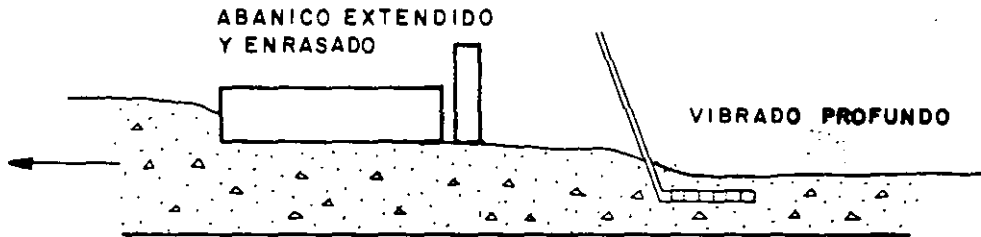
También es posible adaptar los equipos con cimbra deslizante al sistema de cimbra fija, con pequeñas adaptaciones.

Para aeropuertos es preferible usar equipo de pavimentadoras apoyadas en cimbra estacionaria dado que este sistema garantiza mejor la obtención de los niveles que exijan las especificaciones.

En México para la pavimentación de Aeropuertos con concreto hidráulico, se han requerido de 20 a 50 m³/hora.

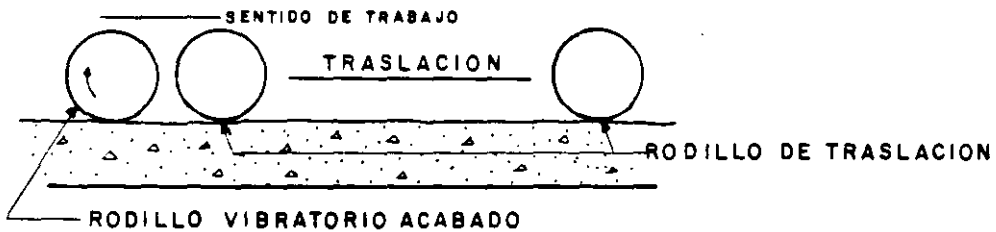
EQUIPO PARA COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA ESTACIONARIA FIJA.

EQUIPO EXTENDIDO Y VIBRADO PROFUNDO



EQUIPO DE VIBRADO Y TERMINADO SUPERFICIAL

A.- EQUIPO CLARY.



B.- EQUIPO MAGGINES.

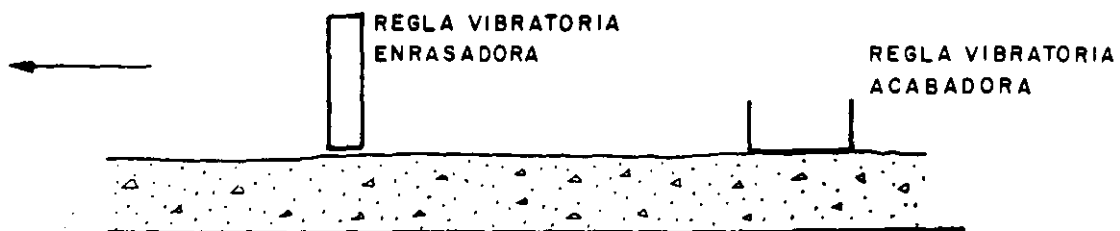


Figura 3

Vamos a describir algunos de los equipos que pueden utilizarse para estos volúmenes de colado con cimbra fija.

B.1 Equipos de Colocación y Compactación.

El primer equipo sería un conjunto de tendido y compactado con la siguiente característica: Tener amplitud suficiente para trabajar en anchos de 5 a 6 m, al frente un extendedor o repartidor de concreto que acomoda a éste a un nivel adecuado para su compactación por vibrado, como segundo elemento básico deberá estar previsto de una batería de vibrado de alta frecuencia de 10.000 * V.P.M., para el vibrado profundo, al igual que en el caso de equipo con cimbra deslizante.

Este equipo deberá ser autopropulsado, la operación de sumergir y emerger los vibradores se hará por medio de controles hidráulicos.

El equipo irá equipado con unidades de alumbrado para trabajos nocturnos.

B.2 Equipo de Vibrado Superficial.

El segundo equipo deberá ser un equipo de vibrado superficial y de acabado, del cual existen varios tipos en el mercado.

El llamado rodillo vibratorio Clary es un equipo que puede utilizarse para estas producciones con mucho éxito, consta de tres rodillos de 6 m de ancho, dos colocados al frente separados 5 cm y uno separado 1 m en la parte posterior. Los rodillos motrices son las dos posteriores. El rodillo de enfrente hace el trabajo de acabado y vibrado superficial por su forma de colocación y giro.

El rodillo acabador tiene una excentricidad ajustable a 1/8", 1/4", y gira a alta velocidad haciendo efecto de vibrado y acabado, los rodillos de traslación mueven el conjunto hacia adelante y atrás permitiendo las pasadas que sean necesarias sobre la superficie de concreto para dejarlo terminado dentro de tolerancia.

Otro equipo de vibrado y acabado superficial puede ser un equipo montado sobre chasis de estructura de 6 m de ancho con ruedas que puede caminar sobre la cimbra o piso de concreto según las necesidades, este equipo es autopropulsado y consta de los siguientes elementos acabados.

Tiene una regla de madera de 6 m de largo y sección de 3" x 12" reforzada en su base con ángulo de hierro, ejecuta con movimiento-vibrato

* V.P.M. Vibraciones por minuto.

rio vertical acomodando el concreto previamente vibrado por el peine de vibraciones de alta frecuencia del equipo de adelante arreglando pequeñas oquedades.

En la parte posterior se encuentra una regla vibratoria fija de aluminio de 6 m de ancho y sección de apoyo de 20 cm, ésta hace el trabajo de terminación. Todos los controles de esta máquina son eléctricos y requieren de una planta de luz para su funcionamiento. Esta máquina está equipada con un eje y llantas para su fácil transportación.

Para volúmenes mayores de 50 m³/hora conviene utilizar máquinas integradas con todos los elementos al estilo de las pavimentadoras de cimbra deslizante.

Existen además de las máquinas descritas un gran número de equipos que pueden realizar los trabajos de pavimentación de concreto hidráulico muy eficientemente.

4. Equipo de Terminado Final.

Como un equipo de terminado final es conveniente utilizar alguno que permita dar un acabado de la superficie sin alterar éste.

Puede ser una máquina que conste de una estructura que se apoye a los lados de la losa de la línea de pavimento y sirva de sostén a un tubo dispuesto diagonalmente con respecto al eje de la línea de pavimento y permita su ajuste a manera que se apoye sobre el concreto terminado y al hacer un movimiento de traslación sobre la superficie fresca corrija las pequeñas imperfecciones que pueden dejar las máquinas acabadoras, y a la vez sirva para cerrar las pequeñas fisuras de fraguado superficial que pudieran presentarse en la superficie del concreto.

Bandeo, Cepillo de Cerda.

Para volúmenes menores se puede recurrir al Sistema de Bando, que se logra mediante una banda de 20 a 25 cm de ancho y una longitud del ancho de la losa más 1.50 y mediante un movimiento de vaivén, se logra dar una superficie antiderrapante muy buena con pequeños zurcos de 1 a 3 mm.

Otro procedimiento puede ser el terminado mediante el Cepillo de Raíz, que al pasar sobre la superficie terminada deja zurcos similares al del Bando.

5. Equipo de Aserrado de Juntas de Construcción.

Deberán tenerse cuando menos dos máquinas para corte de juntas, se usan discos de diamante para concreto fresco de 1/8" y 1/4".

El objeto de tener dos máquinas es que en caso de falla de una de ellas se tenga un repuesto para evitar roturas en las losas.

En caso de tener producciones grandes habrá que calcular el número de cortadoras necesarias y agregar una más para posibles fallas.

6. Equipo para Aplicación de Sellos de Juntas.

El equipo para aplicación de sello se describe ampliamente más adelante en el Capítulo VII.

7. Equipo para Aplicar Película de Curado.

Para aplicación de película de curado pueden usarse equipos de aspersión manual o mecánico similar al que se usa para aplicar insecticidas.

Para producciones masivas existen equipos de aplicación automáticos.

8. Equipo Auxiliar.

8.1 Alumbrado.

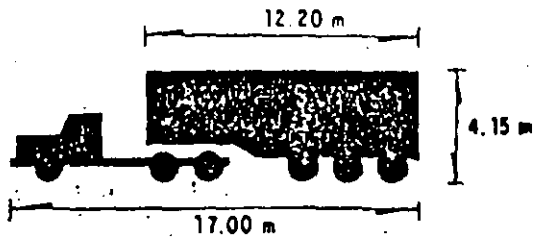
Deberá tenerse en obra un equipo de alumbrado que garantice el trabajo nocturno con suficientes lámparas para cubrir todo el tramo desde la colocación del concreto hasta la etapa del aserrado.

8.2 Humedecido.

A todo lo largo del tramo por colar deberán quedar repartidos tanques de agua, que se utiliza para humedecer las sub-bases pre - vio al colado y posteriormente se utiliza para proporcionar agua a las máquinas cortadoras.

8.3 Protección contra Lluvia y Viento.

Para poder proteger el concreto Fresco colocado contra los efectos de lluvias inesperadas que puedan dañarlo, tendrán que te-



T3-S3

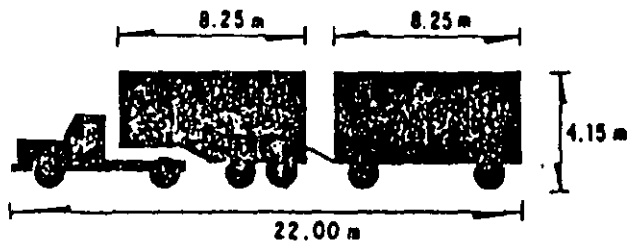
Tractor de tres ejes con
semirremolque de tres ejes

Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío				
	+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	
Camino A	1*	5.5	4.0	5.8	1,000	0.349	0.167	0.119	1,000	0.126	0.036	0.021
	2**	18.0	4.0	5.8	2,000	2.468	2.290	2.821	2,000	0.017	0.002	0.001
	3***	22.5	5.0	5.8	3,000	2.422	2.289	2.818	3,000	0.011	0.002	0.001
		46.0	13.0		6,000	5.239	4.746	5.758	6,000	0.154	0.040	0.023

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.12



T2-S2-R2

Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes

Camino	A	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					1*	2*	3**	4*	5*	Σ		
		5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
		10.0	4.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.126	0.036	0.021
		18.0	3.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.009	0.001	0.000
		10.0	2.3	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.015	0.002	0.001
		10.0	2.2	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.013	0.002	0.001
		53-5	16.0		6.000	7.440	9.327	11.400	6.000	0.289	0.077	0.044

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.17

67

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO ①	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS ②		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS ③ = ① x ②	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
					CARPETA Y BASE Z: 0 ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS Z: 30 ⑤	CARPETA Y BASE ⑥ = ③ x ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS ⑦ = ③ x ⑤
A2	0.339	CARGADOS	1.0	0.339	0.004	0.000	0.001	0.000
		VACIOS	0.0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
A'2	0.144	CARGADOS	0.6	0.086	0.536	0.023	0.046	0.002
		VACIOS	0.4	0.058	0.536	0.000	0.031	0.000
B2	0.097	CARGADOS	0.8	0.078	2.000	1.589	0.156	0.124
		VACIOS	0.2	0.019	2.000	0.360	0.038	0.007
C2	0.274	CARGADOS	0.7	0.192	2.000	1.589	0.384	0.305
		VACIOS	0.3	0.082	2.000	0.018	0.164	0.001
C3	0.072	CARGADOS	0.9	0.065	3.000	1.178	0.195	0.077
		VACIOS	0.1	0.007	3.000	0.030	0.021	0.000
T2-S1	0.025	CARGADOS	0.7	0.018	3.000	3.072	0.054	0.055
		VACIOS	0.3	0.007	3.000	0.027	0.021	0.000
T2-S2	0.049	CARGADOS	0.9	0.044	4.000	2.661	0.176	0.117
		VACIOS	0.1	0.005	4.000	0.033	0.020	0.000
SUMAS	1.000	—	7.0	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO ⑧		1.307	0.688
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$ n = AÑOS DE SERVICIO = 9 T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5 %					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO ⑨		250	250
					C _T ⑩		4463.89	4463.89
TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 500					CD CARRIL PROYECTO = 0.5		ΣL ⑪ = ⑧ x ⑨ x ⑩	
							1458 578	767 790

Fig 5. Ejemplo: cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)

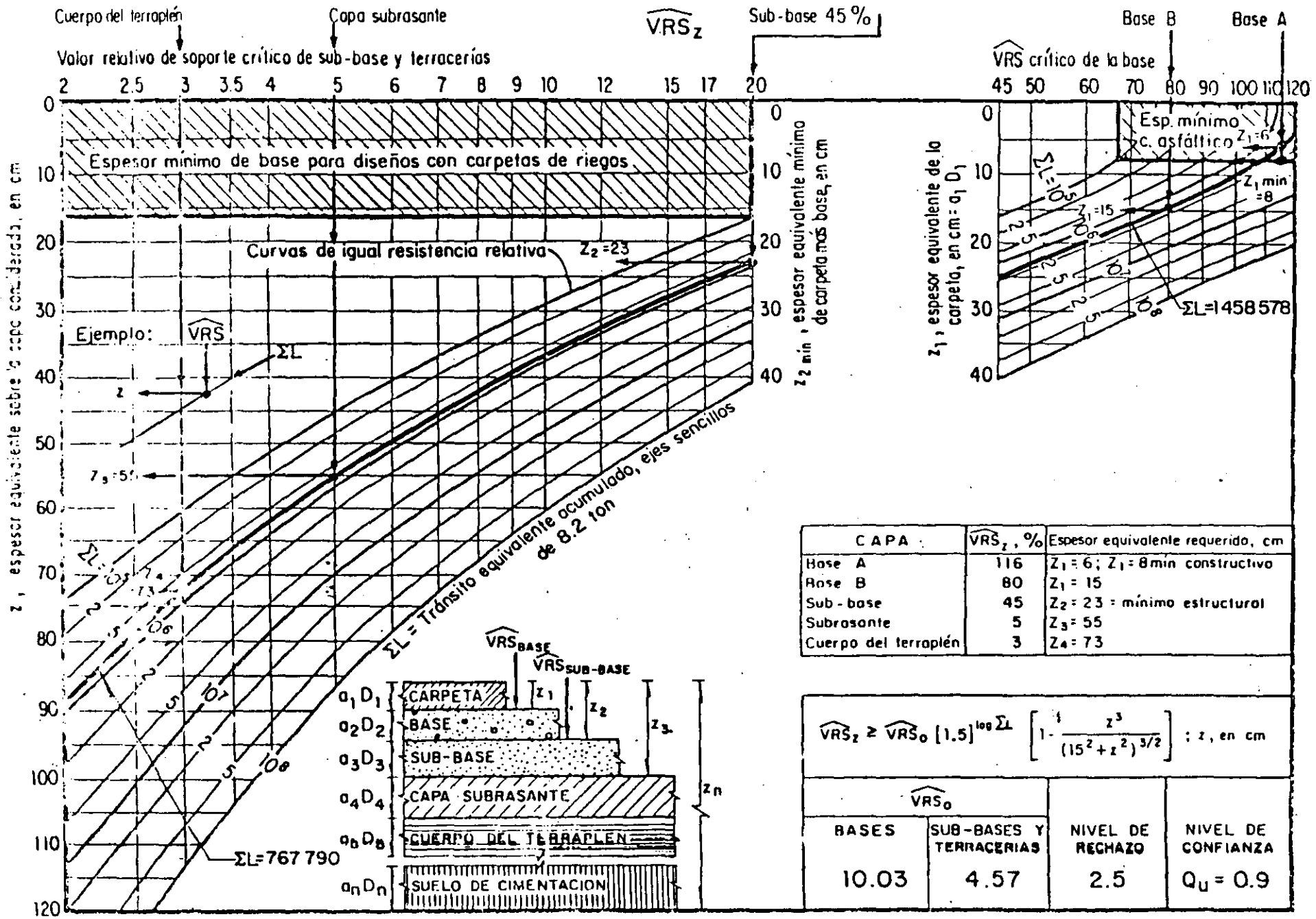


Fig 8. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

EJEMPLO METODO INSTITUTO DE INGENIERIA

DATOS

CARRETERA SECUNDARIA, BUEN CONTROL, CONSERVACION

NIVEL DE CONFIANZA = 0.70

TRANSITO $\Sigma L = 1.5 \times 10^6$, $Z = 0$

$\Sigma L = 0.8 \times 10^6$, $Z = 30 \text{ cm}$

MATERIALES	\overline{VRS}_Z	V	\widehat{VRS}_Z
GRAVA NATURAL	100	0.25	80
ARENA ARCILLOSA	60	0.30	45
ARCILLA SUBRASANTE	--	--	5
ARCILLA TERRAPLEN	--	--	3

$$\widehat{VRS}_Z = \overline{VRS}_Z (1 - 0.84V)$$

DIMENSIONAMIENTO

CAPA	ESPESOR EQUIV SOBRE CAPA (cm)	ESPEORES REALES
CARPETA		$11/2 = 5.5 \rightarrow 6$
GRAVA NATURAL (BASE)	11	$18-11 = 7 \rightarrow 10$
ARENA ARCILLOSA (SUBBASE)	18	$47-(12-10) \rightarrow 25$
ARCILLA SUBRASANTE	47	$63-47 \rightarrow 16$
ARCILLA TERRAPLEN	63	

Table D.4. Axle Load Equivalency Factors for Flexible Pavements, Single Axles and p_t of 2.5

Axle Load (klps)	Pavement Structural Number (SN)					
	1	2	3	4	5	6
2	.0004	.0004	.0003	.0002	.0002	.0002
4	.003	.004	.004	.003	.002	.002
6	.011	.017	.017	.013	.010	.009
8	.032	.047	.051	.041	.034	.031
10	.078	.102	.118	.102	.088	.080
12	.168	.198	.229	.213	.189	.176
14	.328	.358	.399	.388	.360	.342
16	.591	.613	.646	.645	.623	.606
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.61	1.57	1.49	1.47	1.51	1.55
22	2.48	2.38	2.17	2.09	2.18	2.30
24	3.69	3.49	3.09	2.89	3.03	3.27
26	5.33	4.99	4.31	3.91	4.09	4.48
28	7.49	6.98	5.90	5.21	5.39	5.98
30	10.3	9.5	7.9	6.8	7.0	7.8
32	13.9	12.8	10.5	8.8	8.9	10.0
34	18.4	16.9	13.7	11.3	11.2	12.5
36	24.0	22.0	17.7	14.4	13.9	15.5
38	30.9	28.3	22.6	18.1	17.2	19.0
40	39.3	35.9	28.5	22.5	21.1	23.0
42	49.3	45.0	35.6	27.8	25.6	27.7
44	61.3	55.9	44.0	34.0	31.0	33.1
46	75.5	68.8	54.0	41.4	37.2	39.3
48	92.2	83.9	65.7	50.1	44.5	46.5
50	112.	102.	79.	60.	53.	55.

Table D.5. Axle Load Equivalency Factors for Flexible Pavements, Tandem Axles and p_t of 2.5

Axle Load (kips)	Pavement Structural Number (SN)					
	1	2	3	4	5	6
2	.0001	.0001	.0001	.0000	.0000	.0000
4	.0005	.0005	.0004	.0003	.0003	.0002
6	.002	.002	.002	.001	.001	.001
8	.004	.006	.005	.004	.003	.003
10	.008	.013	.011	.009	.007	.006
12	.015	.024	.023	.018	.014	.013
14	.026	.041	.042	.033	.027	.024
16	.044	.065	.070	.057	.047	.043
18	.070	.097	.109	.092	.077	.070
20	.107	.141	.162	.141	.121	.110
22	.160	.198	.229	.207	.180	.166
24	.231	.273	.315	.292	.260	.242
26	.327	.370	.420	.401	.364	.342
28	.451	.493	.548	.534	.495	.470
30	.611	.648	.703	.695	.658	.633
32	.813	.843	.889	.887	.857	.834
34	1.06	1.08	1.11	1.11	1.09	1.08
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.75	1.73	1.69	1.68	1.70	1.73
40	2.21	2.16	2.06	2.03	2.08	2.14
42	2.76	2.67	2.49	2.43	2.51	2.61
44	3.41	3.27	2.99	2.88	3.00	3.16
46	4.18	3.98	3.58	3.40	3.55	3.79
48	5.08	4.80	4.25	3.98	4.17	4.49
50	6.12	5.76	5.03	4.64	4.86	5.28
52	7.33	6.87	5.93	5.38	5.63	6.17
54	8.72	8.14	6.95	6.22	6.47	7.15
56	10.3	9.6	8.1	7.2	7.4	8.2
58	12.1	11.3	9.4	8.2	8.4	9.4
60	14.2	13.1	10.9	9.4	9.6	10.7
62	16.5	15.3	12.6	10.7	10.8	12.1
64	19.1	17.6	14.5	12.2	12.2	13.7
66	22.1	20.3	16.6	13.8	13.7	15.4
68	25.3	23.3	18.9	15.6	15.4	17.2
70	29.0	26.6	21.5	17.6	17.2	19.2
72	33.0	30.3	24.4	19.8	19.2	21.3
74	37.5	34.4	27.6	22.2	21.3	23.6
76	42.5	38.9	31.1	24.8	23.7	26.1
78	48.0	43.9	35.0	27.8	26.2	28.8
80	54.0	49.4	39.2	30.9	29.0	31.7
82	60.6	55.4	43.9	34.4	32.0	34.8
84	67.8	61.9	49.0	38.2	35.3	38.1
86	75.7	69.1	54.5	42.3	38.8	41.7
88	84.3	76.9	60.6	46.8	42.6	45.6
90	93.7	85.4	67.1	51.7	46.8	49.7

Table D.6. Axle Load Equivalency Factors for Flexible Pavements, Triple Axles and p_t of 2.5

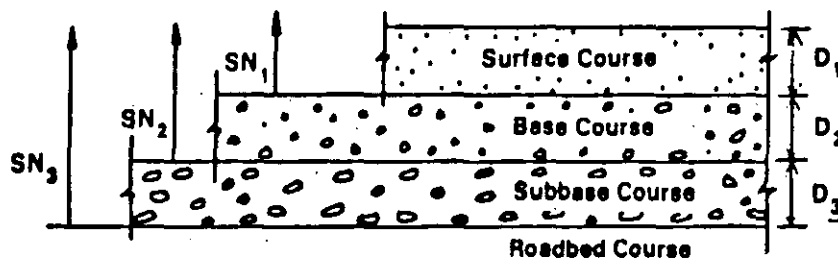
Axle Load (klps)	Pavement Structural Number (SN)					
	1	2	3	4	5	6
2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	.0002	.0002	.0002	.0001	.0001	.0001
6	.0006	.0007	.0005	.0004	.0003	.0003
8	.001	.002	.001	.001	.001	.001
10	.003	.004	.003	.002	.002	.002
12	.005	.007	.006	.004	.003	.003
14	.008	.012	.010	.008	.006	.006
16	.012	.019	.018	.013	.011	.010
18	.018	.029	.028	.021	.017	.016
20	.027	.042	.042	.032	.027	.024
22	.038	.058	.060	.048	.040	.036
24	.053	.078	.084	.068	.057	.051
26	.072	.103	.114	.095	.080	.072
28	.098	.133	.151	.128	.109	.099
30	.129	.169	.195	.170	.145	.133
32	.169	.213	.247	.220	.191	.175
34	.219	.266	.308	.281	.246	.228
36	.279	.329	.379	.352	.313	.292
38	.352	.403	.461	.436	.393	.368
40	.439	.491	.554	.533	.487	.459
42	.543	.594	.661	.644	.597	.567
44	.666	.714	.781	.769	.723	.692
46	.811	.854	.918	.911	.868	.838
48	.979	1.015	1.072	1.069	1.033	1.005
50	1.17	1.20	1.24	1.25	1.22	1.20
52	1.40	1.41	1.44	1.44	1.43	1.41
54	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	1.95	1.93	1.90	1.90	1.91	1.93
58	2.29	2.25	2.17	2.16	2.20	2.24
60	2.67	2.60	2.48	2.44	2.51	2.58
62	3.09	3.00	2.82	2.76	2.85	2.95
64	3.57	3.44	3.19	3.10	3.22	3.36
66	4.11	3.94	3.61	3.47	3.62	3.81
68	4.71	4.49	4.06	3.88	4.05	4.30
70	5.38	5.11	4.57	4.32	4.52	4.84
72	6.12	5.79	5.13	4.80	5.03	5.41
74	6.93	6.54	5.74	5.32	5.57	6.04
76	7.84	7.37	6.41	5.88	6.15	6.71
78	8.83	8.28	7.14	6.49	6.78	7.43
80	9.92	9.28	7.95	7.15	7.45	8.21
82	11.1	10.4	8.8	7.9	8.2	9.0
84	12.4	11.6	9.8	8.6	8.9	9.9
86	13.8	12.9	10.8	9.5	9.8	10.9
88	15.4	14.3	11.9	10.4	10.6	11.9
90	17.1	15.8	13.2	11.3	11.6	12.9

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

where

- a_1, a_2, a_3 = layer coefficients representative of surface, base, and subbase courses, respectively (see Section 2.3.5),
- D_1, D_2, D_3 = actual thicknesses (in inches) of surface, base, and subbase courses, respectively, and
- m_2, m_3 = drainage coefficients for base and subbase layers, respectively (see Section 2.4.1).

Traffic, ESAL's	Minimum Thickness (inches)	
	Asphalt Concrete	Aggregate Base
Less than 50,000	1.0 (or surface treatment)	4
50,001-150,000	2.0	4
150,001-500,000	2.5	4
500,001-2,000,000	3.0	6
2,000,001-7,000,000	3.5	6
Greater than 7,000,000	4.0	6



$$D^*_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN^*_1 = a_1 D^*_1 \geq SN_1$$

$$D^*_2 \geq \frac{SN_2 - SN^*_1}{a_2 m_2}$$

$$SN^*_1 + SN^*_2 \geq SN_2$$

$$D^*_3 \geq \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3 m_3}$$

- 1) a, D, m and SN are as defined in the text and are minimum required values.
- 2) An asterisk with D or SN indicates that it represents the value actually used, which must be equal to or greater than the required value.

Figure 3.2. Procedure for Determining Thicknesses of Layers Using a Layered Analysis Approach

Highway Conditions	Analysis Period (years)
High-volume urban	30-50
High-volume rural	20-50
Low-volume paved	15-25
Low-volume aggregate surface	10-20

Number of Lanes in Each Direction	Percent of 18-kip ESAL in Design Lane
1	100
2	80-100
3	60-80
4	50-75

Table 2.2. Suggested Levels of Reliability for Various Functional Classifications

Functional Classification	Recommended Level of Reliability	
	Urban	Rural
Interstate and Other Freeways	85-99.9	80-99.9
Principal Arterials	80-99	75-95
Collectors	80-95	75-95
Local	50-80	50-80

NOTE: Results based on a survey of the AASHTO Payment Design Task Force.

Quality of Drainage	Water Removed Within
Excellent	2 hours
Good	1 day
Fair	1 week
Poor	1 month
Very poor	(water will not drain)

Table 2.4. Recommended m_1 Values for Modifying Structural Layer Coefficients of Untreated Base and Subbase Materials in Flexible Pavements

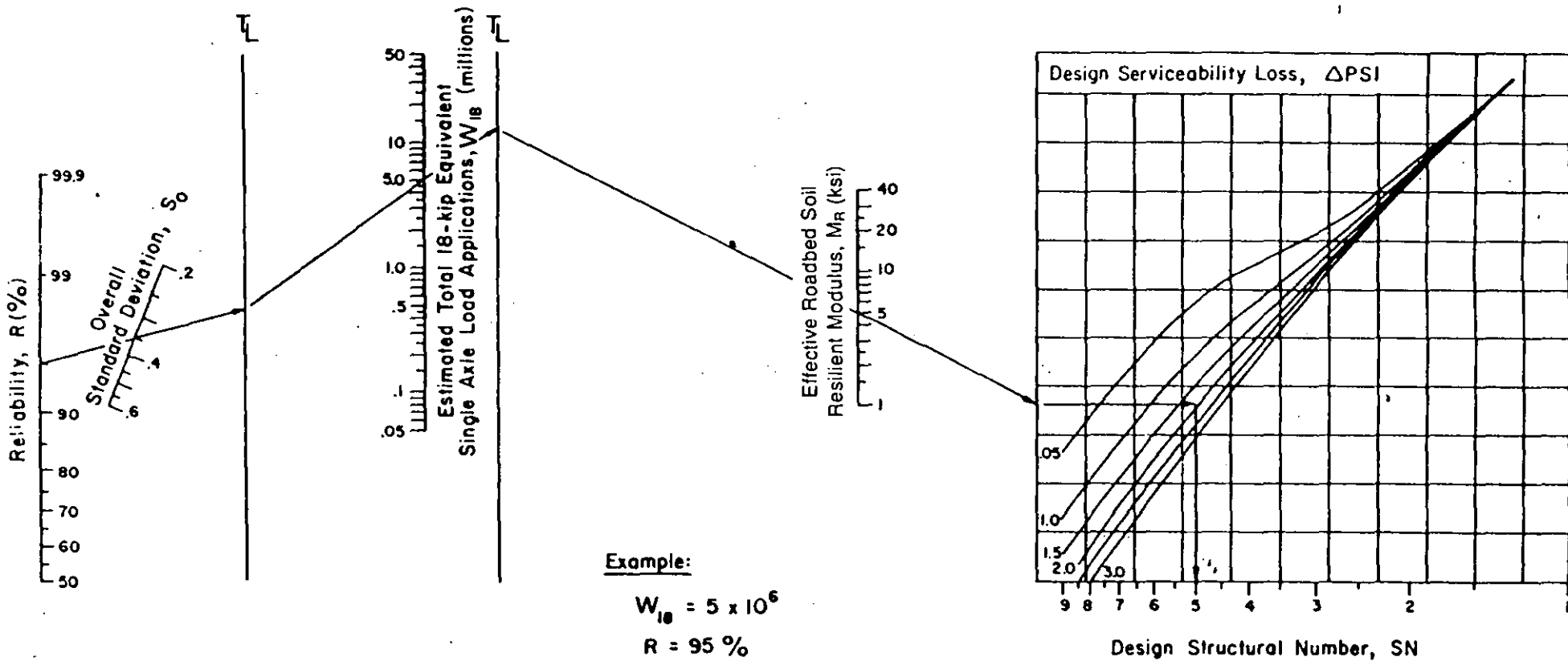
Quality of Drainage	Percent of Time Pavement Structure is Exposed to Moisture Levels Approaching Saturation			
	Less Than 1%	1-5%	5-25%	Greater Than 25%
Excellent	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Good	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Fair	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Poor	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Very poor	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Table 2.5. Recommended Values of Drainage Coefficient, C_d , for Rigid Pavement Design

Quality of Drainage	Percent of Time Pavement Structure is Exposed to Moisture Levels Approaching Saturation			
	Less Than 1%	1-5%	5-25%	Greater Than 25%
Excellent	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Good	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Fair	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Poor	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
Very poor	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

NOMOGRAPH SOLVES:

$$\log_{10} \frac{W}{18} = z_R * S_o + 9.36 * \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta \text{ PSI}}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$



Example:

$$W_{18} = 5 \times 10^6$$

$$R = 95 \%$$

$$S_o = 0.35$$

$$M_R = 5000 \text{ psi}$$

$$\Delta \text{PSI} = 1.9$$

$$\text{Solution: } SN = 5.0$$

Figure 3.1. Design Chart for Flexible Pavements Based on Using Mean Values for Each Input

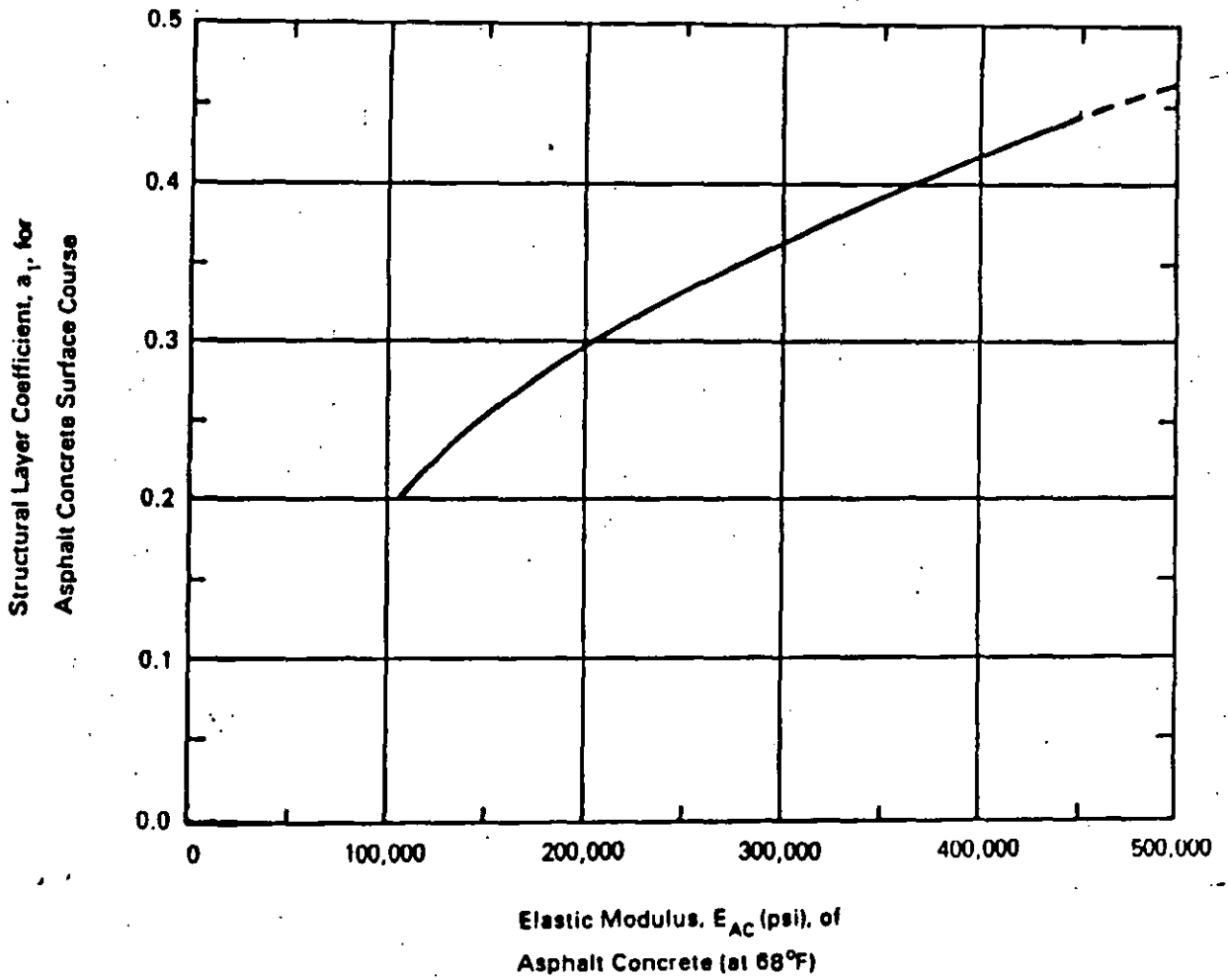
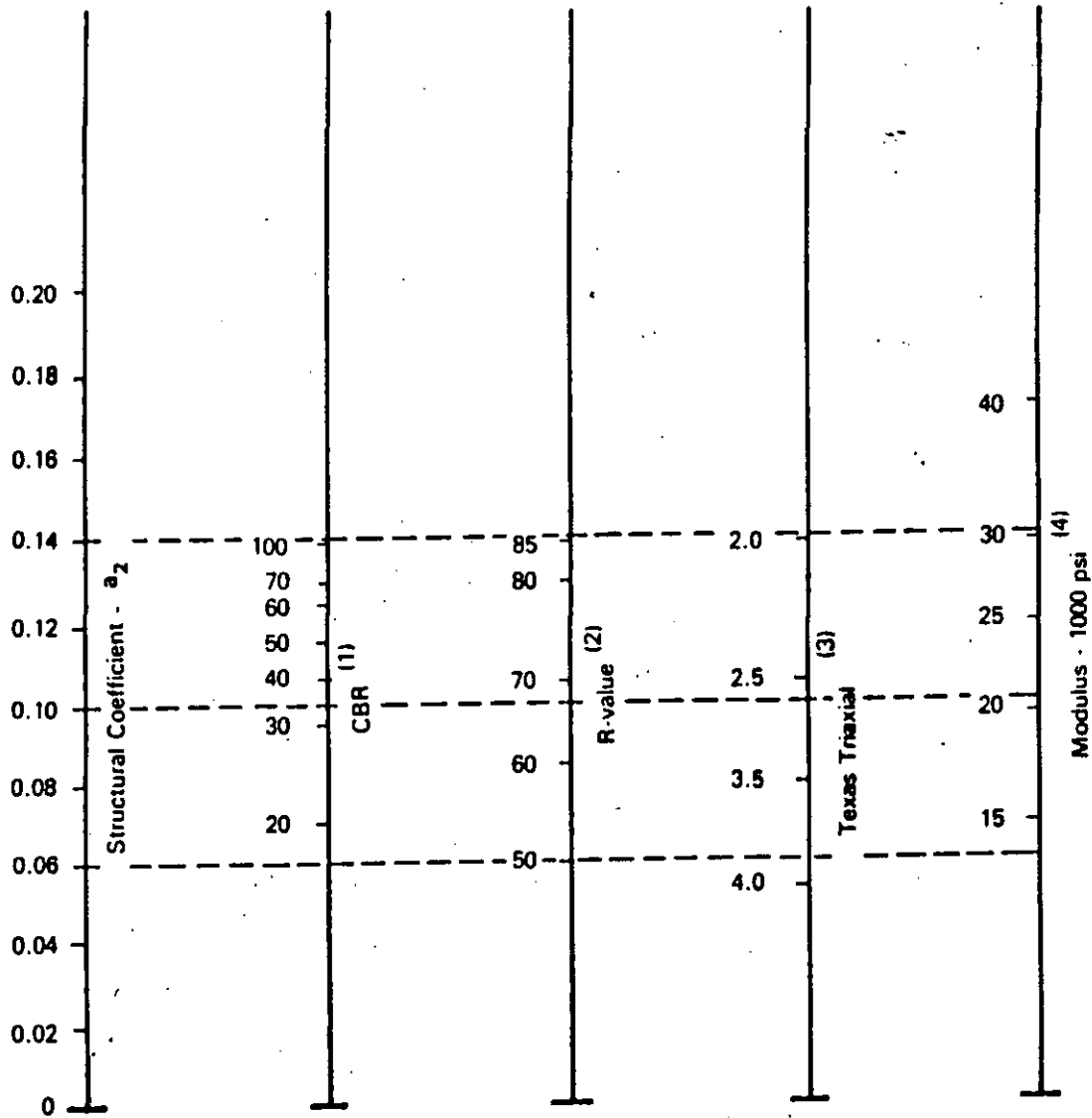


Figure 2.5. Chart for Estimating Structural Layer Coefficient of Dense-Graded Asphalt Concrete Based on the Elastic (Resilient) Modulus (3)

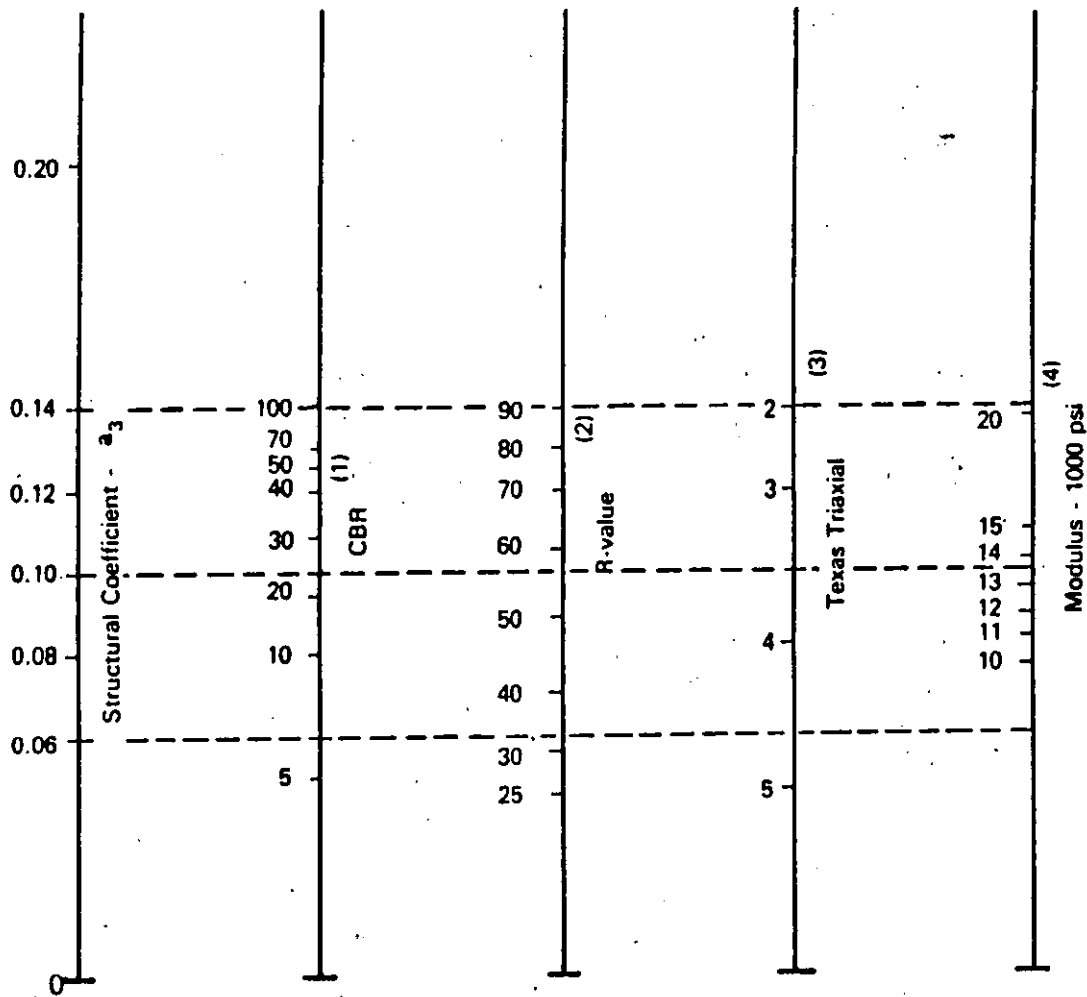
23



- (1) Scale derived by averaging correlations obtained from Illinois.
- (2) Scale derived by averaging correlations obtained from California, New Mexico and Wyoming.
- (3) Scale derived by averaging correlations obtained from Texas.
- (4) Scale derived on NCHRP project (3).

Figure 2.6. Variation in Granular Base Layer Coefficient (a_2) with Various Base Strength Parameters (3)

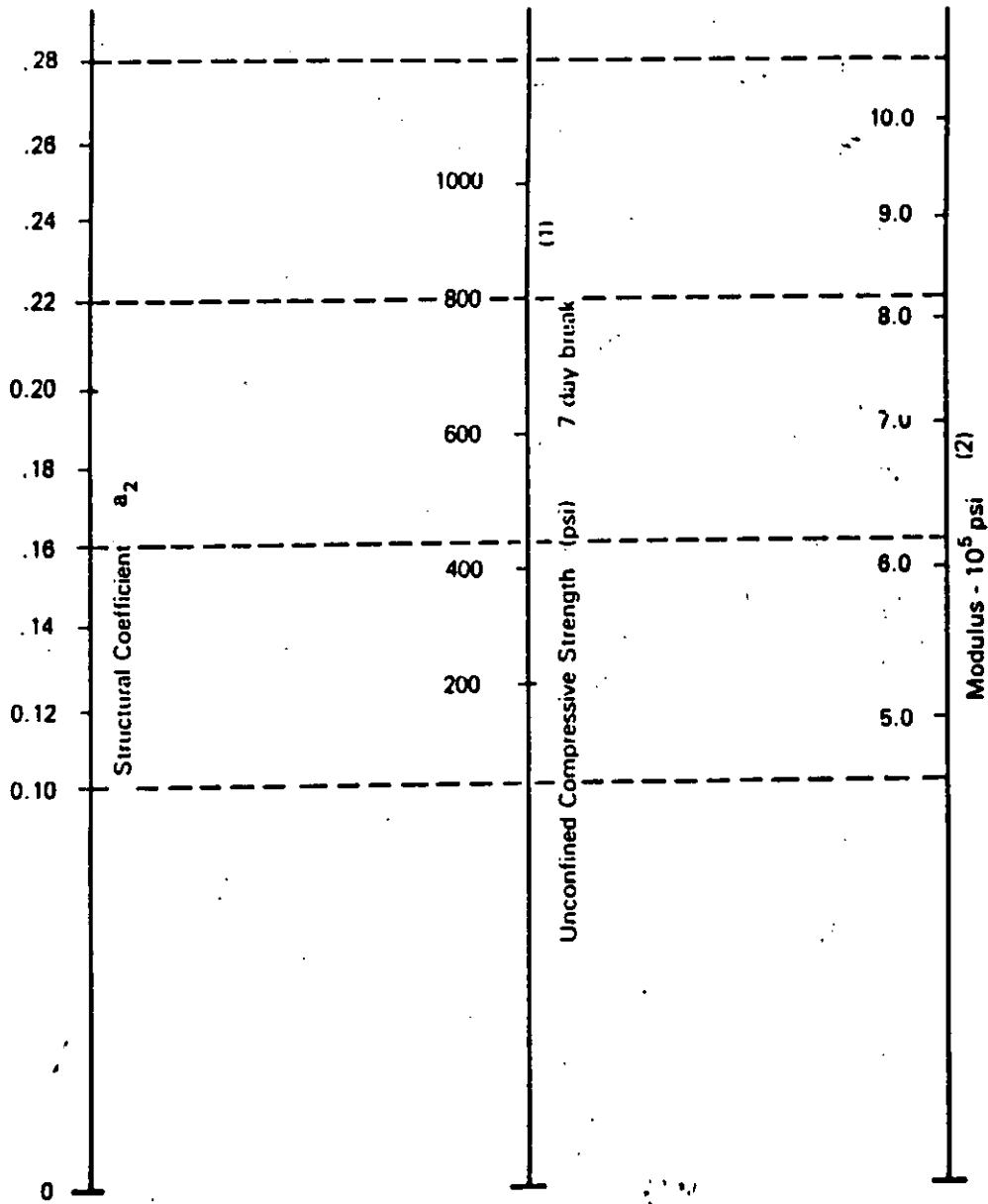
24



- (1) Scale derived from correlations from Illinois.
- (2) Scale derived from correlations obtained from The Asphalt Institute, California, New Mexico and Wyoming.
- (3) Scale derived from correlations obtained from Texas.
- (4) Scale derived on NCHRP project (3).

Figure 2.7. Variation In Granular Subbase Layer Coefficient (a_3) with Various Subbase Strength Parameters (3)

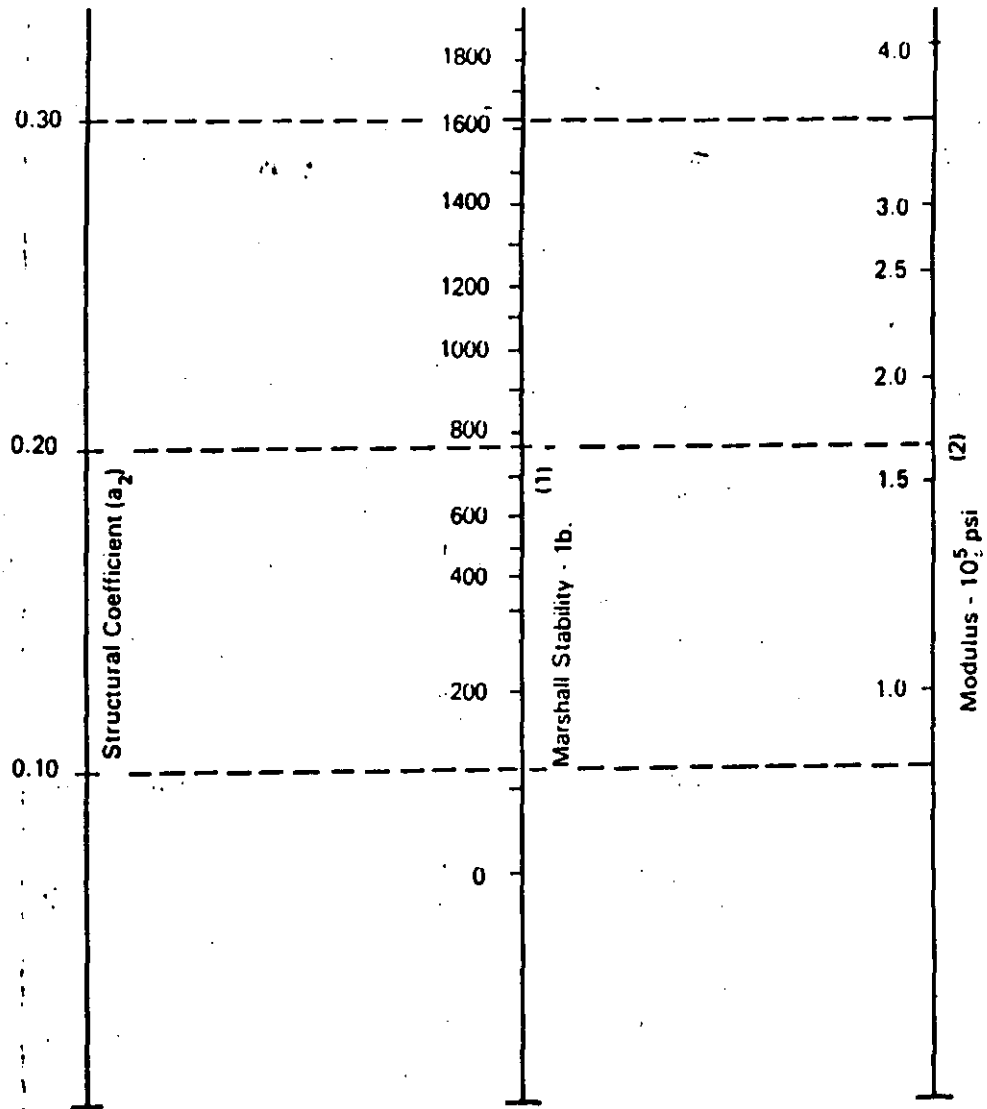
(95)



- (1) Scale derived by averaging correlations from Illinois, Louisiana and Texas.
- (2) Scale derived on NCHRP project (3).

Figure 2.8. Variation in a for Cement-Treated Bases with Base Strength Parameter (3)

46



(1) Scale derived by correlation obtained from Illinois.

(2) Scale derived on NCHRP project (3).

Figure 2.9. Variation in a_2 for Bituminous-Treated Bases with Base Strength Parameter (3)

17

Table D.21. Worksheet for Calculating 18-kip Equivalent Single Axle Load (ESAL) Applications

Location <u>Example 1</u>		Analysis Period = <u>20</u> Years			
		Assumed SN or D = <u>9"</u>			
Vehicle Types	Current Traffic (A)	Growth Factors (B)	Design Traffic (C)	E.S.A.L. Factor (D)	Design E.S.A.L. (E)
Passenger Cars	5,925	2% 24.30	52,551,787	.0008	42,041
Buses	35	24.30	310,433	.6806	211,280
Panel and Pickup Trucks	1,135	24.30	10,066,882	.0122	122,816
Other 2-Axle/4-Tire Trucks	3	24.30	26,609	.0052	138
2-Axle/6-Tire Trucks	372	24.30	3,299,454	.1890	623,597
3 or More Axle Trucks	34	24.30	301,563	.1303	39,294
All Single Unit Trucks					
3 Axle Tractor Semi-Trailers	19	24.30	168,521	.8646	145,703
4 Axle Tractor Semi-Trailers	49	24.30	434,606	.6560	285,101
5+ Axle Tractor Semi-Trailers	1,880	24.30	16,674,660	2.3719	39,550,626
All Tractor Semi-Trailers					
5 Axle Double Trailers	103	24.30	913,559	2.3187	2,118,268
6+ Axle Double Trailers	0	24.30			
All Double Trailer Combos					
3 Axle Truck-Trailers	208	24.30	1,844,856	.0152	28,042
4 Axle Truck-Trailers	305	24.30	2,705,198	.0152	41,119
5+ Axle Truck-Trailers	125	24.30	1,108,688	.5317	589,489
All Truck-Trailer Combos					
All Vehicles	10,193		90,406,816	Design E.S.A.L.	43,772,314

(25)

TABLA 1. CATEGORIAS DE TRAFICO PESADO

Categorías de Tráfico pesado	IMDp
T0 T1 T2 T3 T4	$IMDp \geq 2000$ $2000 > IMDp \geq 800$ $800 > IMDp \geq 200$ $200 > IMDp \geq 50$ $IMDp < 50$

40

Categorías de tránsito		
Categorías de tráfico	Designación	Número acumulado de ejes equivalentes de 13 t (130 kN) en el carril y periodo de proyecto
T1	Pesado	$4 \cdot 10^6 - 10^7$
T2	Medio alto	$8 \cdot 10^5 - 4 \cdot 10^6$
T3	Medio bajo	$8 \cdot 10^4 - 8 \cdot 10^5$
T4	Ligero	$10^4 - 8 \cdot 10^4$

CATEGORIAS DE SUBRASANTE

E1 CBR = 5 - 10
 E2 CBR = 10-20
 E3 CBR = 20 +

TABLA 4.- CATALOGO DE SECCIONES DE FIRME

TRAFICO	T 0													T 1													T 2																						
SECCION N° -	021	022	023	024	025	026	027	031	032	033	034	035	036	037	121	122	123	124	125	126	127	131	132	133	134	135	136	137	211	212	213	214	215	216	217	221	222	223	224	225	226	227	231	232	233	234	235	236	237
HORMIGÓN VIBRADO						28	28						28	28						25	25					25	25						23	23					23	23				23	23				
MEZCLAS BITUMINOSAS	35	30	30	15	10			35	30	27	15	10			30	25	25	15	10			30	25	22	15	10			30	25	18	12	8			25	20	18	12	8			25	20	18	12	8		
HORMIGÓN COMPACTADO					25							25						22							22								20						20								20		
HORMIGÓN MAGRO						15						15						15							15							15						15							15				
GRAVA CEMENTO				25		15					22		15				22		15				20		15						20		15				20		15				20		15				
SUELO CEMENTO			20	20	20				20	20	20					20	20	20					20	20	20				25	20	20					22	20	20				20	15	15					
ZAHORRA ARTIFICIAL	20	25						25							20	25						25						25	25						20	25					25								
ZAHORRA NATURAL		25				20	20									25			20	20									25	20	20	20	20	20	25														
EXPLANADA	E 1	E 2			E 3			E 3			E 1	E 2			E 3			E 3			E 1	E 2			E 3			E 3																					

TRAFICO	T 3													T 4																						
SECCION N° -	311	312	313	314	315	316	321	322	323	324	325	326	331	332	333	334	335	336	411	412	413	414	415	416	421	422	423	424	425	426	431	432	433	434	435	436
HORMIGÓN VIBRADO					21							21						21						20												20
MEZCLAS BITUMINOSAS	20	18	12	6	*		18	15	12	6	*		18	15	12	6	*		5	TS	8	6	*		5	TS	8	6	*		5	TS	8	6	*	
HORMIGÓN COMPACTADO				20						20							20						20												20	
GRAVA CEMENTO			18						18							20	**						18											18	**	
SUELO CEMENTO		25	20	15				22	15	15					22							25	15					22	**				22			
ZAHORRA ARTIFICIAL	25	25					25	25					25						30	30					20	20					30	30				
ZAHORRA NATURAL	25	20			20		25			20									20	25	20		20	20	20	25			20							
EXPLANADA	E 1			E 2			E 3			E 3			E 1	E 2			E 3			E 3																

TS = Tratamiento superficial mediante riegos con gravilla
 * = TS ó 4 cm. de M.B.
 ** = Sólo con explanada con superficie estabilizada

51

MODIFICADORES ASFALTICOS

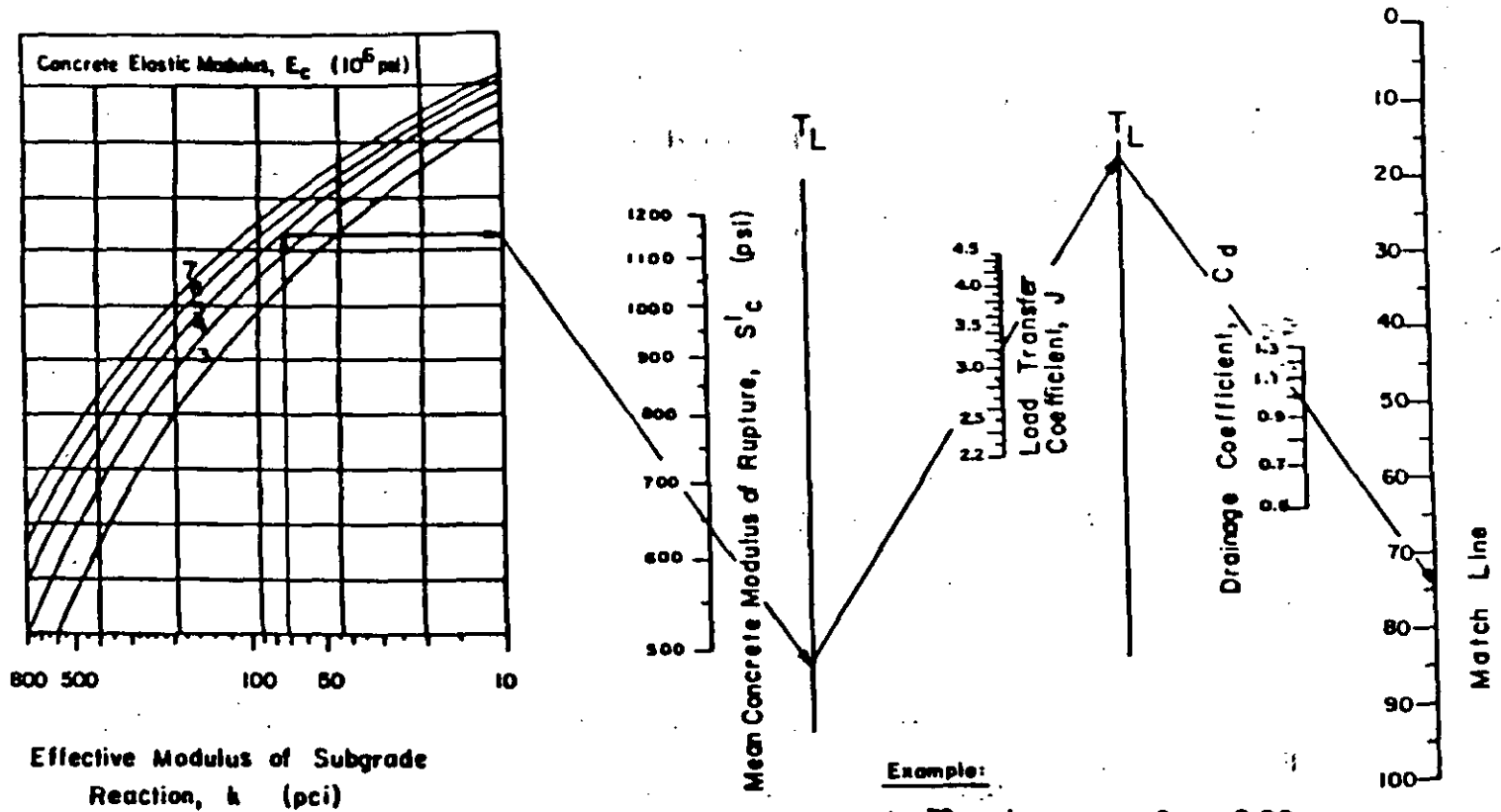
TIPOS	EJEMPLOS						
1.- FINOS	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%; border: none;">MINERALES CARBON AZUFRE</td> <td style="width: 50%; border: none;">CEMENTO CAL CENIZAS ROCA TRITURADA</td> </tr> </table>	MINERALES CARBON AZUFRE	CEMENTO CAL CENIZAS ROCA TRITURADA				
MINERALES CARBON AZUFRE	CEMENTO CAL CENIZAS ROCA TRITURADA						
2.- HULE LATEX NATURALES (EMULSIONES) LATEX SINTETICO POLIMEROS HULE RECUPERADO	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%; border: none; vertical-align: middle;">POLIMEROS</td> <td style="width: 50%; border: none;">ESTIRENO BUTADIENO</td> <td style="width: 10%; border: none; text-align: center;">SBR SBS</td> </tr> <tr> <td style="border: none;"></td> <td style="border: none;">LLANTAS</td> <td style="border: none;"></td> </tr> </table>	POLIMEROS	ESTIRENO BUTADIENO	SBR SBS		LLANTAS	
POLIMEROS	ESTIRENO BUTADIENO	SBR SBS					
	LLANTAS						
3.- PLATICOS	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%; border: none; vertical-align: middle;">POLIMEROS</td> <td style="width: 50%; border: none;">POLIESTIRENO POLIPROPILENO ETILVINIL POLIVINIL</td> </tr> </table>	POLIMEROS	POLIESTIRENO POLIPROPILENO ETILVINIL POLIVINIL				
POLIMEROS	POLIESTIRENO POLIPROPILENO ETILVINIL POLIVINIL						
4.- COMBINACIONES	2 + 3						
5.- FIBRAS	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%; border: none;">NATURALES</td> <td style="width: 50%; border: none;">{ ASBESTO MADERA PETRIFICADA</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">SINTETICAS</td> <td style="border: none;">{ HULE VIDRIO POLIPROPILENO POLIESTER</td> </tr> </table>	NATURALES	{ ASBESTO MADERA PETRIFICADA	SINTETICAS	{ HULE VIDRIO POLIPROPILENO POLIESTER		
NATURALES	{ ASBESTO MADERA PETRIFICADA						
SINTETICAS	{ HULE VIDRIO POLIPROPILENO POLIESTER						
6.- OXIDANTES	SALES DE MANGANESO (ASFALTOS OXIDADOS), IMPERMEABILIZANTES						
7.- ANTIOXIDANTES	CARBON MINERAL SALES DE CALCIO						
8.- HIDROCARBURO	ACEITES REJUVENECEDORES (1) ASFALTENOS NATURALES						
9.- ADHERENCIA	SILICONES (2) AMIDAS DE POLIMEROS CAL HIDRATADA						
10.- CATALIZADORES	CHEMCRETE						

(1) No deben tener parafinas ni asfaltenos

(2) Repelente al agua

NOMOGRAPH SOLVES:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R \cdot S_o + 7.35 \cdot \log_{10}(D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta \text{PSI}}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 \cdot 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_c) \cdot \log_{10} \left[\frac{S'_c \cdot C_d \left[D^{0.75} - 1.132 \right]}{215.63 \cdot J \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}} \right]} \right]$$



Example:

- $k = 72 \text{ pci}$
- $E_c = 3 \times 10^6 \text{ psi}$
- $S'_c = 650 \text{ psi}$
- $J = 3.2$
- $C_d = 1.0$

- $S_o = 0.29$
- $R = 95\% (Z_R = -1.645)$
- $\Delta \text{PSI} = 4.2 - 2.5 = 1.7$
- $W_{18} = 5.1 \times 10^6 (18 \text{ kip ESAL})$
- Solution:** $D = 10.0 \text{ inches (nearest half-inch, from segment 2)}$

35

Figure 3.7. Design Chart for Rigid Pavement Based on Using Mean Values for Each Input Variable (Segment 1)

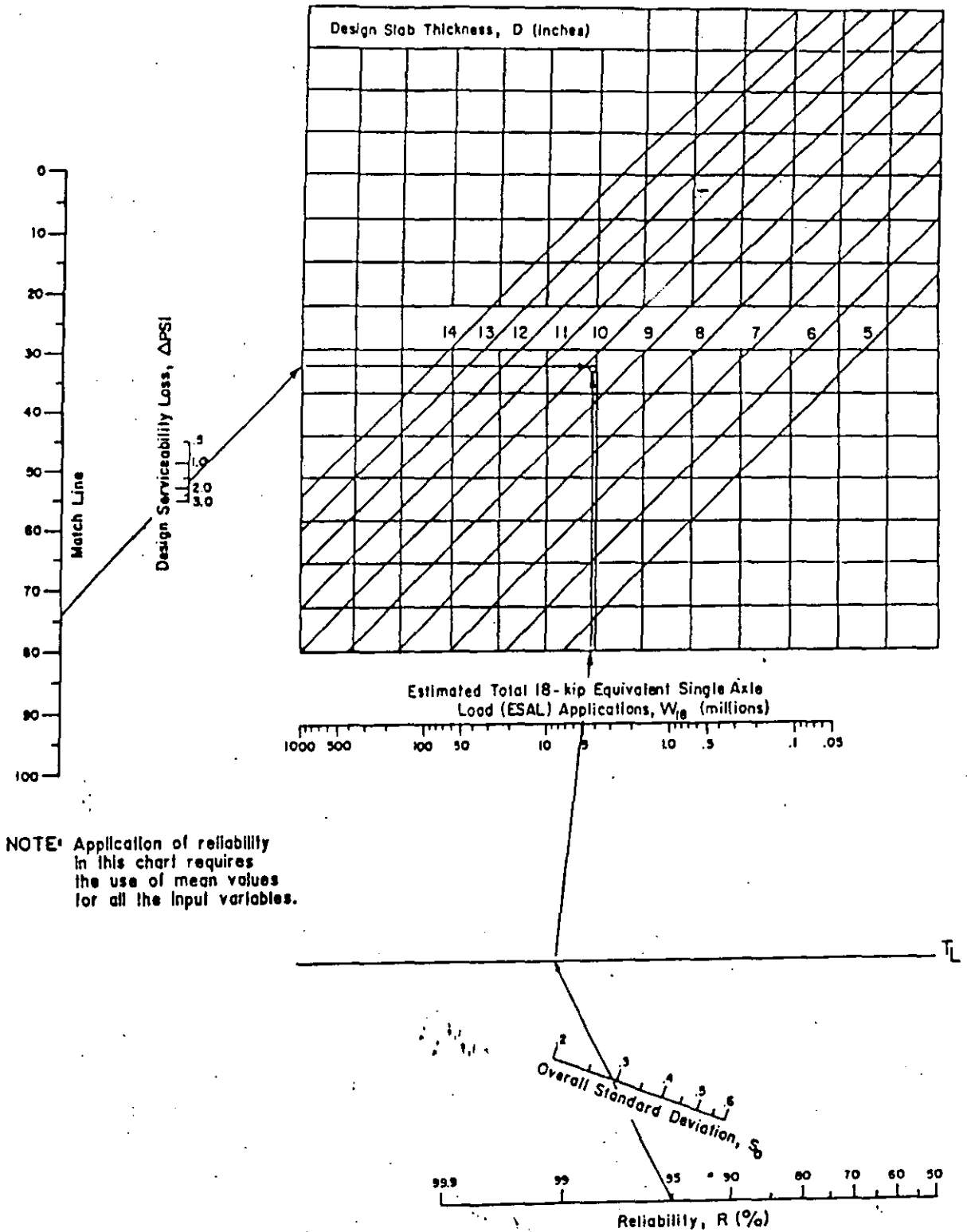


Figure 3.7. Continued—Design Chart for Rigid Pavements Based on Using Mean Values for Each Input Variable (Segment 2)

34

PAVIMENTOS I, 1995

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

- PRINCIPLES OF PAVEMENT DESIGN. E.J. YODER, M.W. WITCZAK. JOHN WILEY AND SONS. 1975.
- SECCIONES DE FIRME. INSTRUCCION 6.1-I.C. Y 6.2-I.C. MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. MADRID, ESPAÑA, 1990.
- PAVIMENTOS ASFALTICOS. J.R. MARTIN, H.A. WALLACE. AGUILAR, S.A. DE EDICIONES, 1962.
- INSTRUCTIVO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CARRETERAS. MANUAL 444. INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM MEXICO, 1980.
- MANUAL SERIES, ASPHALT INSTITUTE. USA.
- THICKNESS DESIGN FOR CONCRETE PAVEMENTS. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, USA.
- AMERICAN CONCRETE PAVEMENT ASSOCIATION MANUALES PARA DISEÑO DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS.
- IMCYC SEMINARIO INTERNACIONAL PAVIMENTOS DE CONCRETO.

35

nerse en obra techos con estructuras ligeras en cantidad suficiente que permita proteger el concreto fresco, y por lo que respecta a la protección contra los efectos del viento deberá disponerse de mamparas lastrales en cantidad suficiente para servir de pantallas protectoras.

En caso de presentarse condiciones de viento severas, temperaturas menores de 5°C o lluvias inesperadas, deberá suspenderse el tendido del concreto y colocar una junta de construcción.

IV SELECCION DEL EQUIPO.

Para la selección del equipo deberán valorarse, los diferentes factores que intervienen en la realización de la obra.

Podremos enunciarlos de la siguiente forma:

- a. Volumen de Obra a ejecutarse.
- b. Programa de Obra.
- c. Disponibilidad de todos los materiales necesarios, materiales inertes, cemento, varillas, pasajuntas, etc.
- d. Factores climatológicos.
- f. Trabajar en uno o varios turnos.

Procederamos a la siguiente manera:

Conocido el volumen de obra a ejecutarse y el tiempo de entrega de obra, se revisarán las disponibilidades de materiales, si alguno de estos no está disponible en la medida que se requiera habrá que modificar el plazo de entrega de la obra.

Supongamos que se tienen los materiales para cumplir con el Programa de Obra, enseguida analizamos las condiciones climatológicas para evaluar el tiempo posible de trabajo que pueda tenerse dentro del Programa de Obra.

Como último se determinará los turnos de trabajo. En general es conveniente trabajar dos turnos. Como en el colado de las losas no conviene suspender los trabajos ya que al parar las actividades tiene que hacerse una junta de construcción con varillas pasajuntas. Estas juntas de construcción son muy lentas y caras.

Decidido el número de turnos, conocemos el volumen de obra que tenemos - que manejar por hora, lo cual nos permite decidir el equipo que se ajuste a - las necesidades del trabajo.

Se solucionarán los equipos de tendido, vibrado y acabado que más se - - ajusten al programa estudiado y estén balanceados entre sus diferentes elemen - tos.

Ejemplos Numéricos.

Caso No. 1.

Datos:	a.	Concreto en Pavimento	20 000 M3.
	b.	Duración Obra.	40 Semanas.
	c.	Material pétreo almacenado.	
	d.	Lluvias probables.	35 Días.
	e.	Días perdidos por otras causas.	18 Días.

Determinar el equipo más conveniente para la fabricación y colocación del concreto.

10. Determinamos los días disponibles para realizar el trabajo, se con sidera el Sábado como 1/2 día.

Plazo	40	Semanas	x	5.5 días	=	220 Días
Días Lluvias.				35 días	-	35 Días
Días perdidos por otras causas.	18	días			-	18 Días
				Días Disponibles.		167 Días

20. Producción promedio necesario para cumplir con el Programa.

$$\frac{20\ 000\ M3}{167\ Días} = 119\ M3/Día.$$

3o. Producción promedio diaria.

En un turno normal podemos considerar 7 horas efectivas de trabajo debido al inicio y terminación de Jornada.

$$\text{Producción mínima diaria} = \frac{119 \text{ M3/Día}}{7} = 17 \text{ M3/Hora}$$

4o. Para la producción horaria en una Planta de Concreto vamos a considerar una eficiencia de 80% y otro 80% en el tendido, tendremos la capacidad mínima necesaria para la Planta.

$$\text{Capacidad Nominal de la Planta.} = \frac{17 \text{ M3/H}}{0.8 \times 0.8} = 26.55 \text{ M3/H.}$$

Para cumplir con el programa de trabajo de acuerdo con las condiciones generales de la Región, se requiere una Planta de Concreto con una capacidad mínima de 26.55 M3/H.

Habrá que buscar en el mercado la disponibilidad del equipo disponible que se ajuste al volumen por producir.

En México, se pueden adquirir o Rentar Plantas de Concreto con capacidad de 30 M3/H.

Una máquina de 30 M3/H., trabajará a una eficiencia Real con respecto a la capacidad de colocación media del concreto.

$$\text{Eficiencia} = \frac{26.55 \text{ M3/H}}{30.00 \text{ M3/H}} = \underline{\underline{0.89}}$$

5o. Revisando capacidad de Planta contra la producción requerida.

Capacidad de Planta	30	M3/H	
Eficiencia Planta	80	%	
Eficiencia Eq. Tendido	80	%	
Vol. Prom. de Fabricación	30	M3/H	= 19.20 M3/H.
		<u>0.8 x 0.8</u>	
Producción Probable	19.20	M3/H	
Producción Requerida	17.00	M3/H	

° ° La Planta de 30 M3 es aceptable.

6o. Equipo de tendido, vibrado y acabado.

Para la selección del equipo deberá tomarse en cuenta la producción máxima de la Planta de Concreto, afectada por la eficiencia normal del equipo. Para la Planta de 30 M3/H, el equipo de tendido deberá tener una capacidad mínima de:

$$30 \text{ M3} \times 0.8 = 24 \text{ M3/H.}$$

Para esa capacidad pueden utilizarse los equipos de tendido y vibración descritos en el capítulo III-B.

CASO No. 2.

Con los mismos datos anteriores de volúmenes de concreto y términos de tiempo pero con la limitante de disponer solamente de una Planta de Concreto de 15 M3/H., tendremos la siguiente solución.

Datos:

a. Pavimento de concreto hidráulico	20 000 M3
b. Duración Obra	40 Semanas.
c. Material Pétreo almacenado.	
d. Días perdidos por lluvias.	35 Días.
e. Días perdidos por otras causas.	18 Días.
f. Planta de concreto disponible capacidad.	15 M3/Hora.

1o. Días disponibles para el trabajo igual al Caso No. 1 167 Días.

2o. Obtendremos las horas efectivas de trabajo necesarias para realizar el trabajo.

$$\frac{20\ 000 \text{ M3}}{15 \text{ M3} \times 0.8 \times 0.8} = 2083.33 \text{ Horas Efectivas.}$$

30. Establecer turnos de trabajo.

Si utilizamos la Planta de Concreto de 15 M3/H y tenemos un plazo de 167 días de trabajo, y se requieren 2083 horas efectivas de trabajo para producir y colocar el pavimento tendremos:

$$\text{Turnos} = \frac{2083 \text{ Horas}}{167 \text{ Días} \times \frac{7 \text{ Horas}}{\text{Turno-Día}}} = 1.78 \text{ Turnos.}$$

Necesitamos 1.78 Turnos Diurnos de Trabajo.

40. Como el Segundo Turno normalmente es media hora más corto que el primero y que su eficiencia es 10% menor tendremos:

$$\text{1er. Turno rendimiento} = \frac{15 \text{ M3}}{0.8 \times 0.8} = 9.60 \text{ M3/H.}$$

$$\text{2o. Turno rendimiento} = 0.9 \times 9.6 \text{ M3} = 8.64 \text{ M3/H.}$$

$$\text{Prod. 1er. turno} = 9.60 \text{ M3/H} \times 7 \text{ H.} = 67.2 \text{ M3/Turno.}$$

$$\text{Prod. 2o. turno} = 8.64 \text{ M3/H} \times 6.5 \text{ H} = \frac{56.2}{123.4} \text{ M3/Turno.}$$

=====

Ajustando la producción de los dos turnos necesarios por eficiencia y horas laborales tendremos:

Producción posible en 167 días laborales con dos turnos por día.

$$\text{Producción} = 167 \text{ días} \times 123.4 \text{ M3/día} = \underline{\underline{20,607.80 \text{ M3}}}$$

Puede realizarse el trabajo utilizando una Planta de 15 M3/H. trabajando dos turnos por día.

30. Equipo de tendido, vibrado y acabado.

Para el equipo de tendido, vibrado y acabado en este caso de producciones de 15 M3/H., puede utilizarse un equipo similar

al del caso No. 1, a pesar de estar algo excedido.

Sin embargo es posible utilizar un equipo más sencillo a base de 2 vibradores eléctricos de alta frecuencia operados individualmente por peones, y una regla vibratoria de doble barra con vibrador de alta frecuencia, jalada con peones, y el ex-tendido del concreto manualmente.

COMO EJEMPLO DE PAVIMENTACION DE CONCRETO HIDRAULICO
MASIVO DE PRODUCCIONES HORARIOS ALTISIMOS VAMOS A MENCIONAR:

LOS DATOS DE COLADO DE LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO EN EL AE
ROPUERTO FT WORTH - DALLAS TEXAS.

Para Aeropuerto de Ft Worth-Dallas Texas, se obtuvieron los siguientes rendimientos para colado de losas de pavimento hidráulico, utilizando 2 Equipos Pavimentadores de 15 m de ancho.

Producción media horaria	253	M ³ /H/Maq.
Producción máxima horaria	386	M ³ /H/Maq.
Producción máxima en un día	12292	M ³
Producción media semanal	37678	M ³ .
Area Pavimentada.	2 484000	M ² .
Espesor de:	44 a 55	cm en dos capas.

V COLADO, COMPACTACION Y CURADO DEL CONCRETO HIDRAULICO.

5.1 Colado del Concreto.

El equipo de colocación tiene que ser apto para depositar el concreto a su posición final con un mínimo de segregación y sin dañar la sub-base.

En trabajos que requieran el movimiento de grandes volúmenes de concreto se utilizarán máquinas equipadas con dispositivos de distribución y colocación del concreto en forma mecánica, tales como cajones de recepción y para su distribución pueden contar con cualquiera de los siguientes elementos: banda, gusano, remo, cajones, abanico, etc. Cualquiera de estos dispositivos distribuye el concreto a todo el ancho de la losa con los espesores adecuados sin dañar la sub-base, además manejando el concreto con un mínimo de segregación.

Para el manejo de volúmenes menores de concreto del orden de 20 - - M³/hora, pueden usarse equipos de extendido y colocación como los descritos en el Capítulo 3-B, con muy buenos resultados.

Si hablamos de volúmenes del orden de 10 M³/hora, entonces usaremos el Sistema de Colocación y tendido manual con peones y palas.

El suministro del concreto en todos los casos será mediante camiones de volteo o Dumpcrete, teniendo especial cuidado de no dañar la sub-base al circular sobre ella.

En el Capítulo III se han explicado algunos equipos que se recomiendan para estos trabajos.

5.2 Compactación.

Se logra mediante el uso de vibradores de alta frecuencia 10 000 - V.P.M., se colocan sobre una barra con separación de 75 cm centro a centro a todo el ancho de la losa de concreto, solamente debe trabajar cuando están sumergidos en la masa del concreto, nunca fuera de él.

En algunas máquinas se cuenta con vibradores de tubo colocados en la esquina de avance de la plancha de conformación.

También es posible utilizar varios vibradores de alta frecuencia -- operados individualmente.

5.3 Comprobación Superficie Terminada (Depresiones).

Antes de dar el acabado superficial se procede a comprobar si la superficie está dentro de tolerancia en niveles. Esto, se hace colocando una regla metálica de 5 m en el sentido longitudinal de la losa observando las depresiones. Estas deberán ser menores de 0.5 cm si se exceden las depresiones deberán corregirse de inmediato antes de fraguar el concreto.

En caso de colocación de concreto en volúmenes grandes para checar la superficie terminada se recomienda usar el Perfilógrafo que puede proporcionar resultados de perfil más exactos y con esto corregir sobre la marcha el tendido y acabado del concreto ajustando la máquina pavimentadora para lograr resultados dentro de especificaciones.

5.4 Acabado Superficial.

En muchas ocasiones ante todo, cuando los volúmenes de colado no son muy grandes, se acostumbra dar un acabado superficial con llanta de madera. Este procedimiento no debe usarse ya que cualquier trabajo hecho a mano deforma la superficie dejando mayores depresiones.

Es preferible en todo caso no usar ningún acabado adicional superficial y dejarlo tal como lo deja la máquina acabadora.

Cuando se trabaja en volúmenes grandes de colado, los equipos que se utilizan tienen interconstruidos elementos suficientes para dar un acabado superficial adecuado. Sin embargo en todos los casos es preferible utilizar algunos de los equipos descritos en el Capítulo III.

5.5 Textura Final.

La textura final se logra por cualquiera de los dos procedimientos indicados. El escobillado se hace pasando sobre la superficie terminada una escoba de raíz dejando marcados pequeños surcos de 1 a 3mm de profundidad.

5.6 Curado del Concreto con Membrana.

Una vez que desapareció la película de humedad brillante sobre el -

pavimento fresco, la superficie deberá ser cubierta con una membrana de curado, ésta puede aplicarse con aspersores de tipo manual o mecánicos del tipo que se usan para aplicar insecticidas, también hay máquinas especializadas cuando se trata de grandes volúmenes.

En casos especiales cuando hay mucho viento deberá aplicarse con un bote.

Su aplicación deberá ser con un espesor y textura uniforme.

Un buen producto rinde 3 M² por litro. En los cachetes de las losas deberá aplicarse la película de curado antes que transcurra una hora de haber retirado la cimbra.

5.7 Remoción de las Formas de Cimbra.

Las formas se descimbrarán entre 6 y 8 horas después del colado.

Este tiempo puede tener variaciones de acuerdo con las condiciones de temperatura, humedad y viento en cada lugar.

Al remover las formas hay que tener muy en cuenta no dañar las esquinas de las losas.

VI DESCRIPCIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS.

Las juntas son esenciales en los pavimentos de concreto hidráulico a fin de reducir los esfuerzos de tensión, compresión y flexión en las losas.

A. Diferentes tipos de juntas.

1. Juntas de Expansión.

Su función principal es proporcionar el espacio para que tenga lugar la expansión del concreto y por consiguiente evitar que se originen esfuerzos de compresión que pudieran causar daño en el mismo.

Esta junta funciona también como junta de contracción.

2. Juntas de Contracción.

Tienen por objeto limitar los esfuerzos de tensión a valores --

permisibles. Esta junta debe estar en libertad de abrirse, básicamente existen varios tipos de juntas de contracción.

Juntas de Ranura.- Se construye formando una ranura en la superficie del pavimento utilizando alguno de los siguientes procedimientos.

- a) Introducir temporalmente en el concreto una tira metálica.
- b) Instalar una tira de material premoldeado de relleno para juntas a la profundidad requerida.
- c) Aserrar el pavimento después que el concreto haya endurecido.
- d) Juntas de tiras metálicas.

3. Juntas de Alabeo o de Articulación.

Se refiere a cualquier tipo de junta que permita un cierto giro sin una separación considerable entre las losas adjuntas. Su función principal es absorber los esfuerzos por alabeos. A diferencia de la junta de expansión o contracción, se colocan barras de sujeción a través de la junta para prevenir separaciones considerables en la junta. En efecto - una junta de este tipo actúa simplemente como una articulación, esto permite que las losas en unión puedan sufrir un cierto desplazamiento angular.

4. Juntas de Construcción Transversal.

Al terminar el colado cada día deberá construirse una junta de construcción. Estas, también tendrán que colocarse por alguna interrupción por falla de equipo o razones climatológicas. Deberán colocarse con una interrupción del colado, de 30 min. en climas secos calientes y con viento, o una espera de una hora en condiciones no tan severas puede ser el índice para terminar un colado y hacer la junta de construcción.

5. Juntas Longitudinales.

Esta junta puede ser una junta a tope como resultado de la construcción de una banda o bien si la construcción del pavimento se hace a todo lo ancho, se forma utilizando alguno de los métodos descritos en la junta de contracción.

La separación y fallas entre las bandas adyacentes, se evita mediante el uso de barras de sujeción espaciadas convenientemente.

6. Dispositivos para Transmisión de Carga.

Debe proporcionarse algún dispositivo para transmisión de cargas - aunque los bordes y esquinas se diseñen para resistir la carga sin sobre esforzar el concreto.

Los dispositivos mecánicos para transmisión de cargas pueden dividirse en dos tipos principales.

6.1 Resistentes al Corte.

Son los que tienen resistencia al cortante pero poca o ninguna resistencia a la flexión. Pueden ser:

- a) De Machimbre.
- b) De Placas corrugadas.
- c) De Trabazón de Agregados.

Las de Machimbre se logran haciendo formas especiales con machimbre.

Las de Placas Corrugadas pueden ser a base de cimbra con superficie corrugada.

Las de transmisión de carga por trabazón de Agregados, trabajan a través de la falla de concreto, provocado en la junta de contracción por la ranura falsa o aserrada. Para que la Trabazón de Agregados sea efectiva, la abertura de las juntas no deberá exceder de 0.5 mm. (Especificación A.C.I. e. 325-53).

6.2 Resistencia al Cortante y Flexión.

Aquellas que tienen resistencias al cortante y a la flexión el más común es en el pasajunta. La mayoría de los dispositivos para transmisión de carga emplean este principio en su diseño. El pasajunta de varillas de acero convencional redondo es el tipo más empleado de dispositivos para transmisión de cargas.

B. Construcción de las Diferentes Juntas.

1. Juntas de Expansión.

Normalmente son juntas de construcción que se utilizan cuando la dirección del pavimento cambia, como pudiera ser el caso del entronque de las calles de rodaje con pistas y plataforma de operación.

Su construcción es sencilla por tratarse de una junta entre dos concretos de diferente edad con separación de 2 cm relleno con celotex impregnado en asfalto en toda su altura.

2. Juntas de Contracción.

a) Introduciendo temporalmente una tira metálica, una vez terminado de colocar el concreto, vibrado y terminado, estando en estado plástico el concreto, se introduce a lo ancho de la losa una solera metálica de la sección igual a la de proyecto. Cuando comienza a endurecerse el concreto se retira la solera dejando la junta formada. Este sistema es el más económico, sin embargo no se recomienda ya que al introducir una solera en el concreto en fresco, normalmente alteramos su calidad. El volumen de la solera introducida desloja igual volumen de concreto formando unos pequeños bordes que deberán retirarse. Para lograr renivelar el acabado se usan llanas y siempre se agrega algo de agua, todo este procedimiento es inadecuado y se traduce en un debilitamiento de la junta y altera las condiciones del concreto.

b) Instalar una tira de material premoldeado de relleno para juntas a la profundidad requerida quedando colocada definitivamente. Esta tira puede colocarse manualmente o con algún equipo especializado.

Si se trata de una tira que desaloje concreto, para su colocación se presentarán los mismos problemas del caso a), y deberá evitarse usar este sistema.

En caso de usar una tira de plástico muy delgada no tendremos problemas de reborde y sí puede recomendarse su utilización.

Esta tira se instala separando el concreto para luego introducir la tira de plástico y volver a colocar el concreto en su sitio y dejando el acabado de la superficie mediante un afijamiento.

c) Aserrar el pavimento después que el concreto haya endurecido.

El aserrado de la junta se hace entre 6 a 8 horas de haber colocado el concreto.

Para determinar el tiempo más apropiado, después de colocado el concreto para aserrar la junta, se determina en una plataforma de prueba en el que se efectúan cortes a diferentes espacios de tiempo, comenzando a hacer el primer corte a la 6a. hora o cuando el concreto soporte la cortadora sin éejar hue-lla y los siguientes con 15 minutos de diferencia, hasta llegar a 8 ó 9 horas. Se inspecciona visualmente las juntas y se elige la que no tenga despostillamientos en sus aristas, en el menor tiempo transcurrido después de colocado el concreto. La máquina que se usa para el corte de la junta, deberá tener una potencia mínima de 20 H.P., siendo preferible usar más de 30 a 40 H.P., además deberá estar provista con un sistema de enfriamiento del disco de corte con chorro de agua.

Para el corte se usan dos espesores de disco, uno de 3/16" y otro de 1/4". El primero para aserrar una profundidad de 1/5 del espesor de la losa, y el segundo para ampliar la junta a 5 mm de espesor por 30 mm de profundidad.

Este sistema es el más adecuado y conveniente para aeropistas ya que deja un acabado y una superficie de rodamiento perfecto.

d) Juntas de Tiras Metálicas sobre la Sub-base.

Se construye colocando una tira separadora o de partición sobre la sub-base. Este separador consiste en una placa metálica o alguna hoja delgada de material rígido e incompresible, sirve para interrumpir la continuidad del pavimento. Se forma una ranura en el concreto encima del separador.

Las ventajas que pueden ofrecer las juntas descritas en los incisos a) y b), son:

Se crea un plano de inconsistencia o debilidad antes de que el concreto empiece su fraguado inicial.

Dado que la junta se instala al mismo tiempo que se efectúa la pavimentación, esto evita alteraciones en el fraguado.

Los costos de los insertos son relativamente baratos, comparados con otros sistemas.

3. Juntas de Alabeo o de Articulación.

En un aeropuerto para aeropista o carretera, se construyen entre las dos losas extremas de un pavimento, a lo largo de éste. Al ir colando la penúltima línea del pavimento se colocan varillas corrugadas de determinado diámetro y separación, según marca el diseño al centro del peralte de la losa. Para ese fin se dejan perforadas las formas de cimbra. Una vez colado el concreto se introducen por la perforación la varilla, la mitad de su longitud. Cuando se cuele la última línea del pavimento quedará la otra mitad de la varilla en esa losa. Así obtendremos una sujeción perfecta entre las dos losas extremas del pavimento. Este procedimiento se aplica tanto en aeropuerto para pista, rodajes y plataforma de operaciones como en carreteras u otros pavimentos. Siempre las dos últimas losas deberán estar sujetas por este sistema a lo largo del pavimento.

4. Juntas de Construcción Transversal.

Este tipo de junta que se construye para fin de jornada o alguna interrupción imprevista, se procede como sigue:

Se prepara una forma cimbra para fin de jornada o de tapón. Se dejan perforaciones y apoyos para colocar las varillas de transmisión de carga. La separación será de acuerdo con el proyecto y se ubicarán al centro del peralte de la losa.

Cuando terminamos una jornada de colado se coloca el tapón descrito anteriormente, de preferencia coincidiendo con alguna junta de construcción transversal, se nivela y fija igual que cualquier forma de cimbra, y colocamos las barras de acero liso según proyecto, bien engrasados y se termina el colado.

Las barras de acero deberán estar coladas al centro de la losa separadas a la distancia que marca el proyecto y habrá que tener especial cuidado en su alineación y paralelismo con la banda de colado.

5. Juntas Longitudinales.

Son las juntas que normalmente quedan a tope una y otra losa a lo largo del pavimento. Su construcción es la unión de una losa colada con otra. La cimbra que se usa lleva un machimbre para transmitir carga.

6. Dispositivos de Transmisión de Carga.

a) Las Resistentes al Cortante.

Las que no son resistentes a la flexión, normalmente se logran mediante el uso de cimbras especiales con machimbre o superficie rugosa, en ambos casos se diseñan las cimbras con el machimbre como parte integral.

En el caso de transmisión de carga por trabazón de agregados se logra éste al forjar la ranura falsa o aserrada descritos en el Capítulo VI-B-2.

b) Las Resistentes al Cortante y a la Flexión.

Cuando el proyecto exige transmisión al cortante y a la flexión, habrá que dejar barras de acero para transmisión de carga.

En caso de terminación de jornada o suspensión del trabajo se procederá según lo descrito en el inciso 4 de este Capítulo.

Juntas de Construcción con Barras para Transmisión de Carga.

Cuando el proyecto lo exija habrá que dejar barras para la transmisión de cargas en losas coladas en un tramo continuo y en la junta de construcción que se deja al suspender el colado.

En el caso del colado continuo es importante que las varillas pasajuntas lisas que se dejan en la zona de la junta deberán estar coladas a la mitad del peralte de la losa y repartidas según marque el proyecto, alineadas paralelamente al eje longitudinal y engrasadas para que tengan libertad de movimiento horizontal.

Para lograr mantener las barras pasajuntas en su posición correcta se construye una estructura de alambón que se clava en la sub-base y sobre estas se distribuyen las barras pasajuntas amarrándolas ligeramente para permitir el movimiento horizontal sin perder su alineamiento longitudinal.

JUNTAS DE CONSTRUCCION EN AEROPISTAS.

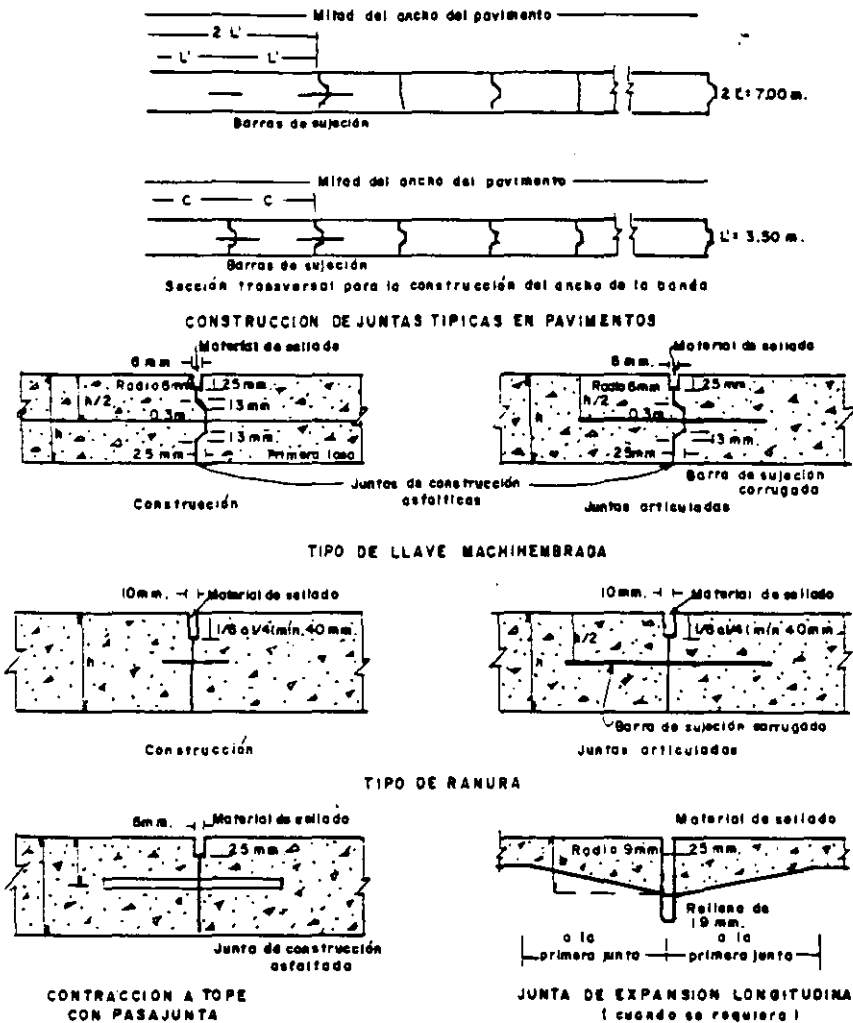
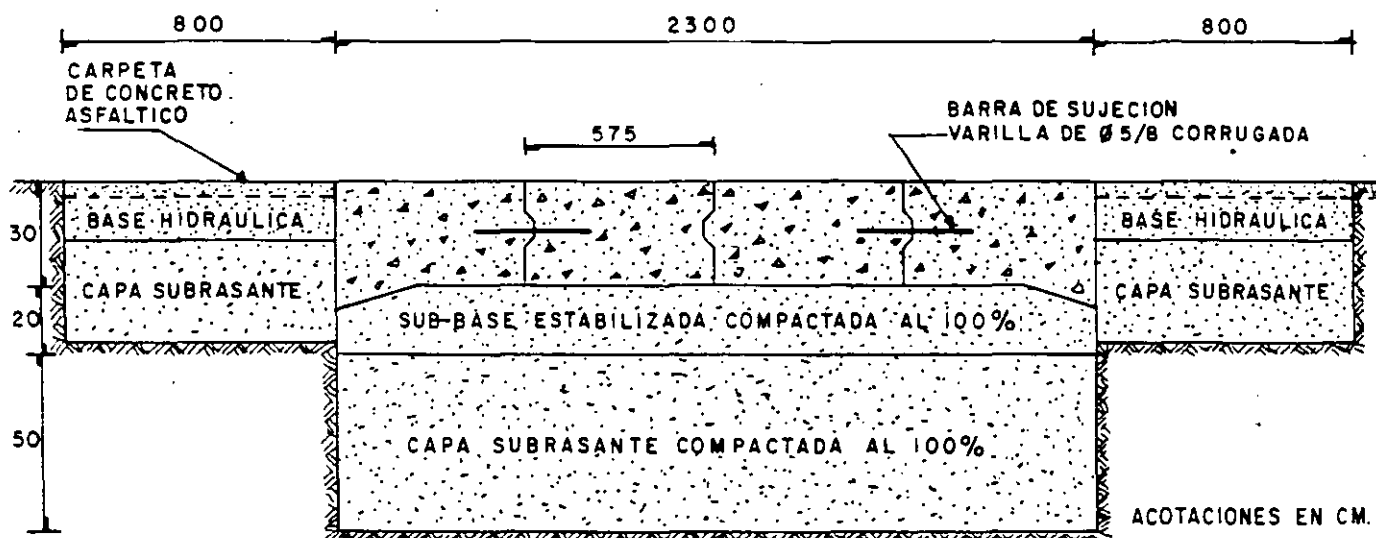


Fig. 4. Detalles recomendados de diseño para juntas - transversales en aeropistas.

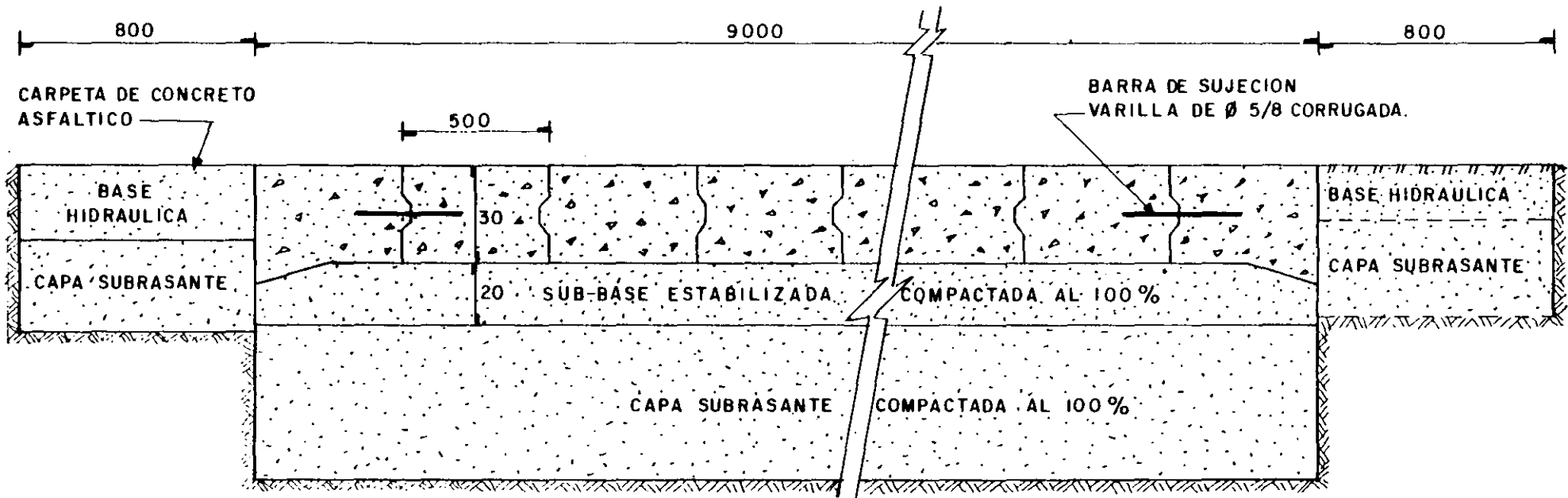
1. Deberán usarse pasajuntas en juntas ranuradas en los accesos, - pista de rodaje y secciones peraltadas en aeropistas. Deberán - omitirse en otras partes de la aeropista.
2. El tamaño y espaciamiento de las pasajuntas será el que se re - quiera.
3. Todas las juntas deberán sellarse con un material aprobado.



SECCION CALLES DE RODAJE

Fig. 5 Detalles recomendados de diseño de juntas longitudinales para aeropistas.

1. Barras de sujeción corrugadas instaladas en las juntas de ranura y de llave en anchos de 7.6 m a partir del borde del pavimento.
2. Pueden usarse juntas de construcción a tope con pasajuntas espaciadas como se requiera en vez de juntas de llave.
3. Todas las juntas deberán sellarse con un material aprobado.



SECCION PLATAFORMA DE OPERACIONES

ACOTACIONES EN CM.

Figura 6

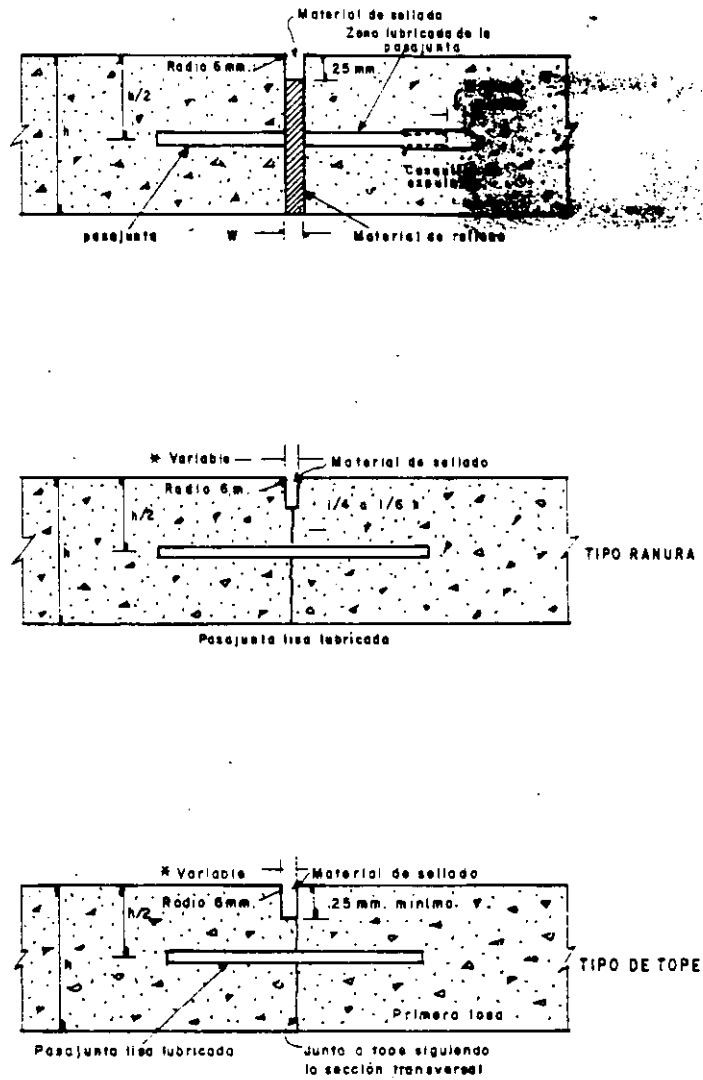


Fig. 7 Detalles recomendados de diseño para junta transversal de expansión en carreteras

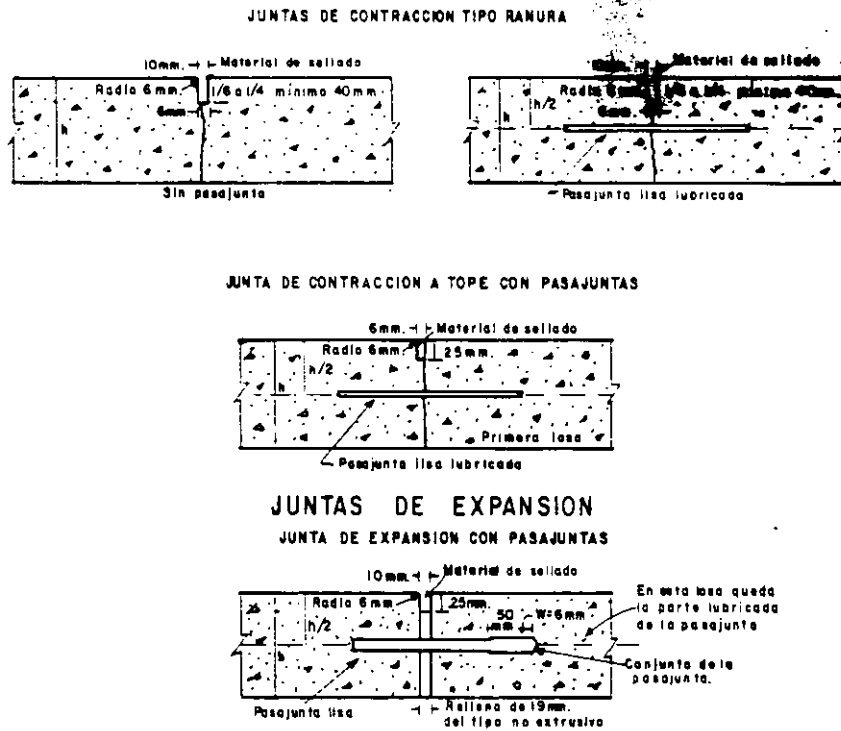


Fig. 8 Detalles recomendados de diseño de junta de contracción transversal para carreteras.

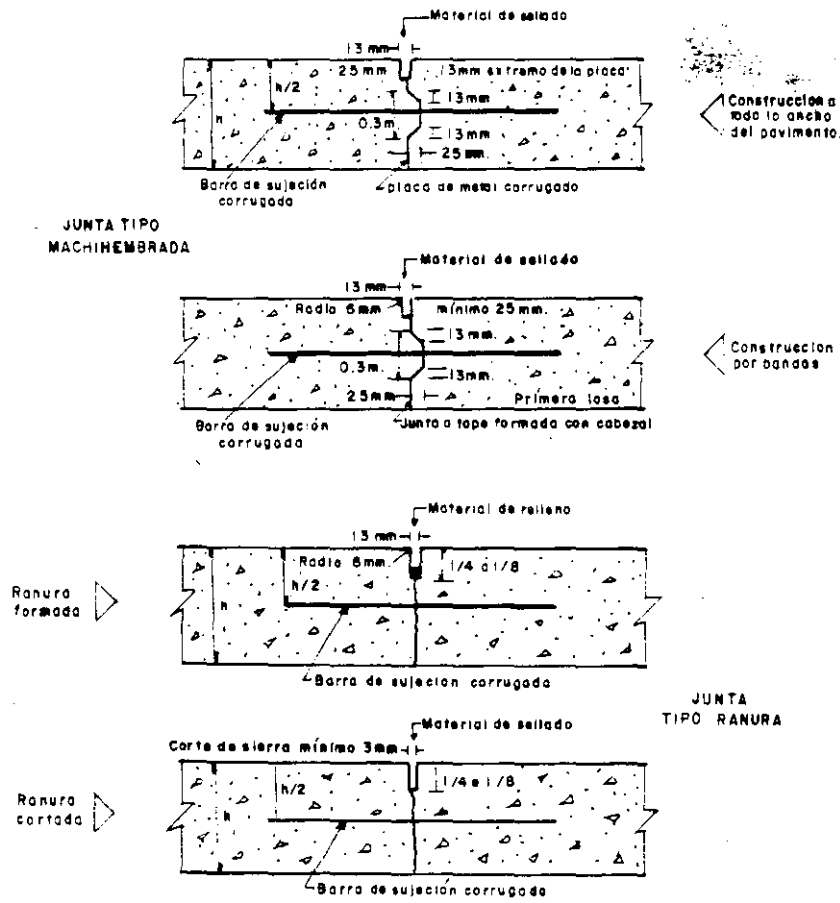


Fig. 9. Juntas longitudinales en carreteras

VII SELLADO DE LAS JUNTAS DE CONTRUCCION.

Una vez terminado el colado de losas y aserrado de las juntas se procede al sellado.

7.1 Productos Empleados.

Para sellar las juntas en losas de concreto se necesita un producto que debe resistir la acción de agua, aceites, minerales, gasolinas y combustibles de aviones a reacción.

En general son productos selladores del tipo termoplástico a base de alquitranes, mica activa, hule sintético clorinado y plasificantes estabilizadores. En su forma original es un líquido espeso negro con un peso específico de 1.4 kg/lt.

Para su aplicación debe calentarse hasta 140°C. Una vez frío se transforma en un cuerpo elástico con apariencia de hule blando de gran elasticidad que se produce por la formación de una red compleja de moléculas de hule sintético dentro de la masa. Las estructuras moleculares de hule se forman al calentarse el producto y se van completando poco a poco durante unos 90 días después del colado.

Después de 90 días, el producto mantiene su valor de penetración de 90 décimos de milímetros (medida estándar de dureza), no obstante estar expuesto a la intemperie.

El producto sellador termoplástico tiene una elevada adherencia en superficies secas y limpias, debido a la polaridad de la masa. La adherencia se califica en pruebas fijadas por la "Federal Specification SS - S1676" y en general deberá cumplir con las especificaciones "ASTM-D-1854".

7.2 Formas de Aplicación.

7.2.1 Limpieza de las Juntas.

Con objeto de retirar las impurezas alojadas en las ranuras deben limpiarse perfectamente éstas retirando todo cuerpo extraño y como operación final se aplicará un chiflón de aire para dejar perfectamente limpias las juntas sin adherencia ni polvo antes de aplicar el sello.

7.2.2 Aplicación del Sello.

Siendo el sello un producto termoplástico debe colocarse a una temperatura adecuada y uniforme. El material puede calentarse en la misma máquina aplicadora que está provista de un recipiente de doble fondo (camisa de aceite) para evitar un calentamiento local excesivo. La temperatura del aceite debe mantenerse a los 170°C hasta que el producto haya adquirido una temperatura uniforme de 140°C. Estando el producto a esta temperatura es un líquido bastante delgado, que fluye fácilmente sin hacer burbujas, que toma la forma de la sección que lo contiene y que penetra en fisuras, porosidades e intesticios, aumentando su anclaje y mejorando su adherencia intrínseca.

Debe mantenerse el recipiente calentador tapado durante el calentamiento de producto sellador. No es necesario revolver constantemente el producto durante su calentamiento. Se deberá revolver cuando ha alcanzado su temperatura de aplicación y especialmente de colocarlo.

En caso de trabajos en que se requiera una mayor eficiencia de la máquina aplicadora, ésta deberá ser abastecida con material previamente calentado a la temperatura de aplicación, manteniendo cerca de la zona de sellado una nodriza o calentador.

El precalentador es un recipiente de calentamiento, montado sobre una plataforma con ruedas que eleva la temperatura del producto por el mismo sistema del fondo (camisa de aceite). Este precalentador por su facilidad de circulación y traslado puede ir detrás de la máquina aplicadora con el objeto de abastecer en el momento oportuno.

La capacidad de la máquina aplicadora es de 63 lt, quedando una cámara de protección de dimensiones adecuadas, para absorber la dilatación del material, especialmente cuando éste ha alcanzado su temperatura óptima de aplicación.

La máquina está diseñada para efectuar la extracción de los 63 lts. en 45 minutos estando el material a una temperatura de 130 a 140°C. El precalentador tiene una capacidad de 126 lts con las mismas características de la máquina aplicadora.

El abastecimiento a la máquina aplicadora se efectúa entre 10 y 12 minutos a una temperatura de 130 a 140°C.

El calentamiento inicial en la aplicadora y precalentador es

de 90 a 120 minutos respectivamente para temperaturas ambientales de 20 a 25°C. Los calentamientos sucesivos en ambas máquinas son del orden de 40 minutos.

El empleo del precalentador elimina la pérdida de 30 minutos por carga, respecto al sistema de calentamientos sucesivos en la máquina aplicadora.

La colocación del producto se hace colando el material fundido dentro de las juntas ya preparadas, empleando un vertedor (boquilla), de dimensiones adecuadas. Debe procurarse no llenar totalmente la sección de la junta, dejándose de 3 a 5 mm libres para que al dilatarse el concreto no expulse el sello de la misma.

7.2.3 Restauración de las Juntas.

Las juntas que tengan abocardamientos, fracturas o cavidades con anchos mayores de 2 cm deberán ser restauradas antes de proceder al sellado.

La restauración consiste en reproducir nuevamente la forma original de la junta con productos epóxicos o similares.

Cuando se trata de pegar concreto nuevo con viejo se usará resina epóxica y en caso de resanes pequeños se usará el mortero epóxico o similares. Posteriormente se aplicará el producto de sellado.

VIII DISCUSION DE LAS CAUSAS QUE ORIGINAN DEFECTOS DE CONSTRUCCION Y METODOS PARA EVITARLOS.

8.1 Suministro del Concreto Mal Revenimiento.

- A. Revenimiento bajo 0-2 cm.
- B. Revenimiento alto 6 cm adelante.

A. En caso de revenimientos muy bajos (de 0 a 2 cm) es muy difícil colocar el concreto, retrasando esto el avance. No se logra tener suficientes finos en la superficie por lo que el acabado queda defectuoso y generalmente fuera de especificaciones en niveles terminados. Para evitar esto habrá que tener especial cuidado de suministrar concreto con los revenimientos y calidades especificadas.

B. Suministro del concreto con revenimiento demasiado alto 6 cm adelante.

El colocar este concreto puede causar agrietamientos indeseables. Se corre el peligro de tener bajas resistencias. En general se prefiere deshechar estos concretos por estar fuera de especificaciones. El remedio es controlar la cantidad uniforme del concreto en el suministro.

8.2 Colocación Deficiente del Concreto.

A. Colocación con Volumen escaso.

B. Colocación con volumen sobrado.

A. Cuando se coloca el concreto en volumen escaso habrá que rellenar éste después del vibrado profundo, manualmente y distribuirlo con el equipo de acabado y vibrado superficial retrasado al avance de obra.

B. Cuando se coloca concreto en exceso se tiene que retirar el volumen sobrante con el personal manualmente ayudado con el equipo de vibrado superficial, esta operación se dificulta mucho debido a que el concreto sobrante ha sido vibrado intensamente encontrándose en forma densa y compacto.

Esta operación es difícil, lenta y retrasa los avances de obra. En los dos casos habrá que tener especial cuidado de colocar el concreto en cantidad exacta para evitar estos problemas.

8.3 Pisar el Concreto Fresco.

Debe evitarse a toda costa pisar el concreto fresco cuando está terminado de colocar, para lo cual deben tenerse en el sitio de obra puentes de trabajo. El arreglar estos desperfectos se hace recortando las protuberancias que quedan y rellenando las oquedades con productos especializados que en todo caso son muy caros.

8.4 Mal Alineamiento de la Cimbra.

El problema que presenta es de aspecto. Para corregirlo se corta con disco de diamante alineando las juntas del concreto, esa operación es muy costosa.

8.5 Malos Niveles de la Sub-base.

Este es el problema más común y más serio que se presenta en el trabajo de construcción de losas de concreto hidráulico. Se debe principalmente al equipo convencional que se usa para su tendido. A pesar de tener especial cuidado en colocar suficientes trompos para el afine, no se logran las tolerancias de especificaciones. Como no se pueden dejar losas con espesor menor al especificado hay que hacer los recortes, como normalmente se hacen manuales, siempre quedan excedidos y el volumen adicional resultante habrá que reponerlo con concreto hidráulico. El costo del concreto hidráulico es de 8 a 10 veces más caro que el de la sub-base.

El remedio sería usar equipos especializados para el afine de sub-rasante y sub-base controladas por sistemas electrohidráulicos mediante guías de alambre previamente nivelados y alineados.

8.6 Lluvias Inesperadas Cuando se está Colando Losa de Concreto.

Esto puede suceder con cierta frecuencia en algunas zonas.

La lluvia puede deslavar la capa terminada o dejar huellas de gotas, dando mal aspecto, aunque no afecte la resistencia del concreto.

Se deberá prevenir con cubiertas de estructuras ligeras que permitan proteger el concreto fresco sin llegar a estar en contacto. El tramo que deberá cubrirse es el que tenga hasta 2 horas de colado.

Otra preocupación adicional es suspender de inmediato el colado y colocar una junta de construcción con barras pasajuntas.

8.7 Agua Atrapada en Zona de Colado.

Puede darse el caso que quede encajonada el agua sobre la sub-base por no tener salida natural o haber sido tapada esta por necesidad de trabajo. Esto puede, deteriorar la sub-base por filtración de agua, perdiéndose la compactación y formar baches. Para proteger al máximo la sub-base deberá cubrirse con un producto asfáltico que impida el paso del agua y evitar en lo posible dejar áreas que no tengan salidas naturales de agua.

Todo defecto de la sub-base deberá repararse de inmediato.

8.8 Excesiva Temperatura Ambiente y Fuertes Vientos.

Excesiva temperatura ambiente y fuertes vientos, causan agrietamientos

prematuras por la rápida pérdida de humedad en la superficie del concreto.

Puede intentarse tratar de incorporar superficialmente el agua perdida por medio de rociadores, con resultados regulares.

Lo más recomendable sería cambiar los turnos de trabajo suspendiéndolo a las horas más críticas de temperatura o de viento.

8.9 Juntas.

Si se hace el ranurado fuera del tiempo adecuado se presentan problemas.

8.9.1 En caso de ranurado prematuro se despostilla el bordo de la junta dejando muy mal aspecto.

8.9.2 En caso de aserrar demasiado tarde se puede presentar la ruptura de la losa fuera del sitio del proyecto con aspecto desagradable y problemas de sellado.

En los casos de junta despostillada si los despostillamientos son más anchos de dos centímetros, habrá que corregirlos con productos especiales. En el caso de fractura de losa fuera del sitio de proyecto, se hace una ranura a cincel para luego sellarla.

Ambos casos son lentos y costosos.

Para lograr un aserrado a tiempo oportuno con resultados correctos, es conveniente hacer una plataforma de prueba, colando un piso de concreto similar al usado en el pavimento y efectuando cortes con ella a diferentes tiempos, recomendando iniciar el primer corte cuando el concreto soporte el equipo de corte sin dejar huella en la superficie y continuando con un corte cada 1/4 de hora. Por simple inspección ocular de resultados, puede encontrarse el tiempo óptimo para iniciar los cortes con los mejores resultados.

Estos tiempos de entrada para corte pueden modificarse al cambiar las condiciones de temperatura, humedad y viento, y deberán ajustarse continuamente.

8.9.3 Juntas mal limpiadas.

A. Cuando la junta no queda completamente libre de polvo, no hay buena adherencia entre el concreto y el saliente quedando igual que si no hubiera sido aplicado el sello, con el problema

de filtraciones de agua en esa junta. Esto se evita sopleteando bien la junta antes del sellado a fin de eliminar el polvo.

B. Si no se eliminan los fragmentos de grava que queden en la junta estos pueden producir concentraciones de cargas cuando la losa sufre expansiones, cerrándose la junta y originando destillamientos en las aristas de la misma. Esto se evita eliminando dichos fragmentos con un cepillo, alambre o un objeto con punta.

8.10 Fallas por Grietas Longitudinales.

Esto puede presentarse cuando el aserrado longitudinal no se hace oportunamente en caso de colocar con equipos de colocación muy anchos.

Otro caso de grieta longitudinal puede producirse en aeropista en la segunda línea de losas (de afuera hacia adentro) estas se unen mediante barras de sujeción quedando unidas la primera, segunda y tercera línea de afuera hacia adentro; por efecto de expansión falla de losa de la segunda línea provocando una grieta longitudinal en su centro. Esto se corrige ajustando el proyecto de junta de sujeción eliminando las que unen las losas de la segunda y tercera línea.

8.11 Fallas por Curado Defectuoso.

Cuando la membrana de curado se aplique fuera de tiempo o en cantidad deficiente se producen grietas pequeñas, que si bien no tienen gran profundidad, si indican que el concreto superficial no logró la resistencia requerida. Esto se corrige aplicando a tiempo la membrana de curado en cantidad suficiente y que cumpla las especificaciones de calidad.



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

**CURSOS ABIERTOS
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I**

**CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO DE SECCIONES ESTRUCTURALES
EN CARRETERAS Y AEROPISTA**

ING. SANTIAGO BARRAGAN ABARTE

I. ALGUNAS IDEAS RELATIVAS AL DISEÑO DE SECCIONES ESTRUCTURALES EN CARRETERAS Y AEROPISTAS.

I.a Concepto de Sección Estructural

Actualmente se considera que un pavimento flexible es el conjunto de una subbase, una base y una carpeta. En los últimos años, muchos ingenieros de la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes han empezado a incorporar a este esquema una subrasante.

El terreno de cimentación y la terracería quedan fuera del esquema.

La experiencia demuestra que el trabajo de un pavimento es, sin duda, el resultado de la colaboración de todos los elementos, desde el terreno de cimentación hasta la carpeta.

Urge introducir en la S.C.T. el concepto de Sección Estructural de la Carretera (Terreno de cimentación, terracería, subrasante, subbase, base y carpeta, en general).

Dejando a un lado aspectos teóricos en que después se abundará, consideréense algunos aspectos prácticos.

1. El ingeniero especialista en pavimentos se preocupa de subbase, base y carpeta y, cuando mucho, de la subrasante.

El terreno de cimentación y la terracería quedan al cuidado del especialista en geotecnia o no se toman en cuenta. El paso de los años ha hecho que ambos cuerpos de especialistas desarrollen filosofías distintas y basen su preparación en cosas diferentes.

¿Que se diría de un puente cuya subestructura la diseñara un cuerpo de especialistas y la superestructura otro?

¿Que se diría de un edificio de 40 pisos, en que 30 fueran diseñados por un cuerpo de especialistas y 10 por otro? Sobre todo si la filosofía técnica de ambos grupos no coincidiera. ¿Cuál sería el comportamiento sísmico del edificio, por decir algo?

- PRIMERA CONCLUSION PRACTICA

En la SCT el grupo de hombres que tiene que ver con terreno de cimentación, terracería y pavimento debe ser el mismo y dar a todos los elementos el mismo interés.

2. Actualmente se pierde capacidad de opción.

En un estudio geotécnico se contempla la terracería que debe usarse y el terreno de cimentación con que debe trabajarse, sin saber que pavimento irá arriba.

La mayoría de los estudios de pavimentos se hacen sobre terracerías construidas. Estas no se toman en cuenta con ningún criterio que se refiera a deformabilidad, resistencia y estabilidad volumétrica. Sólo se prohíbe el uso de suelos finos con límite líquido mayor que 100% o de turbas.

- SEGUNDA CONCLUSION PRACTICA

En el momento de colocar un pavimento, lo que hay abajo puede ser de calidad tal que, póngase lo que se ponga arriba, fracasará. Un pavimento de gruesas planchas de acero sobre arcilla blanda, se distorsionará hasta hacerse intransitable en breve tiempo.

La SCT deberá conceder atención a los materiales de terracería, especialmente en deformabilidad y estabilidad volumétrica.

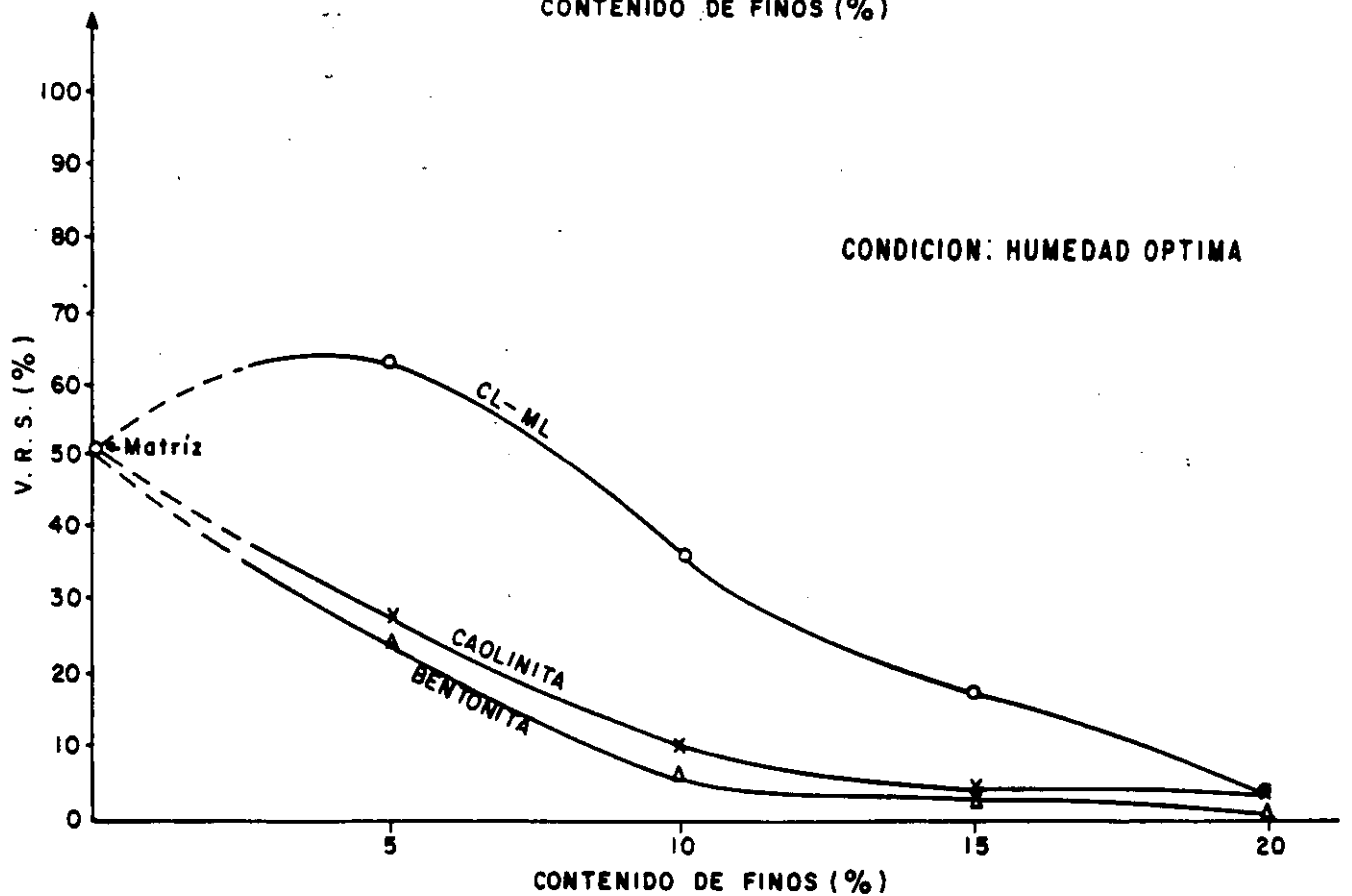
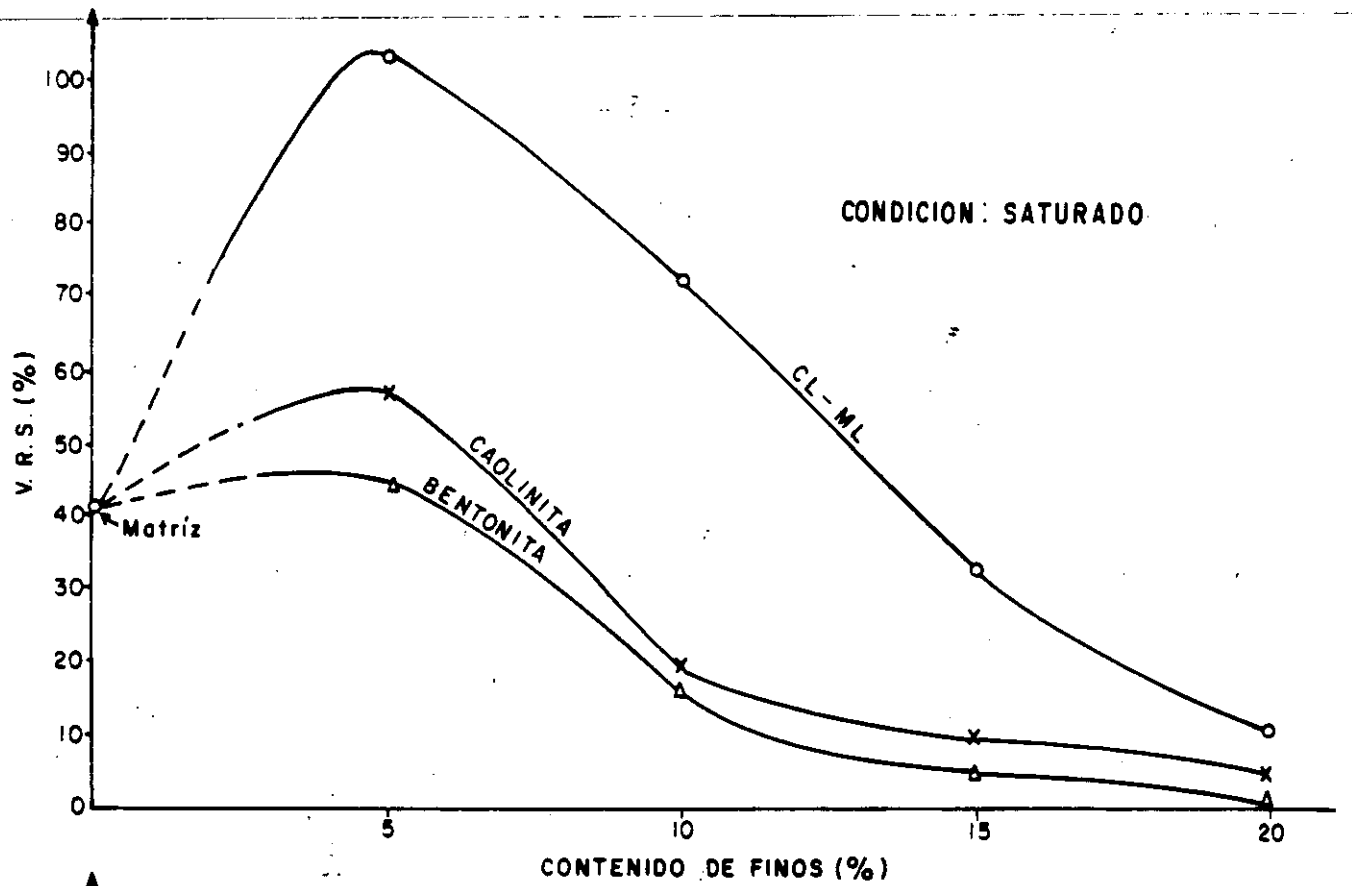
El valor límite líquido igual a 100% no es ninguna frontera trascendente.

Todas las opciones de diseño y comparaciones integrales de costo que resultan de confrontar un buen material de terracería, con un pavimento delgado y con ciertos materiales, contra un material de terracería peor, con un pavimento más importante, se toman hoy muy poco en cuenta, con lo que se pierden muchas oportunidades de optimización técnica y económica.

3. La subrasante se receta, sin otro requisito que una compactación fija (que puede ser buena para unos materiales, poca para otros y excesiva para otros más) y la exigencia de un VRS mínimo de 5% (saturado) y una expansión máxima de 5%, cuando la investigación en todas partes, incluyendo la SCT, ha demostrado que el VRS es un índice que no matiza la calidad de los materiales en suelos saturados, de manera que prácticamente todos los suelos finos tienen un VRS saturado muy análogo. Además, se exige a la subrasante un límite líquido menor que 100%.

- TERCERA CONCLUSION PRACTICA

Urge incorporar a las normas de calidad de las subrasantes criterios de plasticidad, que permitan estimar su estabilidad volumétrica.



CURVAS V.R.S. CONTENIDO DE FINOS EN (%)
COMPACTACION AASHTO ESTANDAR.

- ARBITRARIEDAD ACTUAL

Las especificaciones dicen que en subrasante no debe usarse ningún material con límite líquido mayor de 100% y excluyen también los materiales OH₁, con límite líquido entre 50 y 100%, pero no excluyen los materiales MH₁. El Sistema Unificado no establece entre los materiales OH y MH otra diferencia que la apreciación visual del contenido de materia orgánica. Es el que lo tenga apreciable. Si en el campo esa diferenciación la hiciera Arturo Casagrande, quizá condujera a algo útil, pero si la hace el autor de este escrito, la distinción ya no sería tan confiable y conduciría a una separación arbitraria en la que se aceptarían materiales peores que otros que se desecharían.

1.b Efecto y Papel del Agua en los Pavimentos

El agua en los pavimentos flexibles proviene de tres fuentes:

1. La que asciende de lo profundo por capilaridad
2. La que se infiltra por arriba de la carretera, con origen pluvial. Su vía de acceso más frecuente son las grietas en la superficie de rodamiento.
3. La que llega a la carretera por flujo interno, a través de cortes y terreno de apoyo.

Es sabido que en los suelos compactados que contengan material fino, el aumento en el contenido de agua produce:

- Pérdida de resistencia
- Aumento de deformabilidad
- Expansiones

Si el contenido de agua baja posteriormente, la resistencia aumenta (a no ser que haya agrietamiento, en cuyo caso disminuirá la resistencia masiva), la deformabilidad disminuye y el suelo con finos se contrae. Este juego de expansión y contracción es la inestabilidad volumétrica.

Las arenas y las gravas no cambian sus características mecánicas por variación en el contenido de agua. Los suelos finos, sí.

En general, los fenómenos anteriores se entienden bien con la mente, pero frecuentemente se actúa dividiéndolos.

Sin embargo, hay un punto en donde parece haber un mal entendido, - con repercusiones prácticas. Es en lo referente al efecto del clima. Se dice que las zonas lluviosas son difíciles y las secas fáciles. Esto es fácilmente falso.

En las zonas muy secas, los suelos finos están muy contraídos por evaporación. Al colocar un camino se interrumpe la evaporación local, que con la ascensión capilar y la escasa lluvia, conformaba el equilibrio hidráulico zonal; como consecuencia, el contenido de agua bajo el camino aumenta y los suelos finos, muy contraídos anteriormente, se expanden mucho. En zonas muy lluviosas, los suelos finos están muy poco contraídos previamente y, aunque su contenido de agua crezca, su comportamiento se modifica poco respecto al original. Por eso en zonas secas los suelos finos tampoco suelen ser confiables.

En vez de ligar el comportamiento general de los pavimentos flexibles al clima de una región, parece más conveniente ligarlo a la topografía de un lugar. Caminos en zonas altas o en paerteaguas estarán en condición más favorable que camino en zonas de valle, hacia donde tienden a ir las aguas y a acumularse los suelos finos.

El agua tiene otro efecto que rara vez se contempla en los pavimentos flexibles, que es el bombeo a través del agrietamiento en la carpeta, cuando ésta se deprime bajo la carga y se expande al pasar ésta; si hay agua en la base, ésta es expulsada a través de la grieta por la succión producida. Si en la base hay finos, el agua los arrastra y bajo la grieta se crea vacío, que es un bache futuro.

1.c Efectos de Fatiga

La fatiga es la falla de una estructura bajo la continuada repetición de un esfuerzo, que aplicado una sola vez no la produciría.

Ese es el enemigo de un pavimento. Nadie esperaría que un pavimento falle por el paso de un camión, pero nadie podría considerar el pavimento un éxito por el hecho de que el camión pasara una sola vez sin daño.

Cuando pasa la carga, el pavimento baja y sube. Este efecto es principal en la superficie y se atenúa con la profundidad. Una entidad flexible se adapta muy bien al ir y venir, sin daño, pero un elemento rígido fácilmente se agrieta con este proceso de deformación continuada.

Se ha visto que la fatiga tiene un umbral. Un esfuerzo muy pequeño puede aplicarse muchas veces sin daño, pero uno mayor causa la ruptura con mucho menor número de aplicaciones. Por ello, si un elemento rígido está sujeto a aplicación repetida de un esfuerzo, sólo podrá aguantar a base de gran flexibilidad o gran resistencia, de -

manera que el esfuerzo reiteradamente aplicado le resulte muy pequeño.

En general, el umbral de fatiga se expresa como un porcentaje de la resistencia máxima, que es la que hace fallar al material con una sola aplicación.

Es usual que los umbrales de fatiga anden por el 50% de dicha resistencia máxima; así, en una capa de la sección estructural de una carretera, el umbral de fatiga depende de la resistencia máxima, el tránsito ocasionará esfuerzos comparativamente pequeños, quizá hasta por abajo del umbral de fatiga o, en todo caso, esfuerzos que puedan ser resistidos sin falla un gran número de veces.

De esta manera, las secciones muy resistentes aguantan bien la fatiga. Sabido es que, en el otro extremo, las secciones sumamente flexibles también la aguantan bien, pues absorben sin daño los vaivenes de la deformación.

En un pavimento los elementos rígidos suelen ser los superficiales. Desgraciadamente se necesita colocar lo rígido donde el riesgo de fatiga es mayor; ésta es una idea fundamental.

- CONCLUSIONES

1. Los pavimentos fallan por fatiga.
2. El riesgo de la fatiga depende de la intensidad del esfuerzo reiteradamente aplicado, en comparación con la resistencia máxima del elemento.
3. La flexibilidad ayuda a soportar fatiga.
4. La rigidez hace una pésima combinación con la fatiga.
5. En un pavimento, el riesgo de fatiga es máximo en la superficie y disminuye con la profundidad.
6. Desdichadamente los elementos más rígidos han de colocarse en la superficie.
7. La defensa de la superficie de un pavimento será entonces la flexibilidad o una resistencia tan grande que haga los esfuerzos aplicados pequeños en comparación con la resistencia máxima del elemento.

1.d Tipo de Resistencia Requerido en los Diferentes Niveles de un Pavimento.

Las cargas actúan en la superficie y los esfuerzos disminuyen con la profundidad. Luego el requerimiento de resistencia será máxi-

mo en la superficie y disminuirá con la profundidad. La experiencia ha probado que los materiales de tipo grava y arena limpias, cuando están bien compactados y cuando tienen confinamiento, aunque sea pequeño, ofrecen mayor resistencia que los suelos finos del tipo de los limos y las arcillas; además, dicha resistencia, una vez obtenida es en los suelos gruesos mucho más perdurable y depende menos del agua. Por esta razón, el arte ordena el empleo de materiales friccionantes en las capas superficiales. La excepción es la carpeta, pues las gravas y las arenas naturales no tienen resistencia a la dispersión, por lo que a la carpeta hay que darle un aglutinante que le dé coherencia; más abajo, esto ya no importa, pues el confinamiento da a las gravas y las arenas mucha estabilidad.

El mismo arte impone el uso de suelos más finos en las capas inferiores, donde el requerimiento de resistencia es bajo y ello porque los materiales con finos abundan más y, por ello, su adquisición es más barata. Pero los materiales finos, amén de poco resistentes, tienen la cualidad de que cualquier resistencia inicial que se les dé es poco perdurable ante el ambate del agua. Frecuentemente la resistencia cae más cuando más se compacten, es decir, cuanto mayor sea su resistencia inicial.

Además, los suelos finos son mucho más deformables. En consecuencia, el enemigo de las capas inferiores de un pavimento es la deformabilidad y la inestabilidad volumétrica.

La verdad es que los requerimientos de resistencia arriba se dan con relativa facilidad y son permanentes, en tanto que si no se quiere caer en costos excesivos como rutina, los requerimientos de deformabilidad y estabilidad volumétrica abajo son mucho más difíciles de lograr y de garantizar.

En un camino de alto tránsito el efecto de las cargas de éste será muy importante y, por ello, lo será el riesgo de fatiga en las capas superiores de la sección estructural, que son más rígidas. En un camino de tránsito bajo, por el contrario, el principal efecto destructivo será la inestabilidad volumétrica de capas más profundas, en el nivel de la subrasante o de la terracería.

Por ello, debe aceptarse que en algo como el 70% de la red nacional de carreteras, el éxito de un camino estará en proporcionar materiales volumétricamente estables en presencia de agua en terracerías y sobrasantes, en tanto que en el otro 30% de la red, la fatiga causada por el tránsito en las capas superiores debe ya verse en México como el enemigo principal, sin olvidar, naturalmente, que en estos últimos caminos la inestabilidad volumétrica en capas inferiores no puede tolerarse.

.....

También es obvio que los criterios no pueden repartirse atendién-
dose a simples porcentajes y que hay muchos matices a considerar.
Por ejemplo, los caminos que teniendo hoy un volumen de tránsito
relativamente bajo, tengan una previsión de crecimiento muy acele-
rada.

Hoy la SCT diseña sus pavimentos por resistencia, supuesto que el
VRS sea un índice que la mida, lo que es muy discutible, pero se
olvida en gran medida de la deformabilidad de todo el conjunto --
(en comparación a la rigidez de las carpetas y al nivel de los re-
fuerzos aplicados) y de la estabilidad volumétrica de las capas -
inferiores.

- CUARTA CONCLUSION PRACTICA

Es un grave error de concepto que tiene que pagarse caro, indepen-
dientemente de todo lo que se diga para defenderlo, añadir mate-
riales finos a las bases de los pavimentos flexibles, pues con --
ello se disminuye su resistencia, se aumenta su deformabilidad y --
se compromete la permanencia de las propiedades iniciales, es - -
decir, se violan todos los principios en que se basa el arte de -
la construcción de los pavimentos flexibles. Las investigaciones
hechas en la SCT hacen ver que el límite generalmente aceptado -
de 18% de finos, en áreas de favorecer la compactación de las ba-
ses, es muy elevado y jamás debería exceder de algo en el orden -
del 8%, lo que equivale prácticamente a no añadir finos, pues esa
cantidad la dan los polvos de trituración, las contaminaciones --
naturales y los efectos posteriores de ruptura de partículas, - -
principalmente durante la compactación.

- CONCLUSIONES

1. Las capas superiores de un pavimento exigen resistencia fric-
cionante. El arte y la economía llevan esta idea hasta la --
subbase inclusive.
2. Las capas inferiores llevan por economía materiales finos, lo
que trae un problema de deformabilidad e inestabilidad volúme-
tricas.
3. La carpeta es un elemento especial que exige un aglutinante,
que siempre aumenta su rigidez, haciéndola susceptible a la -
fatiga. Este es un elemento fundamental a considerar, pues -
si la carpeta se agrieta empieza a entrar el agua y las cosas
empezarán a ir mal, sobre todo si la base y la subbase tie-
nen finos o no tienen la suficiente capacidad drenante o no -
están suficientemente bien ligadas con los elementos drenan -

tes, para garantizar que el agua que se infiltra no afecte la estabilidad volumétrica de lo que hay más abajo.

4. La carpeta sólo se defenderá de la fatiga si es muy gruesa o si, - paradójicamente, es muy flexible (muy delgada), lo que sólo podrá lograrse en caminos de bajo tránsito.

En lo que respecta a resistencia aún conviene mencionar un par de aspectos de carácter general.

1. El futuro de una base a subbase bien formadas por material friccio nante y bajo las cargas repetidas, será densificarse y aumentar su resistencia. Si esas capas tienen finos, su futuro será impredecible, por el efecto del agua.
2. La importancia del espesor de las capas superiores, cuando están bien formadas y bien apoyadas, tiene que ser pequeña y probablemente menor que lo que hoy se estima, por lo que una buena terracería y una buena subrasante han de repercutir en ahorros importantes en las capas más caras. En capas inferiores el efecto del espesor -- hay que matizarlo. Si son de buena calidad relativa, es importante, pues ahorrará espesor más costoso arriba, pero si la subrasante es de mala calidad, un gran espesor puede ser hasta contraproducente, pues incrementa la deformación volumétrica y la deformabilidad del conjunto.
3. El viejo pleito entre los diferentes métodos de diseño hay que verlo a la luz de estos hechos. Difícilmente de un método a otro habrá una variación de más de 3 ó 4 cm, por capa, si ambos se aplican a materiales con las mismas condiciones de compactación, contenido de agua, etc. Esto no es significativo en comparación con -- las características de los materiales en cada capa y como éstas se adecúan a la filosofía general de trabajo de un pavimento y de todo esto nada dicen los métodos de diseño.

Por ejemplo, en un diseño con VRS las gráficas dicen, al aplicarlo a una subrasante, que espesor hay que colocarle encima para protegerla, pero no dicen que hay que colocar, lo que queda a juicio -- del proyectista. Aparece así una infinita gama de posibilidades -- de diseño, de los que unas cumplirán los requerimientos esenciales de fatiga, deformabilidad, estabilidad volumétrica y otras no, --- aunque cumplan con los mandatos de las gráficas. Aparece así una fuerte componente de arte de ingeniero y la experiencia en otros -- campos de la ingeniería parece indicar que el arte de ingeniero es una cualidad difícil de adquirir, que pocos tienen. Esto pudiera justificar la siguiente.

.....

- QUINTA CONCLUSION PRACTICA

Dado que el número de pavimentos que la SCT proyecta cada año es pequeño, probablemente es buena política que todos sean diseñados por el grupo de ingenieros en que realmente se pueda confiar, sin olvidar la necesidad de realizar diseños integrales de toda la sección estructural.

1.e Colapso de un Pavimento Flexible.

Desgraciadamente, los ingenieros mexicanos estamos familiarizados con el colapso de los pavimentos flexibles. El hecho de que muchos colegas de otros países también lo estén, no es un consuelo admisible.

El colapso puede ser atribuible a las siguientes razones:

1. Agrietamiento en la carpeta por fatiga. Por las grietas entre el agua. En la práctica SCT, el daño que causa el agua se favorece por los finos en las bases y por la pobre liga de éstas con elementos de drenaje.
2. Mala calidad de materiales en subrasantes y terracerías. Al ser este conjunto muy deformable e inestable, actúa la fatiga, se agrieta la carpeta, penetra el agua hasta las capas susceptibles y la destrucción progresa en forma incontrolable.
3. Falta de compactación, sobre todo en torno a obras de drenaje. Falta de subdrenaje en las zonas de corte o balcón en que se necesita.
4. Defectos constructivos, sobre todo en juntas de construcción en la carpeta, en la construcción de carpetas con finos, por heterogeneidad en la distribución del asfalto, por construir en época de lluvias, etc.
5. Uso de materiales con rebote elástico en subrasante y terracería. Se mencionan por separado porque la SCT no tiene ninguna prueba de calidad para detectarlos. (Muchas veces son de baja plasticidad y alto VRS).
6. Agrietamiento longitudinal.

Puede verse que todas las causas llegan a lo mismo. Agua en una sección estructural que en algún eslabón reacciona con aumento de deformabilidad, inestabilidad volumétrica y deja indefensa ante los efectos de la fatiga a la carpeta, la que se agrieta progresivamente y deja entrar aún más agua.

- SEXTA CONCLUSION PRACTICA

Parece conveniente dar la máxima atención a que las carpetas no empiecen a agrietarse.

.....

1.f Subdrenaje

No se juzga necesario insistir en su importancia, después de todo lo dicho. Para poder prescindir de él habría que usar materiales sin -- susceptibilidad al agua en toda la sección estructural, lo que conduciría a que la propia sección fuera una obra de subdrenaje en sí misma, pero cuyo costo sería aberrante. Usando subdrenaje muchos mate- riales económicos pueden trabajar perfectamente.

1.g Criterios de Falla en los Pavimentos Flexibles.

Los métodos de diseño que la SCT utiliza hoy adolecen del defecto de no contemplar ningún criterio de falla. En la tecnología SCT falla -- de pavimento significa destrucción del mismo, lo que no es un criterio ingenieril. Un criterio de falla es algo que debe manejarse para que la destrucción no se produzca. El trabajar sin un criterio de falla implica no poder seguir la evolución de un pavimento hasta el fin de -- su vida útil (falla funcional) y, por lo tanto, impide adquirir expe-- riencia personal o institucional sobre el comportamiento de los pavi- mentos. Implica simplemente hacer algo y esperar que el pavimento --- dure; la destrucción anticipada del mismo es siempre una sorpresa desa- gradable.

Actualmente están en uso dos criterios de falla en la práctica municipal:

- Se fija una deformación permanente máxima en un cierto porcentaje de la superficie del pavimento. Por ejemplo una pulgada es el 25% del -- área construida.
- Se fija un nivel de deflexión máxima tolerable, medida por cualquier método (Viga Benkelman, Dynaflect, etc.). La deflexión especificada es función del espesor de la carpeta y del tránsito.

Es evidente que los criterios anteriores pueden y deben mejorarse, en -- sí mismos y en sus detalles, pero seguirlos tiene la ventaja de compro- meterse con la evolución de la estructura. Por lo demás, puede verse -- que los dos criterios van un poco a lo mismo, que es evitar el agrieta- miento en las carpetas y garantizar que lo que hay debajo no sea defor- mable en exceso. Un criterio se fija en como se acumula la deformación y el otro en como se produce bajo la carga transitoria. En ambos se -- ve una marcada preocupación por la fatiga y por la deformabilidad, muy poco tomadas en cuenta por la actual práctica SCT.

- CONCLUSIONES

1. Investigar para llegar a un criterio de falla de los pavimentos -- mejor que los que hoy existen, es deseable.

.....

2. Debe haber una adecuación correcta entre la rigidez de todas las capas de la sección estructural de un camino, en comparación al nivel de esfuerzos que actúa en la capa.
3. Dados los materiales que la Secretaría utiliza usualmente en terracerías y subrasantes, el uso universal de sobrecarpetas en la conservación es un error, que viola el principio de homogeneidad y tiene que conducir a destrucción rápida de los pavimentos corregidos, que, de hecho, quedan en peor situación después del refuerzo.
4. Se enfrenta un serio problema al futuro por dos razones:
 - Aumento previsto de cargas legales
 - Falta la compactación en una gran parte de la red, construida de antiguo, que posee una sección estructural deformable.

Las combinaciones de estos dos factores hacen que la práctica de sobrecarpetas haya de verse con el mayor recelo. Esta es una práctica de uso mundial, pero los países en que tiene éxito, la utilizan sobre secciones no deformables, construidas con buenos materiales. Este es un caso típico de una falla de concepto en la adaptación de tecnologías externas.

- SEPTIMA CONCLUSION PRACTICA

Se ve el aparente error que se comete con los métodos de diseño hoy en boga. Estos proyectan los pavimentos de abajo a arriba, cuando debería de ser al revés. Por tránsito, podrá definirse que tipo de carpeta requiere el camino y estimar su susceptibilidad a la fatiga. Todo el resto de la sección estructural deberá conformarse a este hecho y a evitar una inestabilidad volumétrica importante. Los espesores de las diferentes capas, dentro de lo que dicten las reglas del arte, son asunto secundario, aunque haya de dárseles consideración.

Utilización de Materiales Indeseables.

El no tener normas de plasticidad en las terracerías, el aceptar malos materiales en las subrasantes y el contaminar subbases y bases, produce errores que afectan a los pavimentos flexibles en forma difícilmente reparable. No hay que olvidar que, en algunos casos, el terreno de cimentación deberá ser objeto de atención especial, por su mala calidad.

La ausencia de subdrenaje contribuye a hacer que los materiales malos se comporten en forma incontrolable.

.....

La compactación debe entenderse con cuidado. En materiales friccionantes no susceptibles al agua, como arenas, gravas y enrocamientos, siempre es buena y cuanto mayor, mejor, pues da resistencia y quita deformabilidad. En cambio, en capas con suelos finos (más de 8 - 10 - 12%, según la actividad de los finos) el efecto de aumentarla puede ser poco eficiente, irrelevante o, frecuentemente contraproducente, por la reconocida capacidad de expansión y contracción que adquieren los materiales finos compactados.

La contaminación de bases con finos es un error grave, que debe prohibirse. Si los finos son plásticos nada hay ya que decir. Cuando se usan finos no plásticos siempre bajan la resistencia de la capa y aumentan su deformabilidad, aunque en menor grado (se gastó dinero al incorporarlos, para tener un resultado más pobre); además, frecuentemente los finos "no plásticos" incorporados aumentan las características de rebote elástico y, por ende, la susceptibilidad a la fatiga. En la tecnología actual no hay un método serio de control para garantizar que se incorporen a las bases finos "no plásticos" y, mucho menos, no resilientes; en un banco de finos es usual que cambios importantes de plasticidad ocurran de metro a metro, como no sea en una playa o algo así de excepcional. La mayor parte de las rocas que al alterarse no producen arcillas (rocas claras) tienen contenidos importantes de mica, muy proclive al rebote elástico.

De este criterio se exceptua el de estabilización mecánica en caminos alimentadores de muy bajo tránsito, en el que seguramente es tolerable la inclusión de un porcentaje de finos no plásticos, no superior al 20%, en revestimiento, la condición de que éstos se coloquen sobre una

CBR > 3% (Compactación dinámica 95% AASHTO estándar con el contenido de agua natural que el suelo tenga a 1.5m de profundidad, en el momento de hacer el estudio)

- Expansión máxima medida en CBR < 3%

- Terraplenes de suelo con fragmentos

El tamaño máximo del fragmento no será mayor que la mitad del espesor del cuerpo del terraplén, con máximo de 1 m y el metro superior de dicho cuerpo se construirá con suelo. (tamaño máximo 7.5 cm) con no más de un 20% de fragmentos chicos (tamaño máximo 20 cm).

- Pedraplenes

Deberán adoptarse las recomendaciones producidas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Deberá existir una capa de transición de 60 cm de reza sobre el enrocamiento y otra de 50 cm de terraplén de suelo, con las especificaciones arriba señaladas.

2. Recomendaciones de calidad para capa subrasante

Límite líquido < 40%

Índice plástico < 10%

CBR > 5% (Compactación dinámica al 100% AASHTO estándar, con contenido de agua óptimo de la prueba)

Expansión (medida en CBR) < 1%

Porcentaje que pasa malla No. 200 < 25%

El espesor de la subrasante deberá definirse en un análisis de diseño y no especificarse a priori. Para efectos de proyecto geométrico podrán considerarse 40 cm.

El grado de compactación deberá ser 100% AASHTO estándar.

3. La subbase merece algún comentario, en el sentido de que con buena

terracería y subrasante puede ser más económica que lo que hoy se especifica. Parece suficiente garantizar CBR mínimo de 30% y un equivalente de arena de 30%.

Las normas granulométricas actuales son aceptables, haciendo énfasis en que la capa no necesariamente ha de caer en la zona actual. Debe ser un material francamente friccionante, con no más de 15% de finos menores que la malla No. 200, con límite líquido menor o igual a 30% e índice de plasticidad menor o igual que 6%.

Los actuales requerimientos de contracción lineal y valor cementante no tienen sentido correlacionable.

Como se vé, se busca una subbase friccionante, con excelente estabilidad volumétrica y baja deformabilidad, aunque el requerimiento de resistencia, medido por el CBR, resulte menor que lo que hoy se exige. El espesor de esta capa seguramente no debe ser menor de 15 cm.

4. En lo que se refiere a bases y carpetas, parecen aceptables las normas actuales, excepto en lo ya comentado referente a la inclusión de finos y a los valores de contracción lineal y valor cementante. El equivalente de arena de la base no deberá ser menor de 40%. Unas mejores normas para materiales de base podrían ser:
 - Si la granulometría se desarrolla en la zona I y el equivalente de arena es mayor de 50%, el material es aceptable sin más.
 - Si la curva granulométrica se desarrolla en la zona II, el equivalente de arena es mayor de 40% y el CBR es mayor de 80%, el material es aceptable para caminos de bajo tránsito y en los caminos de tránsito alto, las normas anteriores deberán aplicarse con CBR mayor que 100%. En los caminos de tránsito excepcionalmente alto, este material no debe utilizarse.
 - Los materiales cuya curva granulométrica se desarrolla en la zona III, no deben usarse en bases.
5. En lo relativo a compactación, debe considerarse lo ya anteriormente dicho. En materiales friccionantes, no susceptibles a la acción del agua, aumentar la compactación siempre es bueno pues hace ganar resistencia y disminuye deformabilidad. En materiales con contenido apreciable de finos menores que la malla No. 200, la compactación debe manejarse con prudencia, especialmente si no se prodiga el subdrenaje.
6. Deberá eliminarse la práctica de incorporar finos a las bases para "cementarlas".

7. Debe fomentarse el uso de carpetas muy delgadas (riegos) sobre -- secciones estructurales poco deformables. El pavimento queda así preparado para su desarrollo futuro.
8. En los pavimentos construidos de antiguo o en los pavimentos con sección estructural deformable o volumétricamente inestable, deberá restringirse con toda severidad el uso de sobrecarpetas en --- conservación o mejoramiento. Estas secciones sólo pueden mejorar se con tratamientos de más fondo, que penetren más en profundidad y eliminen la deformabilidad de la sección.
9. Deberá tenderse a construir carreteras en época de secas.
10. Deberá establecerse un control de calidad estadístico. El fundamentado en el uso de cartas de control probablemente representa - el nivel adecuado para la construcción de carreteras.
11. Conviene cambiar el criterio de proyecto, buscando los máximos -- factores de seguridad en las capas inferiores de los pavimentos, - donde ello es seguramente más económico y aceptar los mayores --- riesgos en las superiores, donde es seguramente más fácil corregir las fallas o colocar refuerzos.
12. Conviene también modificar la filosofía del diseño en forma corres pondiente, proyectando por fatiga y deformabilidad, incluso antes que por resistencia.
13. Conviene fomentar el uso de soluciones especiales en los casos -- especiales; por ejemplo, tomando muy en cuenta al terreno de ci - mentación cuando sea blando y compresible, recurriendo al subdrē - naje adecuado, a normas de proyecto geométrico que ayuden al buen funcionamiento del pavimento, etc.
14. Convendrá realizar un serio esfuerzo de investigación hasta dotar a la Secretaría de una tecnología de laboratorio y de unas normas de construcción realmente adecuadas a las políticas SCT.

Especificaciones tentativas

A efecto de preparar unas especificaciones tentativas para los mate riales de la sección estructural de carreteras conviene establecer tres niveles de terracerías, denominadas deseables, adecuadas y to lerables. Estas mismas denominaciones se extienden a subrasantes y subbases y materiales para revestimiento. En el caso de las ba ses, parece más adecuado distinguir sólo dos categorías diferntes con los nombres de deseables y adecuadas.

Estas categorías o clases de materiales deberán combinarse con -- cuatro tipos de carreteras:

- Tipo I - Autopistas y carreteras con capa de rodamiento de concreto asfáltico o concreto hidráulico. También aeropistas principales.
- Tipo II - Carreteras con superficie de rodamiento que no incluye -- concreto asfáltico o hidráulico, pero que por su desarrollo lo requerirán a corto plazo. Aeropistas con las mismas características.
- Tipo III - Carreteras con tratamiento asfáltico superficial previsible para toda su vida útil.
- Tipo IV - Carreteras revestidas.

Para los caminos tipo I se estima un tránsito comprendido entre 3 y - 40,000 vehículos en ambos sentidos. Para los de tipo II entre 500 y 3,000. Para los de tipo III entre 100 y 500.

En general, los caminos tipo I requerirán una sección estructural en nivel deseable; los tipo II o deseable o adecuada; en los tipo III -- podrán utilizarse capas de nivel tolerable y los del tipo IV utilizarán éstas últimas calidades.

La combinación de los niveles de calidad de los materiales y de los tipos de caminos podría desembocar con mucha facilidad en un catálogo de proyectos que resultará útil por lo menos para los casos que no -- presentarán problemas especiales de naturaleza realmente difícil, que siempre requerirán consideración individual.

No es fácil definirse en favor o en contra del uso de catálogos para proyectos. Mucho puede decirse en favor y en contra. La actual tendencia hacia la desconcentración de la Secretaría, que debe verse como irreversible y deseable, junto con los problemas de tipo técnico relativos a personal, que han de preverse en los Centros SCT, si se ven -- las cosas con criterio realista, parecen aconsejar la implantación de algún tipo de catálogo, a nivel tentativo y hecha en forma cuidadosa y acompañada de un sistema de verificación de resultados.

Es posible que algunas de las condiciones anteriores o de los criterios expuestos puedan parecer utópicos a la luz de las condiciones actuales, pero personalmente estoy convencido de su necesidad imperiosa. El tránsito que se está desarrollando en el país y que se seguirá desarrollando, afortunadamente, en todo el futuro previsible es incompatible con nuestras actuales especificaciones de materiales, elaboradas hace más de 40 años, para el México de aquel entonces.

Requerimientos de investigación.

Es un hecho conocido que la moderna Ingeniería Civil no ofrece una --

TABLA I
TERRACERIA

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	76	1500 ó 0.5 espesor de capa	2000. ó 0.5 espesor de capa
% < malla N° 200	30 máx.	----	----
W_L (%)	40 máx.	50 máx.	60 máx.
I.P. (%)	---	---	25 máx.
AASHTO Estandar (%)	95 mín.	90 ± 2 ó Bandedado	90 ± 2 ó Bandedado
CBR (%)	5 mín.	5 mín.	3 mín.
Expansión (%)	---	----	3

TABLA II
SUB-RASANTE

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	75	75	75
% < malla N° 200	25 máx.	35 máx.	-----
W_L (%)	30 máx.	40 máx.	50 máx.
I. P. (%)	10 máx.	20 máx.	25 máx.
AASHTO Estandar (%)	100 mín.	100 ± 2	100 ± 2
CBR (%)	20 mín.	15 mín.	15 mín.

TABLA III
SUB-BASES Y REVESTIMIENTO

CARACTERISTICA	DESEABLE	TOLERABLE	REVESTIMIENTO
Tamaño máx.(mm)	75	75	75
% < malla N° 200	15 máx.	25 máx.	10 - 25
Zona granulométrica	1 y 2	1 a 3	-----
W_L , (%)	25 máx.	30 máx.	35 máx.
I. P. (%)	6 máx.	10 máx.	4 - 10
E.A. (%)	40 mín.	30 mín.	-----
* AASHTO. Modif.(%)	100 mín.	100 mín.	100 mín. (AASHTO. Estandar)
CBR. (%)	40 mín.	30 mín.	30 mín.

* AASHTO T 180-78

TABLA IV
BASES

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA
Tamaño máx. (mm)	76	76
% malla N° 200	10 máx.	15 máx.
Zona granulométrica	1 y 2	1, 2 y 3
W_L (%)	25 máx.	30 máx.
I. P. (%)	6 máx.	6 máx.
E.A. (%)	50 mín.	40 mín.
* AASHTO. Modf. (%)	100 mín.	100 mín.
CBR (%)	100 mín.	80 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx.	40 máx.

* AASHTO T180-78

solución teórica inapelable al problema del diseño de la sección estructural de una vía terrestre. No hay un paquete de ecuaciones que el ingeniero pueda alimentar con parámetros obtenibles, para llegar a una solución precisa.

De esta manera el ingeniero ha de buscar otras armas, que encuentra en la experimentación propia, en el uso de conclusiones experimentales obtenidas por otros y en la aplicación de su conocimiento general y experiencia precedente, conjunto al que ha dado en llamarse el "criterio del proyectista".

La información experimental obtenida se utiliza hoy principalmente de tres formas. Se utiliza para la obtención de parámetros del comportamiento de los materiales, que introducidos en una teoría previamente elaborada, permiten efectuar cálculos útiles para la resolución de un problema específico. Una segunda utilización estriba en ir obteniendo conocimiento sobre los fenómenos estudiados, sobre el que puedan ir obteniéndose conclusiones de carácter general; de esta manera, la información experimental puede llegar a ser fuente de teoría.

Existe además, una tercera manera de utilizar la información experimental que el ingeniero va adquiriendo y que, por cierto, es de uso extraordinariamente frecuente en la Ingeniería actual. Se trata de correlacionar el comportamiento experimental referido a una cierta tecnología de laboratorio, con el comportamiento observado y supuestamente satisfactorio de estructuras construidas, de manera que un cierto valor específico obtenido al aplicar la tecnología de laboratorio se intenta correlacionar inclusive con el nivel de excelencia del comportamiento de la estructura real.

La ingeniería del presente está llena de ejemplos de correlaciones del estilo anterior. Las bondades de un concreto en una amplia gama de usos estructurales se intentan correlacionar con valores específicos de f'_c , obtenidos sometiendo al concreto a una cierta manipulación de laboratorio. El comportamiento de una capa de suelo dentro de un pavimento se intenta correlacionar con el valor de una cierta manipulación de laboratorio, sea una prueba de penetración especial (V.R.S.), sea una prueba de placa hecha en ciertas condiciones prefijadas, sea con el resultado de un cierto tipo de prueba triaxial, etc. Los ejemplos de este tipo de intentos son tan abundantes, que puede afirmarse que éste es el origen de una gran parte de las tecnologías de valuación y diseño que hoy se utilizan.

Es evidente que la metodología implícita en las correlaciones antes mencionadas no puede considerarse científica; vale decir, general o, lo que es lo mismo, independiente del caso particular, del lugar y de otros factores circunstanciales que concurren en cada situación específica.

En primer lugar, la validez de la correlación estará fuertemente afectada por la representatividad de la prueba o manipulación de laboratorio

rio a que se somete el material. Es dudoso que pueda aspirarse a una correlación adecuada entre el resultado de una prueba de laboratorio y el comportamiento de una estructura en el campo, si la prueba no maneja y relaciona convenientemente los factores esenciales de que vaya a depender el comportamiento de la obra. Claro está, que cuando se piensa en lo complejo que es el estudio del comportamiento de cualquier estructura en el campo y la enorme cantidad de factores que lo definen, seguramente no todos perfectamente justipreciados, se comprende que es tarea imposible encontrar una sola prueba de laboratorio que los refleje razonablemente a todos. De esta manera, la correlación intentada tiene que estar condenada desde un principio, desde el punto de vista científico - teórico.

La base de una correlación como las mencionadas tendrá entonces que ser experimental y ahora el adjetivo experimental se toma en el sentido de la experiencia personal de quien o quienes intenten establecer la correlación. Si un grupo de personas que trabaje intensa y ordenadamente en un cierto campo de la Ingeniería, adquiere auténtica experiencia en dicho campo; es decir, llega a valuar subjetiva, pero racionalmente, cual es el comportamiento que se obtiene en obras reales en diferentes condiciones y con la gama de materiales que el arte del ingeniero juzgue utilizables para el caso y si ese mismo grupo utiliza como discriminador de criterio una prueba de laboratorio o un conjunto de ellas, será posible concebir que se llegue a desarrollar una sensibilidad a cual es el nivel de comportamiento que puede esperarse que correspondan distintos valores concretos de la prueba o pruebas que se estén utilizando como discriminador. En este sentido, dicho discriminador se habrá convertido en un verdadero índice experimental, a cada uno de cuyos valores corresponde un nivel de comportamiento de campo. Es en este sentido en el que un grupo de ingenieros puede decir, por ejemplo que un cierto material, cuyo V.R.S. resultó de un determinado valor, ha de colocarse con un espesor de un cierto número de centímetros, para que esa capa funcione adecuadamente como subrasante, por decir algo, en un camino de determinadas características de tránsito y sujeto a una acción climática conocida.

Para que esta correlación pueda establecerse en forma confiable, parece que han de cumplirse las siguientes condiciones:

1. La prueba o pruebas que se utilicen como índice de experiencia han de ser representativas del comportamiento estructural cuya calidad se desea garantizar. En otras palabras, han de manejar en sus debidas proporciones los parámetros de que realmente depende el comportamiento estructural. Quizá deba comentarse que esta condición no siempre se cumple adecuadamente en las correlaciones de este estilo que los ingenieros tenemos actualmente en uso.

.....

2. Que la experiencia del grupo que formula la correlación sea válida. Para ello no bastará una experiencia acogida al sentimiento, que tanto engaña, sino la que es producto de mediciones y comprobaciones de campo, bien interpretadas y analizadas discriminando cuidadosamente las circunstancias ambientales en que ocurre el comportamiento de la estructura.
3. Que la correlación sólo se use dentro de la situación específica en la que se obtuvo. Por ejemplo, si se han estudiado los comportamientos de estructuras reales en ciertas circunstancias, la correlación sólo será válida para estructuras en las que pueda garantizarse que concurren circunstancias análogas y, cuando haya diferencias, en las que puede garantizarse que esas diferencias no significan cambios esenciales. La homologación de la correlación deberá también garantizarse en la prueba de laboratorio que se use como índice experimental; es decir, cuando dicha prueba se utilice para aplicar la correlación a un caso nuevo, deberá de hacerse exactamente de la misma manera en que se ejecutó cuando la correlación fue establecida.

Es evidente que métodos de diseño que se fundan en las consideraciones anteriores han de estar fuertemente teñidos de sabor local. Quien actúa en unas determinadas condiciones sociales, económicas y, quizá sobre todo, ambientales, tendrá que llegar a una experiencia propia y a una correlación entre un cierto tipo de material y su comportamiento totalmente diferentes a las que puede llegar otro hombre que actúe en condiciones distintas.

De esta manera la solución de los problemas propios en el campo que se analiza requiere en cualquier caso investigación institucional. Si la institución se conforma con la utilización de tecnologías creadas por otros, habrá de hacer investigación para adaptarlas a su medio o a sus diversos medios nacionales. En este proceso, cierto número de individuos de la institución irán desarrollando una sensibilidad y un conocimiento del problema que los inducirán a la búsqueda de métodos tecnológicos propios, nacidos por incitación de las condiciones propias y en los que podrá aspirarse a una mejor congruencia con las necesidades institucionales que la que proporcionaría la mejor adaptación. Así, la institución se encontrará, casi sin querer, haciendo tecnología propia. Por cierto, este es el único camino que me parece posible para lograr tal tecnología propia.

Frecuentemente se olvida que el necesario proceso de adaptación de tecnología extranjera exige prácticamente el mismo nivel en el personal técnico nacional que el que exigiría el desarrollo de tecnologías propias. A veces se piensa que adaptar tecnología es algo sencillo que no requiere una formación técnica de alto nivel, pero de esta forma no se adapta tecnología; se copia, con todos los matices que trai-

.....

ga de origen y se cometen errores fundamentales que restan eficiencia o tornan catastrófica la implantación de una tecnología, que quizá --- hubiera resultado útil de tomar en cuenta las condiciones locales.

Otras veces, los problemas de adaptación de tecnología se tiñen de -- patriotismo, grave riesgo al que indiscutiblemente estos problemas son proclives. No hay que decir que una tecnología útil para un país es buena y deseable independientemente de donde se haya producido. - La meta por alcanzar no parece estar en el desarrollo de una tecnología hecha en casa, que cubra todas las necesidades. Esta es una meta inalcanzable y, además, probablemente indeseable por la posición filosófica de aislamiento nacionalista que implica. Más bien parece que se trata de formar una tecnología nacional, bien adaptada a las necesidades, peculiaridades y gustos de la nación de que se trate. El -- lugar último de origen de tal tecnología es secundario. Es importante conservar la capacidad de decisión, hacer lo que se deba y como se deba para el bien del país únicamente. Pero el uso de una tecnología con tales fines exige un conocimiento profundo y matizado de la misma, que sólo será posible con su conocimiento total. Adaptar bien exige -- conocer, comprender y manejar del todo.

Más que nunca, hoy la tecnología está ligada a la Ciencia. No puede -- aspirar a un conocimiento tecnológico serio quien no posea una formación científica adecuada. Este es un hecho fundamental a tener en -- cuenta en programas de educación superior y capacitación.

En resumen, la adaptación de la tecnología no es empresa ligera, sino ponderación de factores múltiples, en un crisol que comprenda el conocimiento de muchas realidades nacionales y su comparación con las del lugar de origen.

Obviamente, esta no es tarea para el "Sentimiento" de nadie, por versado que sea y sí lo es para la investigación y la reflexión cuidadosas. No adaptaremos racionalmente tecnologías extrañas, en tanto no tengamos esos centros de investigación y pensamiento y el día que los tengamos, en el número y con el apoyo requeridos, no solo adaptaremos lo que convenga, sino que y ello inexorablemente, produciremos tecnología propia.

El problema de la adaptación de tecnología tiene ciertos ribetes de artificial. Imagínese un niño que por vez primera recibe un mecano. -- Tendrá que ceñirse al cuaderno de modelos, limitándose a hacer lo que en él se enseñe, paso por paso; pero al cabo de un tiempo, si el niño es inteligente, dominará al mecano, arrumbará el cuaderno de instrucciones y utilizará el juguete según su imaginación y su gusto le dicten. Así es la adaptación de tecnologías. El que no tiene adecuado --

.....

nivel tecnológico ha de copiar, siguiendo un libro de instrucciones y si algo cambia, lo más probable es que sea para cometer un error. El que tiene alto nivel tecnológico, capaz de comprender a fondo y analizar la tecnología que le cae en la mano, la podrá utilizar para su beneficio con todas las variantes lícitas necesarias para obtener de ella el máximo provecho y esta operación será para él natural y ni tan siquiera concebirá que se le aplauda por estar resolviendo un grave problema. Para un gremio del nivel apropiado adaptar tecnología es tan natural como respirar.

Por ello, es mi opinión que el ataque último a la necesidad de adaptación de tecnología está en la capacitación y en la investigación. Cuando toda gran institución técnica gubernamental o privada posea Centros de Capacitación seria para su personal, de actualización de conocimiento para el mismo y de investigación tecnológica de sus propios problemas, adquirirá ineludiblemente el nivel en que la adaptación de tecnología foránea a su quehacer resulte tan natural como la más dominada de las acciones que haya de emprender.



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

**CURSOS ABIERTOS
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I**

**CONSTRUCCION DE CARPETAS ASFALTICAS DE RIEGO,
CARPETAS DE MEZCLA EN FRIO CON PLANTA ESTACIONARIA Y DE
CARPETA DE MEZCLAS EN EL LUGAR**

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

CONSTRUCCION DE CARPETAS ASFALTICAS DE RIEGOS, CARPETAS DE MEZCLA EN FRIO CON PLANTA ESTACIONARIA Y CARPETAS DE MEZCLA EN EL LUGAR.

I.- EQUIPOS Y MATERIALES.

Antes de describir los procedimientos de construcción, hablaremos de los equipos y materiales que intervienen en ellos.

- 1.- PETROLIZADORA. Esta máquina consiste básicamente en un tanque de almacenamiento para el asfalto y está provista de un sistema de calentamiento, de una bomba de presión, una barra de riego con espreas, tacómetro, termómetro y aditamento de medición de volúmenes.

Esta máquina debe ser capaz de regar los asfaltos de una manera uniforme y dosificada.

Para ello, el asfalto debe tirarse a una temperatura adecuada, y la presión en las espreas debe ser uniforme.

Para calentar los asfaltos a la temperatura indicada está provista de unos quemadores que pueden ser de diesel o de gas. Para mantener una presión y un flujo uniforme sobre la barra de riego, está provista de una bomba de engranés movida por un motor especial para ello.

Para operarla se siguen las siguientes operaciones:

- a) Se llena con una cantidad mayor a la que se va a regar (200 ó 300 Lts más).
- b) Se encienden los quemadores para calentar el asfalto a la temperatura adecuada, la que se vigila por medio del termómetro.
- c) Se calcula la velocidad de la máquina en función del número de litros por segundo de asfalto que tiran las barras y de la dosificación de asfalto para el riego.

Por ejemplo, sabemos que por cada metro de barra se tiran 4 lts/seg y que debemos tirar 1.2 lts/m².

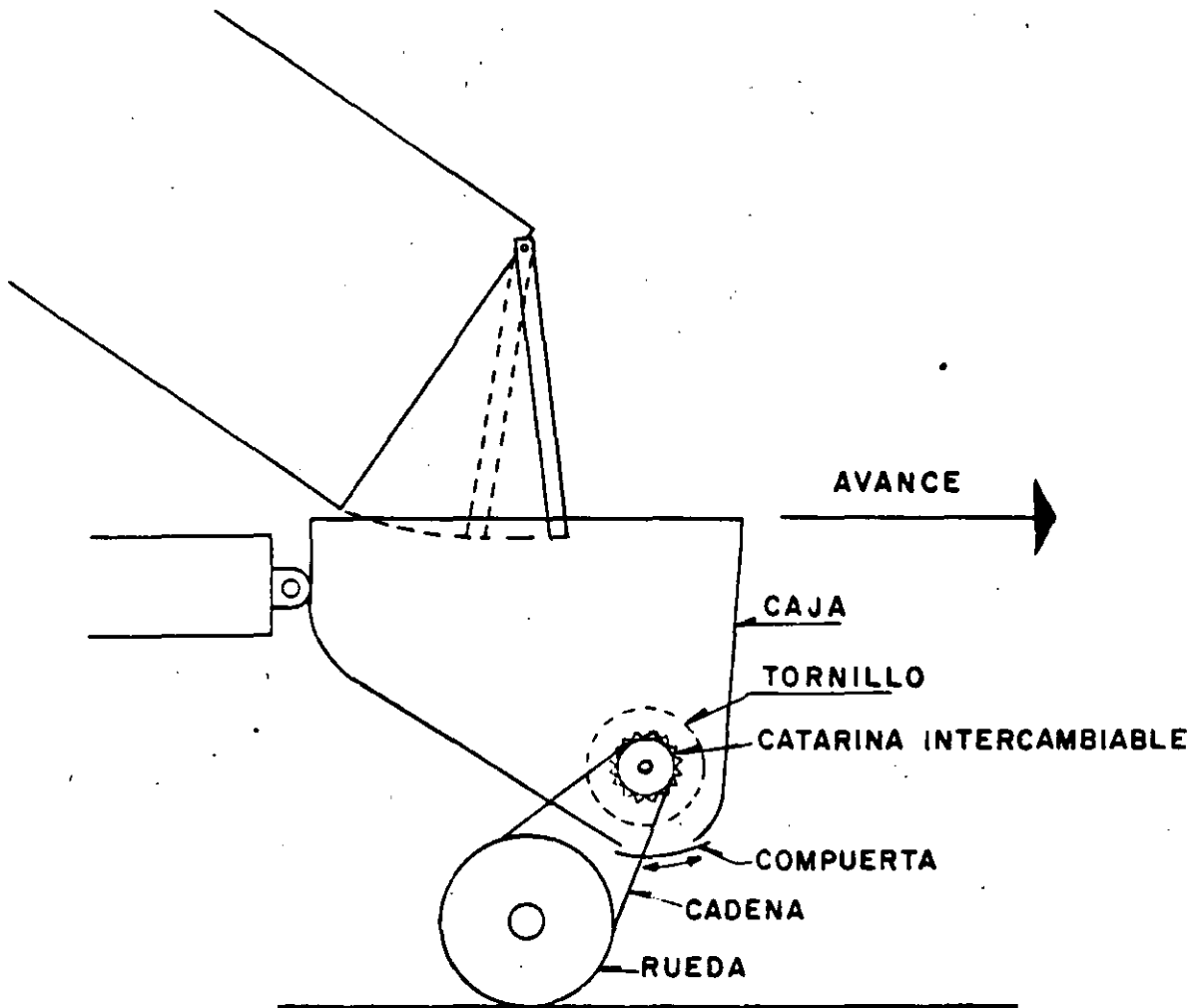
$$\text{velocidad} = \frac{4 \text{ lts/seg} \cdot \text{m}}{1.2 \text{ lts/m}^2} = 3.33 \text{ m/seg}$$

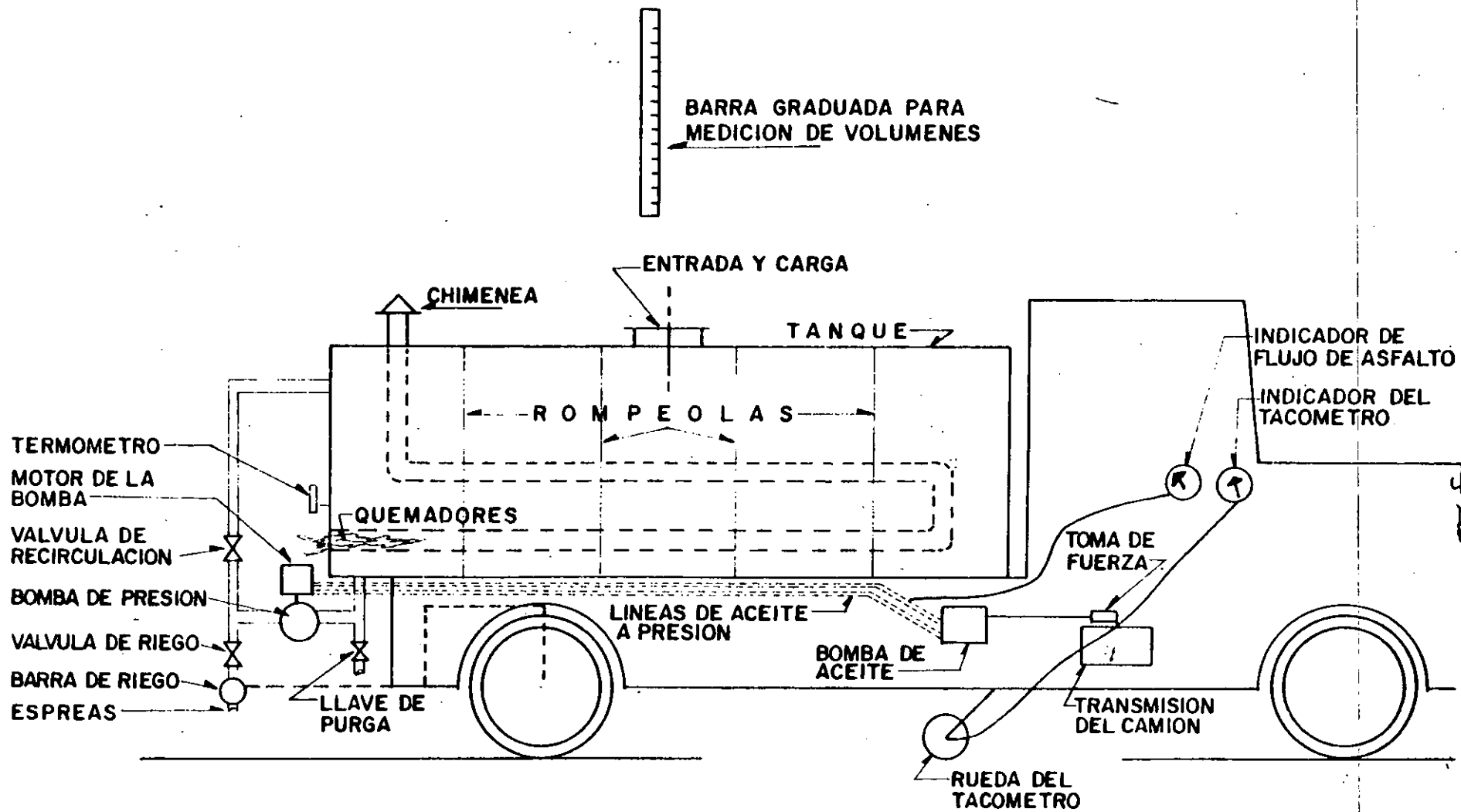
Esta velocidad se controla con el tacómetro que es una pequeña rueda adicional que mide velocidades pequeñas con una gran precisión. La carátula del tacómetro está cerca del volante visible al operador.

De esta forma la petrolizadora está lista para operar.

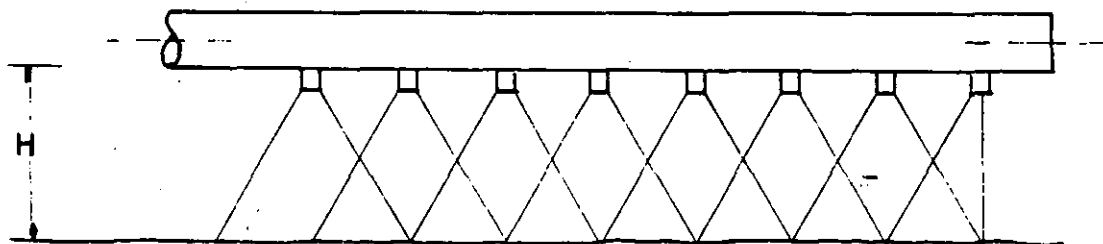
2.- ESPACIADOR DE MATERIALES PETREOS.

Esta máquina se engancha a un camión de volteo y sirve para extender el material pétreo de una manera uniforme y continua.

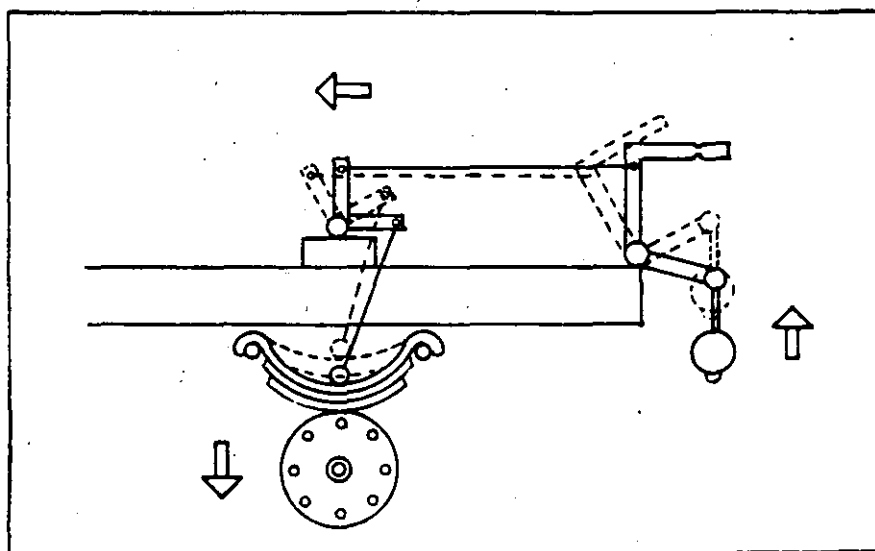




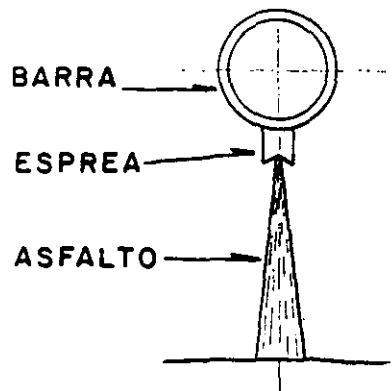
CROQUIS DE UNA PETROLIZADORA



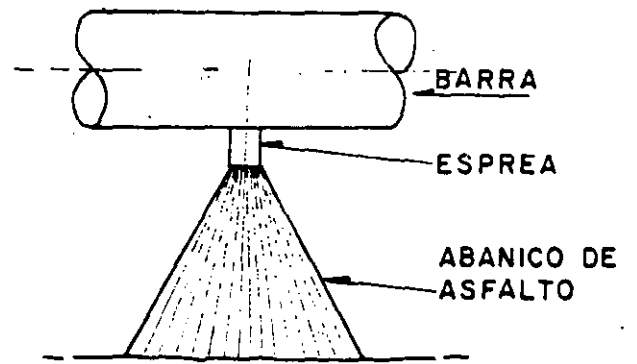
VISTA DE FRENTE (CORRECTO)
FORMA COMO LAS ESPREAS DISTRIBUYEN
EL ASFALTO (CONTINUACION)



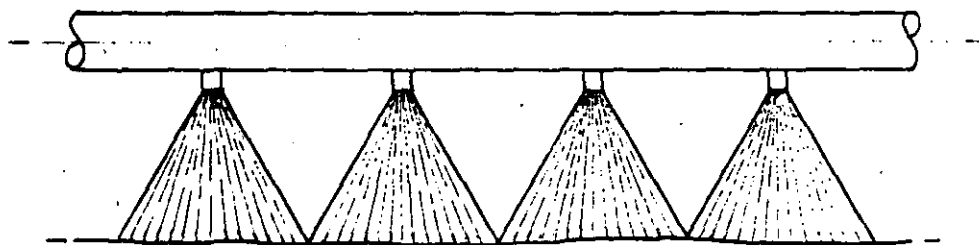
MECANISMO PARA MANTENER UNIFORME
LA ALTURA DE LA BARRA DE RIEGO



VISTA DE LADO



VISTA DE FRENTE



VISTA DE FRENTE (INCORRECTO)

FORMA COMO LAS ESPREAS DISTRIBUYEN EL ASFALTO

CROQUIS DE UN ESPARCIDOR

El material pétreo cae del camión a la caja del espaciador, un tornillo de Arquímedes movido por una cadena desde las ruedas del espaciador se encarga de uniformizar el flujo del material y una compuerta, movida por una palanca que regula el flujo del material. Estas máquinas se regulan a base de cambiar la catarina, la que controla la velocidad del tornillo.

Los principales defectos a evitar en carpetas de riegos son:

- 1) Rayado (aparición de rayas longitudinales).
- 2) Poco asfalto.
- 3) Desprendimiento de agregados.

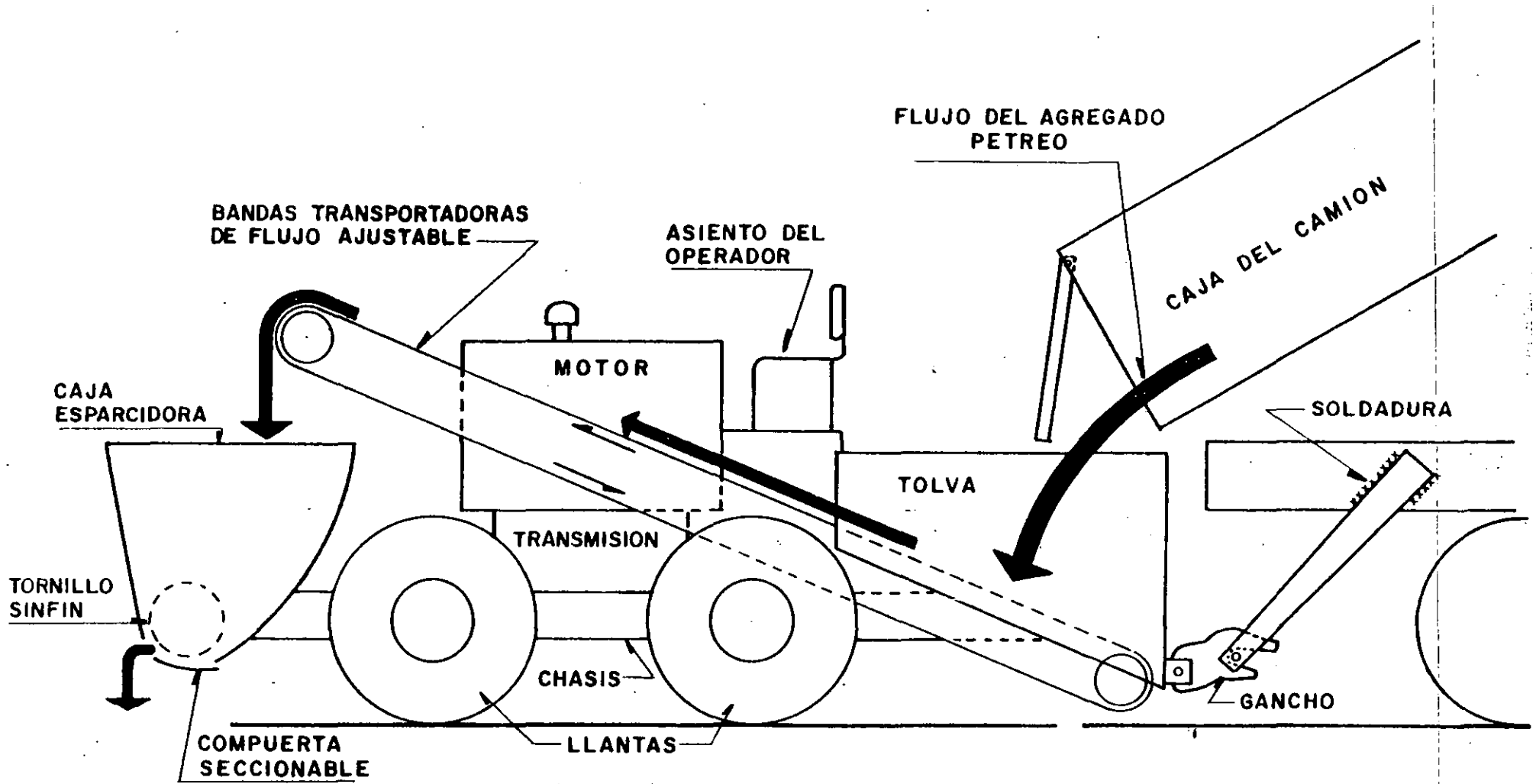
Estos se evitan con riegos uniformes y bien dosificados. Hasta hace poco tiempo, esto era muy difícil de hacer por las siguientes razones:

- a) Riegos de asfalto: la dosificación dependía de la habilidad del operador para mantener la velocidad es decir si el operador tenía que llevar la petrolizadora a 300 pies por minuto, normalmente la llevaba entre 250 y 350 f.p.m., lo que hacía el riego poco uniforme.

Por otra parte la altura de la barra de riego, generalmente fija a la máquina, dependía de la carga variable del asfalto, empezando baja la altura de la barra y terminando alta al vaciarse la petrolizadora. Esto provocaba traslapes variables de los chorros de las espaldas, lo que daba por resultado un riego rayado.

En las petrolizadoras modernas, estos defectos se han eliminado por medio de mecanismos que regulan el flujo del asfalto en función de la velocidad y mantienen fija la altura de la barra de riego.

- b) Riegos de material pétreo. Los continuos cambios del esparcidor colgado a los camiones provocaban retardos en el tiempo de riego y no permitían un riego continuo pero si provocaban traslapes defectuosos en cada cambio. Esto se ha remediado con esparcidores autopropulsados de enganche rápido a los camiones y que disponen de tolvas de capacidad suficiente para permitir el cambio de camiones sin interrumpir el riego.



CROQUIS DE UN ESPARCIDOR
 AUTOPROPULSADO

3.- MATERIALES PETREOS PARA CARPETAS DE RIEGOS.

Los materiales pétreos que se empleen en la construcción de carpetas asfálticas por el sistema de riegos, se denominarán como se indica en la tabla siguiente:

Denominación del material pétreo	Que pase por malla de	Y se retenga en malla de
1	25.4 mm (1")	12.7 mm (1/2")
2	12.7 mm (1/2")	6.3 mm
3-A	9.5 mm (3/8")	Núm. 8
3-B	6.3 mm (1/4")	Núm. 8
3-E	9.5 mm (3/8")	Núm. 4

y deben cumplir las siguientes granulometrías:

Mallas	Condiciones	Denominación del material pétreo				
		1	2	3-A	3-B	3-E
De 31.8 mm (1 1/4")	Debe pasar	100%				
De 25.4 mm (1")	Debe pasar	95% mín				
De 19.1 mm (3/4")	Debe pasar	100%				
De 12.7 mm (1/2")	Debe pasar		95% mín	100%		
	Debe retenerse	95% mín				
De 9.5 mm (3/8")	Debe pasar			95% mín	100%	95% mín
	Debe retenerse		95% mín			
De 6.3 mm (1/4")	Debe pasar				95% mín	
	Debe retenerse		95% mín			
Núm. 4	Debe retenerse					95% mín
Núm. 8	Debe retenerse		100% mín	95% mín	95% mín	100%
Núm. 40	Debe retenerse			100%	100%	

Además estarán libres de polvo, de materia orgánica y de cualquier otro material extraño al pétreo, su humedad será como máximo la humedad de absorción y deberán pasar las siguientes pruebas:

- a) De desgaste Los Angeles, para cualquier tipo de material pétreo.....30% máximo.
- b) De intemperismo acelerado12% máximo.
- c) De forma de las partículas, para partículas alargadas y/o en forma de laja.....35% máximo.
- d) De afinidad con el asfalto:
 - d.1) Desprendimiento por fricción:.....25% máximo.
 - d.2) Cubrimiento con asfalto:.....90% mínimo.

4.- MATERIALES ASFÁLTICOS: (para todas las carpetas).

Los materiales asfálticos podrán ser cualesquiera de los siguientes:

- a) Asfaltos rebajados de fraguado rápido, que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente del tipo de la nafta o gasolina.
- b) Asfaltos rebajos de fraguado medio, que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente del tipo del queroseno.
- c) Asfaltos rebajados, de fraguado lento que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente de baja volatilidad o aceite ligero.
- d) Emulsiones asfálticas, que son los materiales asfálticos líquidos estables, formados por dos fases no miscibles, en los que la fase continua de la emulsión está formada por agua y la fase discontinua por pequeños glóbulos de asfalto. Dependiendo del agente emulsificante, las emulsiones asfálticas pueden ser aniónicas, si los glóbulos de asfalto tienen carga electronegativa o catiónicas, si los glóbulos asfálticos tienen carga electropositiva. Las emulsiones asfálticas pueden ser de rompimiento rápido, medio y lento.

Y deberán satisfacer las siguientes pruebas:

a) Asfaltos rebajados de fraguado rápido.

Características	G R A D O				
	FR-0	FR-1	FR-2	FR-3	FR-4
Pruebas al material asfáltico					
Punto de inflamación (copa abierta de Tag), °C mínimo.....			27	27	27
Viscosidad Saybolt-Furol:					
A 25°C, segundos.....	75-150				
A 50°C, segundos.....		75-150			
A 60°C, segundos.....			100-200	250-500	
A 82°C, segundos.....					125-250
Destilación: Por ciento del total destilado a -- 360°C.					
Hasta 190°C, mínimo	15	10			
Hasta 225°C, mínimo	55	50	40	25	8
Hasta 260°C, mínimo	75	70	65	55	40
Hasta 315°C, mínimo	90	88	87	83	80
Residuo de la destilación a 360°C. Por ciento del volumen total por diferencia, mínimo.	50	60	67	73	78
Agua por destilación, - por ciento, máximo.	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Pruebas al residuo de la destilación.					
Penetración, grados	80-120	80-120	80-120	80-120	80-120
Ductilidad en centímetros, mínimo	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por -- ciento, mínimo.	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

b) Asfaltos rebajados de fraguado medio.

Características	G R A D O				
	FM-0	FM-1	FM-2	FM-3	FM-4
<u>Pruebas al material asfáltico</u>					
Punto de inflamación (copa abierta de Tag) °C mínimo.	38	38	66	66	66
Viscosidad Saybolt-Furol:					
A 25°C, segundos	75-150				
A 50°C, segundos		75-150			
A 60°C, segundos			100-200	250-500	
A 82°C, segundos					125-250
Destilación: Por ciento a 360°C					
Hasta 225°C, máximo	25	20	10	5	0
Hasta 260°C, máximo	40-70	25-65	15-55	5-40	30 Máx.
Hasta 315°C, máximo	75-93	70-90	60-87	55-85	40-80
Residuo de la destilación a 360°C. Por ciento del volumen total por diferencia, mínimo.	50	60	67	73	78
Agua por destilación, por ciento, máximo	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
<u>Pruebas al residuo de la destilación.</u>					
Penetración, grados	120-300	120-300	120-300	120-300	120-300
Ductilidad en centímetros mínimo.	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

c) Asfaltos rebajados de fraguado lento.

Características	G R A D O				
	FL-0	FL-1	FL-2	FL-3	FL-4
<u>Pruebas al material asfáltico</u>					
Punto de inflamación (copa abierta de Cleveland), °C mínimo.	66	66	80	93	107
Viscosidad Saybolt-Furol:					
A 25°C, segundos	75-150				
A 50°C, segundos		75-150			
A 60°C, segundos			100-200	250-500	
A 82°C, segundos					125-250
Destilación: Destilado total a 360°C, por ciento - en volúmen	15-40	10-30	5-25	2-15	10 Máx.
Agua por destilación, por ciento, máximo.	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Residuo asfáltico de 100 grados de penetración, - por ciento, mínimo.	40	50	60	70	75
<u>Pruebas al residuo de la destilación.</u>					
Flotación en el residuo de la destilación, a 25°C, segundos.	15-100	20-100	25-100	50-125	60-150
Ductilidad del residuo asfáltico de 100 grados de penetración, 25°C, cm mínimo.	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

d.1) Emulsiones asfálticas aniónicas.

Características	G R A D O				
	Rompimiento Rápido		Rompimiento medio	Rompimiento lento	
	RR-1	RR-2	RM-2	RL-1	RL-2
<u>Pruebas al material asfáltico</u>					
Viscosidad Saybolt-Furo1 a 25°C, segundos	20-100		100 Mfn	20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furo1 a 50°C, segundos		75-400			
Residuo de la destilación, por ciento, en peso, mín.	57	62	62	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia por ciento máximo.	3	3	3	3	3
Demulsibilidad:					
35 ml de 0.02 N CaCl ₂ , por ciento, mínimo	60	50			
50 ml de 0.1 ON CaCl ₂ , por ciento, máximo			30		
Retenido en la malla No. 20, por ciento máximo	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Miscibilidad con cemento Portland, por ciento, máximo.				2.0	2.0
<u>Pruebas al residuo de la destilación.</u>					
Penetración, 25°C, 100 g. 5 segundos, grados	100-200	100-200	100-200	100-200	40-90
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5
Ductilidad, 25°C, cm - mínimo.	40	40	40	40	40

*NOTA: La viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más de treinta por ciento (30%) al bajar su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a diez grados centígrados (10°C), ni bajar más de treinta por ciento (30%) al subir su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a cuarenta grados centígrados (40°C).

d.2) Emulsiones asfálticas catiónicas.

Características	G R A D O					
	Rompimiento rápido		Rompimiento medio		Rompimiento lento	
	RR-2K	RR-3K	RM-2K	RM-3K	RL-2K	RL-3K
<u>Pruebas al material asfáltico</u>						
Viscosidad Saybolt-Furol 25°C, segundos					20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furol 50°C, segundos	20-100	100-400	50-500	50-500		
Residuo de la destilación, por ciento en peso, mínimo.	60	65	60	65	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia en por ciento máximo.	5	5	5	5	5	5
Retenido en la malla No. 20, por ciento, máximo.	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Cubrimiento del agregado (en condiciones de trabajo). Prueba de resistencia al agua:						
Agregado seco, por ciento de cubrimiento, mínimo.			80	80		
Agregado húmedo, por ciento de cubrimiento, mínimo			60	60		
Miscibilidad con cemento Portland, por ciento, máximo.					2	2
Carga de la partícula	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva		
pH, máximo					6.7	6.7
Disolvente en volumen, - por ciento máximo.	3	3	20	12		
<u>Pruebas al residuo de la destilación</u>						
Penetración, 25°C, 100 g, 5 segundos, grados.	100-250	100-250	100-250	100-250	100-200	40-90
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo	97	97	97	97	97	97
Ductilidad, 25°C, cm mínimo.	40	40	40	40	40	40

NOTA: La viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más de treinta por ciento (30%) al bajar su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a diez grados centígrados (10°C), ni bajar más de treinta por ciento (30%) al subir su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a cuarenta grados centígrados (40°C).

Por otra parte, los materiales asfálticos deberán almacenarse en depósitos que reúnan los requisitos necesarios para evitar contaminaciones y estarán protegidos contra incendios, fugas y pérdidas excesivas de disolventes.

Cuando se usan asfaltos rebajados se contará con un calentador y una bomba para poder hacer la carga a la petrolizadora.

Las temperaturas de los materiales asfálticos en el momento de se empleo serán las siguientes:

a) Asfaltos rebajados de fraguado lento:

- FL-0 de 20°C a 30°C
- FL-1 de 30°C a 45°C
- FL-2 de 75°C a 85°C
- FL-3 de 85°C a 95°C
- FL-4 de 95°C a 100°C

b) Asfaltos rebajados de fraguado medio:

- FM-0 de 20°C a 40°C
- FM-1 de 30°C a 60°C
- FM-2 de 70°C a 85°C
- FM-3 de 80°C a 95°C
- FM-4 de 90°C a 100°C

c) Asfaltos rebajados de fraguado rápido:

- FR-0 de 20°C a 40°C
- FR-1 de 30°C a 50°C
- FR-2 de 40°C a 60°C
- FR-3 de 60°C a 80°C
- FR-4 de 80°C a 100°C

d) Emulsiones asfálticas:

Por lo general no requieren calentamiento de 5°C a 40°C.

No deberán aplicarse riegos de materiales asfálticos cuando la temperatura sea menor de 5°C, cuando haya amenaza de lluvia o cuando la velocidad del viento impida que la aplicación sea uniforme.

2.- CARPETAS ASFALTICAS DE RIEGOS.

Estas carpetas se usan para tránsitos ligeros (menores de 250 vehículos por día) y se pueden definir como lo hace la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas:

Las que se construyen mediante uno (1), dos (2), o tres (3) riegos de materiales asfálticos, cubiertos sucesivamente con capas de materiales pétreos de diferentes tamaños, triturados y/o cribados.

CARPETAS DE 1 RIEGO.- Después que la imprimación haya curado durante 24 horas por lo menos, se aplica el material asfáltico (según la dosificación -- prescrita) directamente sobre la capa de base que ha recibido la imprimación.

El traslape de las aplicaciones de material asfáltico en la unión de dos aplicaciones produce un exceso de asfalto que fluye a la superficie y origina una situación de inestabilidad y un aspecto desagradable del riego terminado. Las lagunas o aplicaciones escasas en las uniones dan lugar a la retención de poca o ninguna gravilla, y el retoque es necesario inmediatamente.

Para eliminar estos defectos al final de una aplicación y comienzo de otra, las aplicaciones de material asfáltico deben empezar y terminar todas sobre una o más tiras de papel de construcción o de envolver, colocado a través del camino antes de iniciar el trabajo. El borde anterior del papel se coloca de tal forma que coincida exactamente con el borde del material asfáltico aplicado en último lugar, para mantener este en su sitio se coloca sobre él una pequeña cantidad de áridos. A continuación, la petrolizadora inicia su movimiento hacia adelante, a suficiente distancia detrás del borde anterior de las tiras de papel, para alcanzar la velocidad predeterminada en el momento en que la barra regadora alcanza el papel, de manera que el paso de material asfáltico a través de la barra distribuidora se abre cuando ésta pasa sobre el papel, y el primer material se riega sobre este antes de alcanzar su borde anterior. Después se retira el papel y se destruye. Así se obtiene un borde bien definido de la capa de ligante asfáltico aplicado a la base sobre la imprimación.

Como las aplicaciones de material asfáltico se terminan sobre una o más tiras de papel, situadas a través del camino o de la zona en la que se está -

aplicando el material, es necesario que el papel se coloque antes del comienzo de la operación. La posición de este para terminar una aplicación se determina calculando la distancia que debería cubrirse por la capa de material asfáltico que lleva la petrolizadora y situando el papel a suficiente distancia por delante de este punto teórico para que al alcanzarlo queden en el tanque de 200 a 300 litros de material. El paso del asfalto se corta cuando la barra llega al papel, al mismo tiempo que se detiene el avance del camión, de forma que todo el material que gotee de la barra caiga sobre aquel. Después de quitar el papel queda otro borde bien definido de material asfáltico, que permite obtener un buen enlace con la aplicación siguiente. No debe intentarse aplicar toda la carga del distribuidor, porque cuando el material baja demasiado en el tanque, la bomba empieza a aspirar material mezclado con aire y el caudal deja de ser uniforme.

Para asegurar una alineación adecuada de la aplicación del material asfáltico se atiranta una cuerda a lo largo del paseo o cerca del borde de la aplicación, de modo que sirva de guía al conductor de la petrolizadora.

Inmediatamente después de la aplicación del material asfáltico se extienden los materiales pétreos por medio de un esparcidor mecánico, con el fin de aprovechar la fluidez del asfalto y obtener la adherencia de la máxima cantidad de pétreos. En determinadas condiciones puede ser necesario reducir la longitud de la aplicación del asfalto para que pueda ser cubierto con los áridos en un tiempo máximo especificado.

Tan pronto como se han extendido los áridos sobre el material asfáltico recién aplicado, debe apisonarse toda la superficie con una sola pasada de un rodillo de llanta metálica; seguidamente puede barrerse la superficie con una barredora arrastrada o pasar una hoja ligera para obtener una distribución más uniforme de los áridos. A continuación debe procederse al apisonado con rodillo de llanta rígida o de neumáticos, o con una combinación de ambos tipos, hasta conseguir una perfecta adherencia de los materiales pétreos con el material asfáltico.

Transcurrido un tiempo no menor de tres días se recolectará mediante barrido y se removerá el material pétreo excedente que no se adhiera al material asfáltico.

El resultado final se muestra en la siguiente figura:



SUPERFICIE ORIGINAL

Proporción adecuada entre material pétreo y asfalto, con la gravilla hundida en un 60% aproximadamente.

La idea general es que las llantas rueden sobre el material pétreo, ya - que como el asfalto y el agua no son miscibles, si la llanta rueda directamen te sobre el asfalto con el agua se produce una superficie resbalosa.

CARPETAS DE DOS Y TRES RIEGOS.

En estas carpetas las operaciones a ejecutar son las siguientes:

Para la carpeta de 2 riegos:

- A) Se barrerá la base impregnada.
- B) Sobre la base superficialmente seca se dará un riego de material asfáltico, (generalmente FR-3, o emulsiones de rompimiento rápido).
- C) Se cubrirá el riego de material asfáltico con una capa de material - pétreo número 2.
- D) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- E) Se dará sobre el material pétreo un segundo riego de material asfáltico.
- F) Se cubrirá el segundo riego de material asfáltico con una capa de ma terial pétreo 3-B.
- G) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- H) Transcurrido un tiempo no menor de tres días se recolectará y remove rá el material pétreo 3-B excedente que no se adhiera al material asfáltico del segundo riego.

Para carpeta de 3 riegos:

- A) Se barrerá la base impregnada.
- B) Sobre la base superficialmente seca se dará un riego de material asfáltico, (generalmente FR-3, o emulsiones de rompimiento rápido).
- C) Se cubrirá el riego de material asfáltico con una capa de material - pétreo número 1.
- D) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- E) Se dará sobre el material pétreo un segundo riego de material asfáltico.

K	REMOCION DE MATERIAL EXCEDENTE	-----
J	RASTREO Y PLANCHADO	-----
I	MATERIAL PETREO 3-B	oooooooooooooooo
H	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
G	RASTREO Y PLANCHADO	-----
F	MATERIAL PETREO No. 2	oooooooooooooooo
E	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
D	RASTREO Y PLANCHADO	-----
C	MATERIAL PETREO No. 1	oooooooooooo
B	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
A	BARRER LA BASE IMPREGNADA	-----

CARPETA DE TRES RIEGOS

H	REMOCION DE MATERIAL EXCEDENTE	-----
G	RASTREO Y PLANCHADO	-----
F	MATERIAL PETREO 3-B	oooooooooooooooooooo
E	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
D	RASTREO Y PLANCHADO	-----
C	MATERIAL PETREO No. 2	oooooooooooooooooooo
B	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
A	BARRER LA BASE IMPREGNADA	-----

C A R P E T A D E D O S R I E G O S

- F) Se cubrirá el segundo riego de material asfáltico con una capa de material pétreo número 2.
- G) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- H) Se dará sobre el material pétreo un tercer riego de material asfáltico.
- I) Se cubrirá el tercer riego de material asfáltico con una capa de material pétreo 3-B.
- J) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- K) Transcurrido un tiempo no menor de tres (3) días se recolectará y removerá el material pétreo excedente que no se adhiera al material asfáltico del tercer riego.

En el proceso de trabajo las carpetas por el sistema de riegos, la aplicación del material pétreo deberá hacerse inmediatamente después de aplicado el material asfáltico. Entre la terminación de la capa correspondiente al material pétreo y el siguiente riego de material asfáltico deberá transcurrir un lapso que, en general, no será menor de cuatro días.

Inmediatamente después de tendido el material pétreo, para tener una mejor distribución del mismo, se le pasará una rastra ligera con cepillos de fibra o de raíz, dejando así la superficie exenta de ondulaciones, bordos y depresiones.

Los material pétreos, tendidos y rastreados se plancharán inmediatamente con rodillo liso ligero, únicamente para acomodar las partículas del material, teniendo especial cuidado en el planchado de los materiales pétreos 3, para no fracturar las partículas del material pétreo por exceso de planchado.

Los materiales pétreos 3, acomodados con rodillo liso, se plancharán inmediatamente con compactador de llantas neumáticas, pasando una rastra con cepillos de fibra o de raíz las veces que se considere necesario, para mantener uniformemente distribuido el material y evitar que se formen bordos y ondulaciones. Los compactadores de llantas neumáticas deberán tener un peso máximo de cuatro mil quinientos (4,500) kilogramos y se pasarán alternativamente con la rastra el número de veces que sea necesario para asegurar que el máximo del material pétreo se ha adherido al material asfáltico; cuando se abra al tránsito el tramo, se continuará rastreando para evitar que se formen ondulaciones con el material pétreo excedente. Cuando se observe que ya no se adhiere más material pétreo y no antes de tres días, se recolectará todo el sobrante con cepillos de fibra o raíz.

Todos los planchados, cualquiera que sea el tipo de rodillo o compactador usado, se harán: en las tangentes, de las orillas de la carpeta hacia el

centro; y en las curvas, del lado interior hacia el lado exterior.

Durante la construcción de estas carpetas no deberá permitirse el tránsito de vehículos sobre ellas. Asimismo, esta suspensión deberá continuar por un período no menor de veinticuatro horas, después del tendido y planchado del material 3.

Las cantidades de cemento asfáltico y materiales pétreos en lts/m², para estas carpetas se ven en la siguiente tabla:

Materiales	Tipo de Carpeta		
	Tres riegos	Dos riegos	Un riego
Cemento asfáltico Material pétreo 1	0.6 - 1.1 20 - 25		
Cemento asfáltico Material pétreo 2	1.0 - 1.4 8 - 12	0.6 - 1.1 8 - 12	
Cemento asfáltico Material pétreo 3-A			0.7 - 1.0 8 - 10
Cemento asfáltico Material pétreo 3-B	0.7 - 1.0 6 - 8	0.8 - 1.1 6 - 8	
Cemento asfáltico Material pétreo 3-E			0.8 - 1.0 9 - 11

1) El cemento asfáltico considerado en esta tabla se refiere al que existe en los material asfálticos que se empleen.

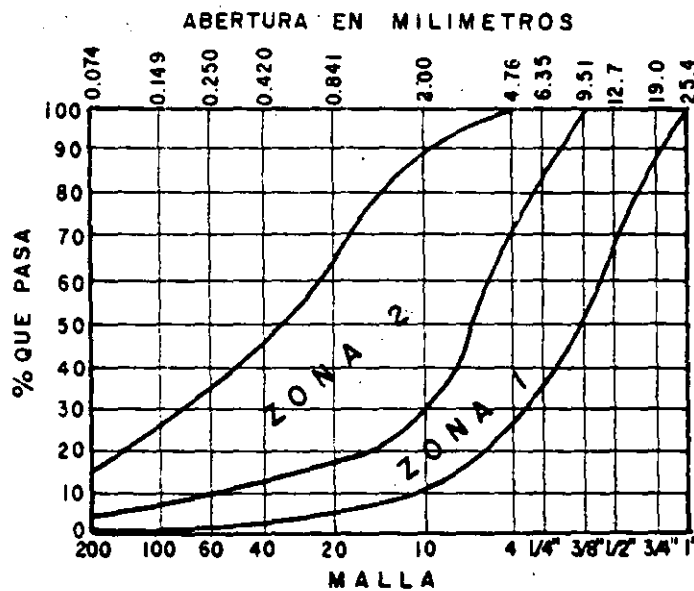
3.- CARPETAS DE MEZCLA EN FRIO CON PLANTA ESTACIONARIA Y CARPETAS DE MEZCLA EN EL LUGAR.

3.1) MATERIALES PETREOS. (se han tomado especificaciones S.A.H.O.P.).

La curva granulométrica del material pétreo para mezclas en el lugar, deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el límite superior de la zona 2, de la figura. La zona 1, co-

responde a materiales pétreos de granulometría gruesa y la zona 2, a los materiales pétreos de granulometría fina. La curva granulométrica del material pétreo deberá afectar una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, por lo menos en las dos terceras (2/3) partes de su longitud, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

MATERIALES PETREOS QUE SE EMPLEEN EN MEZCLAS ASFALTICAS EN EL LUGAR.



y además deberán cumplir los siguientes requisitos:

- a) De contracción lineal.
 - a.1) Cuando la curva granulométrica del material pétreo quede ubicada en la zona 1, de la Figura No. 3% máximo.
 - a.2) Cuando la curva granulométrica del material pétreo quede ubicada en la zona 2, de la Figura No. 2% máximo.
- b) De desgaste Los Angeles, para cualquier tipo de material pétreo ...40% máximo.
- c) De forma de las partículas. Partículas alargadas y/o en forma de laja.... 35% máximo.

d) De afinidad con los asfaltos:

Debe cumplir cuando menos con dos de las siguientes pruebas:

d.1) Desprendimiento por fricción:.....25% máximo.

d.2) Cubrimiento con asfalto:.....90% mínimo.

d.3) Pérdida de estabilidad por inmersión
en agua:.....25% máximo.

e) Equivalente de arena.....55% mínimo.

3.2) CONSTRUCCION.- Las mezclas en planta en frío se asemejan en muchos aspectos a las mezclas en planta en caliente, salvo en el empleo de asfaltos rebajados o de emulsiones asfálticas, y de su mezcla a la temperatura ambiente. Las mezclas de este tipo pueden emplearse inmediatamente o transportarse y almacenarse para uso futuro. El tipo y grado de material asfáltico más adecuado viene determinado por la granulometría de los áridos y el uso al que se destina la mezcla.

Las mezclas para capas de superficie densas que contienen del 35% al 45% de áridos que pasan por el tamiz No. 10, obtenidas para su utilización inmediata, pueden fabricarse empleando asfaltos de tipo FR1, FR2 ó FM3, o emulsiones asfálticas de rompimiento medio RM-2 solo es necesario el secado de los áridos para mezclas con asfaltos cuando los materiales pétreos están saturados o tienen alguna humedad superficial. Las mezclas con emulsión asfáltica pueden fabricarse con materiales pétreos húmedos; de hecho, es necesario incluso añadir agua, especialmente cuando el material pétreo contiene alta proporción de material que pasa por la malla No. 10.

Las mezclas fabricadas con asfaltos rebajados deben ventilarse perfectamente antes de la compactación, debido al contenido de productos volátiles. La ventilación de la mezcla se suele realizar removiéndola con motoniveladoras sobre el camino hasta que se ha evaporado una gran proporción de los disolventes. La evaporación de los disolventes se observa por la disminución de la docilidad de la mezcla durante su manipulación. Cuando se han ventilado suficientemente, estas mezclas parecen ser muy difíciles de manejar, pero aún conservan la necesaria docilidad para ser extendidas fácilmente con motoniveladora.

Las mezclas en planta en frío fabricadas con emulsión asfáltica de rotura media (RM-2) se ponen en obra y se compactan sin necesidad de ventilación. Las temperaturas atmosféricas elevadas y el ambiente seco hacen que las mezclas en frío con emulsión asfáltica curen rápidamente; las --

condiciones atmosféricas opuestas retardan el tiempo de curado.

La cantidad de material que pasa por el tamiz No. 10 en un material de pavimentación mezclado en frío, tiene considerable influencia sobre la dosilidad de la mezcla.

El concreto asfáltico mezclado en caliente y colocado en frío es un tipo intermedio del concreto asfáltico mezclado y colocado en caliente y los que acabamos de describir.

Las mezclas de este tipo pueden ser transportadas y colocadas inmediatamente después del mezclado o bien almacenarse para uso futuro durante un período de seis a ocho meses. Resultan muy adecuadas para obras de pequeño volumen, cuando no es posible instalar una planta de mezcla en caliente o donde no está justificado económicamente el transporte de esta instalación. Además, las mezclas en caliente colocadas en frío proporcionan un tipo excelente de material para bacheos.

La granulometría de los áridos y el proyecto de la mezcla son esencialmente los mismos que para las mezclas fabricadas y tendidas en caliente.

Las capas superficiales de asfalto y áridos mezcladas sobre el camino se construyen haciendo pasar los materiales por una planta mezcladora móvil o empleando motoconformadoras. Las mezclas para capas de superficie fabricadas de este modo resultan más económicas y de peor calidad que las obtenidas en planta, porque no hay un control seguro de la granulometría.

Para mezclar los materiales pétreos y el material asfáltico se suelen emplear plantas móviles de diversos tipos. El más común es la mezcladora mecánica, que recoge los áridos de un camellón y los hace pasar a través de un mezclador de tipo continuo. El material asfáltico se pulveriza sobre los áridos en proporciones determinadas cuando estos entran en la cámara de mezcla.

Para obtener un control adecuado de la cantidad necesaria de material asfáltico es necesario que los áridos estén tendidos en un camellón de tamaño uniforme, de forma que pueda relacionarse la velocidad de la bomba de asfalto con la velocidad de la planta y el tamaño del camellón.

El mezclado con motoconformadoras constituye uno de los métodos más antiguos de construcción de capas asfálticas superficiales. Las técnicas constructivas son muy sencillas y solo emplean los elementos más comunes de maquinaria de construcción de carreteras y alguna maquinaria agrícola.

Los áridos se colocan sobre el camino en un camellón aplanado, de espesor y anchura uniformes, y se riegan abundantemente con material asfáltico. Para la aplicación de asfalto se emplean petrolozadoras. La cantidad necesaria de asfalto se reparte en varias aplicaciones iguales; des-

pués de cada aplicación de asfalto, los materiales pétreos y este se mezclan, removiendo los materiales con la motoconformadora sobre el camino o sobre la zona de mezclado, hasta que el asfalto se ha dispersado uniformemente. Se continúa aplicando asfalto y removiendo la mezcla hasta conseguir el contenido total de asfalto necesario en un estado de dispersión.

El mezclado con motoniveladora y rastras de discos no produce la misma acción de masado que los mezcladores de paletas, por lo que se precisa un período de tiempo más largo para obtener una mezcla equivalente.

Los materiales asfálticos más adecuados para el mezclado con motoconformadora son los de los tipos FR-2 y FR-3, y la emulsión asfáltica de tipo RM-2. Cuando se emplea emulsión asfáltica suele ser necesario añadir agua a la mezcla para obtener la dispersión y envoltura adecuadas.

Es esencial la ventilación apropiada antes de la compactación de las mezclas en planta móvil y con motoconformadora. Un contenido insignificante de humedad de la mayor parte de los áridos constituye una ayuda para la mezcla, aunque a veces resulta perjudicial si esta se compacta con más del 2% de humedad. Por ello es necesario que se remuevan lo suficiente estas mezclas después de efectuadas, con el fin de eliminar por evaporación la mayor parte del contenido de disolvente y de humedad. La extensión y compactación de la mezcla no debe realizarse hasta que el contenido de volátiles se haya reducido a menos del 25% de la cifra original; el contenido de humedad no debe exceder del 2%.

El tendido de la mezcla en el lugar generalmente se realiza con la misma motoconformadora, como este tendido es muy preciso la máquina debe estar en muy buenas condiciones y el operador debe ser altamente calificado (operador de mezcla negra).

El tendido de las mezclas en planta se realiza generalmente con una extendedora igual a las que tienden la carpeta de mezcla en caliente, y el procedimiento es el mismo.

La compactación de estas mezclas se realiza inmediatamente después del tendido y se pueden usar planchas tandem de 2 ruedas o rodillos vibratorios auto-propulsados vibrando a alta frecuencia y baja amplitud. Posteriormente se dan unas pasadas con rodillo neumático con objeto de "cerrar" la carpeta, es decir: darle una textura fina y disminuir la permeabilidad de la carpeta.



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

**CURSOS ABIERTOS
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I**

COMPACTACION EN EL CAMPO

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

COMPACTACION

I. INTRODUCCION

La palabra "compactación" resulta de sustantivar el Adjetivo "compacto" que deriva del latín "compactus", participio pasivo de "compingere" - que quiere decir unir, juntar.

Desde tiempos antiguos se ha reconocido la conveniencia de compactar los terraplenes de los caminos. Los métodos primitivos incluían llevar borregos de un lado para otro del terraplén y arrastrar con caballos --- aplanadoras pesadas de madera.

Hasta hace pocos años se podía contar con la compactación hecha por las unidades de transporte y por aplanadoras casuales, junto con los --- asentamientos naturales, para estabilizar los terraplenes, de modo que - retuvieran su forma y soportaran las cargas que se colocaran sobre ellos.

En los últimos quince años ha habido un gran progreso en la ciencia de la compactación de los suelos. Los estudios de laboratorio han resuelto muchos problemas del comportamiento del suelo, y los fabricantes han diseñado una amplia variedad de equipo para producir el máximo de compactación con el máximo de economía.

La compactación de los suelos debe ajustarse de la forma más adecuada, ya que, a excepción de unas correctas características de drenaje, es el factor que tiene mayor influencia en las condiciones funcionales de - cualquier obra civil, como pueden ser terraplenes, sub-bases, bases y -- superficies de rodamiento.

Se desprende de lo anterior, que la vida útil de una obra, en la que interviene la compactación, dependerá en gran parte del grado de compactación especificado, el cual deberá ser estrictamente controlado.

La realización de proyectos cada vez más ambiciosos y de programas - más agresivos ha originado una intensa y constante evolución del equipo de compactación.

Se ha introducido mejoras, tales como: poderosos sistemas hidráulicos --- sensores electrónicos confiables, diseños más funcionales, mayor -- disponibilidad en su uso, transmisiones rápidas, potentes motores, --- etc., las cuales se han traducido en una mayor producción de los equipos.

.....

Con el objeto de poder cumplir con plazos cada vez menores en la ejecución de obras cada vez mayores, se ha llegado a la necesidad de utilizar equipos de gran producción.

Los grandes equipos de carga, acarreo y tipo de material, han obligado a los fabricantes de equipo de compactación a diseñar máquinas compactadoras capaces de balancear al tiro con la compactación, para evitar interferencia de actividades y pérdida de tiempo, lo que da por resultado un proyecto antieconómico.

II. COMPACTACION

2.1. DEFINICION

En la terminología de Mecánica de Suelos, la reducción de los vacíos de un suelo recibe varios nombres: Consolidación, Compactación, Densificación, etc., existen ligeras diferencias en el significado de los dos primeros.

Consolidación, se usa para la reducción de vacíos, relativamente lenta, debida a la aplicación de una carga estática, usualmente acompañada de expulsión de agua del suelo, por ejemplo, la reducción de vacíos en el suelo bajo un edificio.

El término compactación se usa para la reducción de vacíos, más o menos rápida, producida por medios mecánicos durante el proceso de construcción. (Fig. 1).

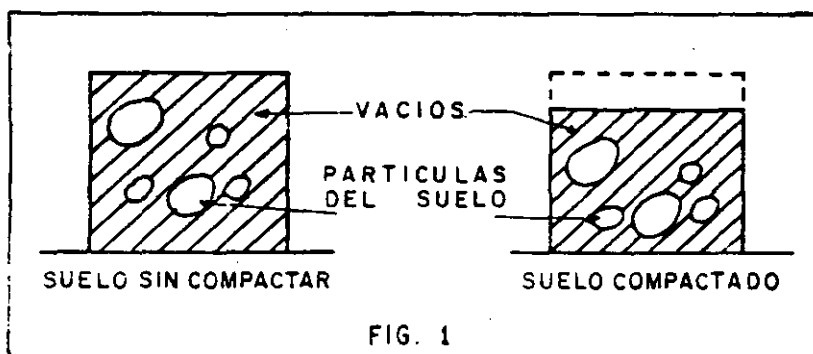


FIG. 1

Al reducirse los vacíos del suelo hay un incremento del peso volumétrico del material, de donde se puede dar la siguiente definición.

Compactación: Es el aumento artificial, por medios mecánicos, del peso volumétrico de un suelo, esto se logra a costa de la reducción de los vacíos del mismo al conseguir un mejor acomodo de las partículas - que los forman mediante la expulsión de aire y/o agua del material.

2.2. PROPOSITO E IMPORTANCIA.

La compactación mejora las características de un suelo en lo que se refiere a:

- a) Resistencia mecánica
- b) Resistencia a los asentamientos bajo cargas futuras
- c) Impermeabilidad

Entre las obras que requieren compactación se pueden señalar como más importantes las carreteras, las aeropistas y las presas de tierra.

Estas estructuras deberán ser capaces de soportar su propio peso y el peso de las cargas super-impuestas, si falla, el costo de la reparación puede ser muy elevado.

Desde el punto de vista del constructor el problema es: obtener la densidad especificada por el diseñador. Obtenida esta densidad se asegura que la resistencia a futuros asentamientos y la impermeabilidad sean las supuestas por el diseñador, sin embargo, la obtención de la densidad de diseño no necesariamente asegura la resistencia mecánica supuesta, ya que ésta depende, en muchos suelos, de la humedad a la cual fue compactado. Es necesario entonces que la compactación -- sea efectuada a la humedad especificada, especialmente para suelos -- cohesivos.

Se hace notar que compactar a mayores grados del especificado no es conveniente, es decir, compactar más, puede resultar perjudicial al proyecto.

La falla de algunas obras han obligado a que las especificaciones de compactación sean cada vez más estrictas; las tolerancias en más o en menos, del grado de compactación especificado, son generalmente fijadas desde el inicio de la obra.

2.3. PRUEBAS DE COMPACTACION

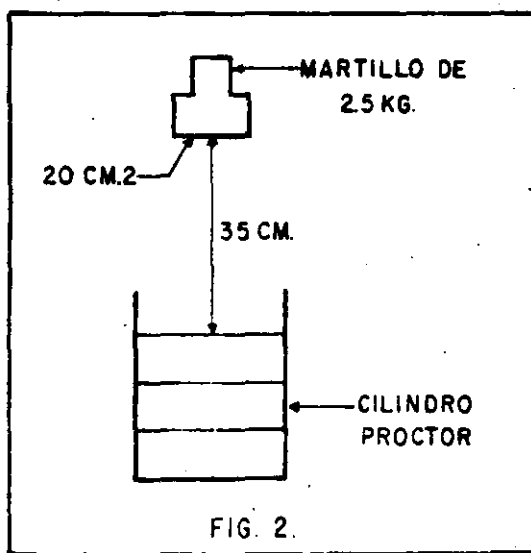
En la construcción de terraplenes sería ideal poder medir la resistencia del suelo para determinar cuando se ha alcanzado la resis -

tencia necesaria, pero el equipo para medir esta resistencia (especialmente a esfuerzos de compactación y cortante) es difícil de manejar, es caro y no es aplicable a todos los suelos, por lo tanto se han preparado las siguientes pruebas de laboratorio.

- A) Proctor
- B) Proctor Modificada
- C) Porter

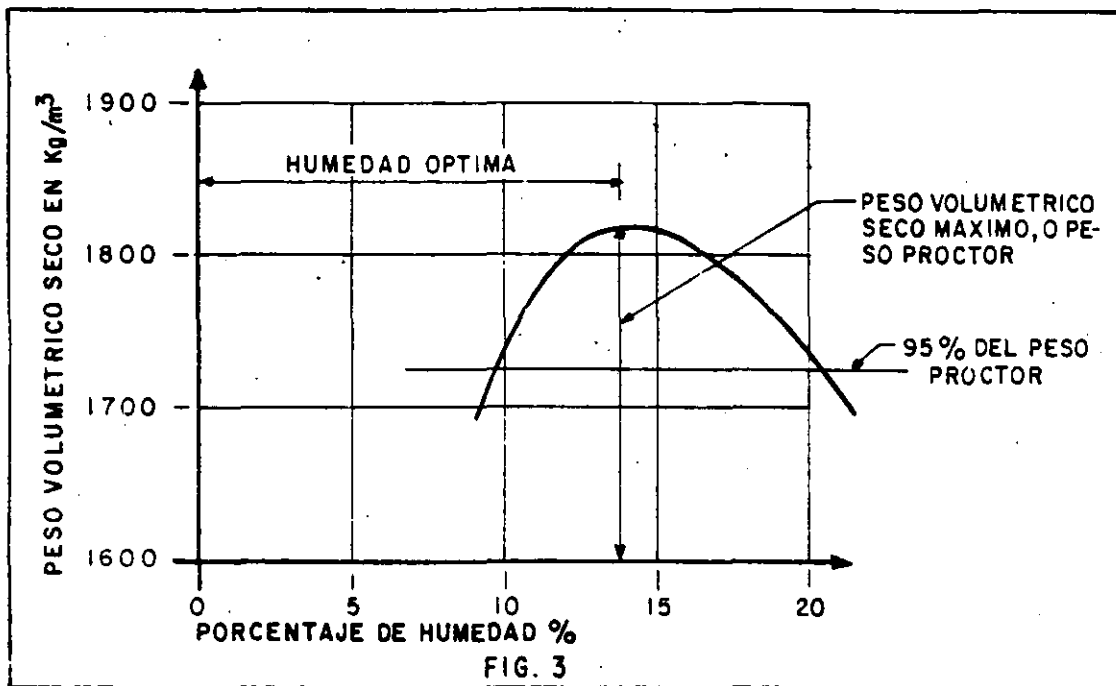
A). Proctor: R.R. Proctor estableció que hay una correspondencia entre el peso volumétrico seco de un suelo compactado y su resistencia. El equipo para hacer pruebas de compactación en la obra es un equipo económico y sencillo. Proctor desarrolló una prueba que consiste en:

- a) Se toma una muestra representativa del suelo a compactar, de humedad conocida.
- b) Se toma un cilindro de 4" de diámetro x 4 1/2" de altura, se llena en tres capas aproximadamente iguales con el material de la prueba.
- c) Cada capa se compacta con 25 golpes de un martillo de 2.5 kg -- con un área de contacto de 20 cm², el que se deja caer de 35 cm de altura (Fig. 2). Todo esto con el objeto de siempre dar al material la misma energía de compactación.



- d) Se pesa el material y como el volumen es conocido se calcula el peso volumétrico húmedo, simplemente dividiendo el peso del material entre su volumen. Como la humedad es conocida, se resta el peso del agua y se obtiene el peso volumétrico seco para esa humedad.
- e) Se repite la prueba varias veces, variando cada vez el grado de humedad, con lo que se obtienen pares de valores Humedad-Peso Volumétrico Seco.

Con estos pares de valores se dibuja la siguiente gráfica (Fig. 3).



Puede observarse que hay un cierto contenido de humedad para el cual el peso volumétrico es máximo, este peso se conoce como: "Peso Volumétrico Seco Máximo" (P.V.S.M.), o peso proctor, y el contenido de humedad como humedad óptima.

El diseñador entonces especifica el porcentaje del peso proctor que debe obtenerse en la construcción del terraplén y la humedad óptima.

Por ejemplo: Si el proyectista especifica 95% Proctor en el caso de la gráfica, tenemos: P.V.S.M. = 1820 kg/m³

$$95\% \text{ de P.V.S.M.} = 0.95 \times 1820 = 1729 \text{ kg/m}^3$$

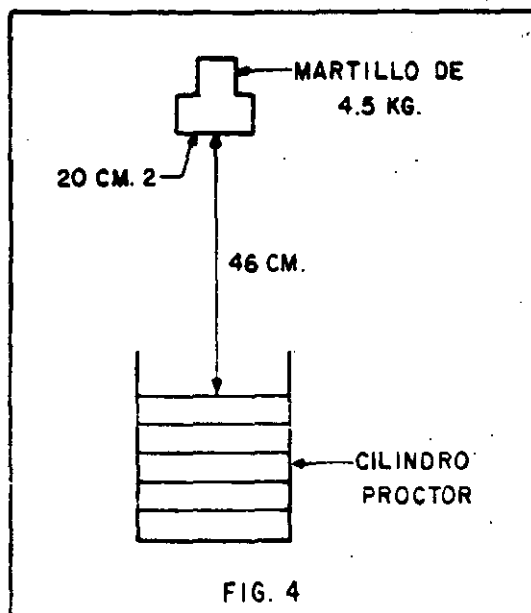
es decir el constructor debe obtener un peso volumétrico seco mínimo de 1729 kg/m^3 en ese material.

La razón de la existencia de un peso volumétrico máximo es que a todos los suelos, al incrementarse su humedad, se les proporciona un medio lubricante entre sus partículas que permite un cierto acomodo de estas cuando se sujetan a un cierto trabajo de compactación. Si se sigue aumentando la humedad, con el mismo trabajo de compactación, se llega a obtener un mejor acomodo de sus partículas y en consecuencia un mayor peso volumétrico, si se aumenta más la humedad todavía, el agua empieza a ocupar el espacio que deberían ocupar las partículas del suelo y por lo tanto comienza a bajar el peso volumétrico del material, para el mismo trabajo de compactación.

Por lo tanto, si se aumenta o disminuye la humedad será necesario aumentar el trabajo del equipo de compactación, lo que, en general, no es económico.

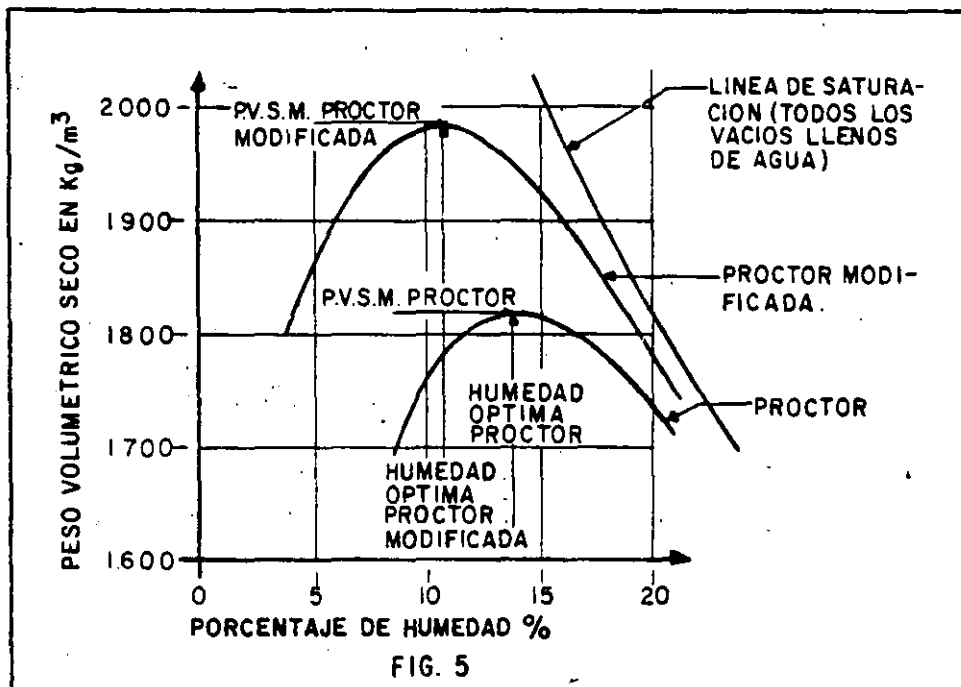
B) Proctor Modificada: Conforme fueron aumentando las cargas sobre las terracerías por el uso de camiones y aeroplanos cada vez más pesados, se vió la necesidad de desarrollar mayores densidades y resistencias en muchos materiales usando mayor trabajo de compactación. Por esta razón se desarrolló la prueba Proctor modificada.

Para esta prueba se usa el mismo proctor, pero el material se compacta en 5 capas con un martillo de 4.5 kg y cayendo de una altura de 46 cm , dando 25 golpes por capa (Fig. 4).



En todos los aspectos las dos pruebas son semejantes, únicamente el trabajo de compactación se ha incrementado aproximadamente 4.5 veces.

La gráfica siguiente es un ejemplo de la prueba proctor y la prueba proctor modificada efectuadas en el mismo material (Fig. 5).



Obsérvese en esta gráfica que aunque el trabajo de compactación se ha incrementado 4.5 veces, la densidad solamente se incrementó 9%, y que la humedad óptima disminuyó 3%. Esto último es invariablemente cierto.

C) Porter: Tanto la prueba Proctor como la Proctor modificada han dado muy buen resultado en suelos cuyos tamaños máximos son de 10 mm (3/8"), en suelos con partículas mayores el golpe del martillo no resulta uniforme y por lo tanto la prueba puede variar de resultados en un mismo material.

Para evitar esta dificultad se ideó la prueba Porter, que consiste en lo siguiente:

- a) Se toma una muestra del material a probar y se seca
- b) Se pasa por la malla de 25 mm (1") y se determina el porcentaje, en peso, retenido en la malla, si el porcentaje es menor del 15%, se usará para la prueba el material que pasó la malla. Si el porcentaje retenido es mayor del 15% se prepara, del material original, una muestra que pase la malla de 1" y que sea retenida en la malla No. 4, de esta muestra se pesa un tanto igual al peso del retenido, el que se agrega al material que pasó la malla de 1", con este nuevo material se procede a la prueba.
- c) A 4 kg de la muestra así preparada se le incorpora una cantidad de agua conocida; y se homogeniza con el material.
- d) Con este material se llena, en tres capas, un molde metálico de 6" de diámetro por 3" de altura con el fondo perforado. Cada capa se pica 25 veces con una varilla de 5/8" (1.9 cm) de diámetro por 30 cm de longitud con punta de bala.
- e) Sobre la última capa se coloca una placa circular ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, y se mete el molde en una prensa de 30 Ton.
- f) Se aplica la carga gradualmente de tal manera que en cinco minutos se alcance una presión de 140.6 kg/cm^2 , la cual debe mantenerse durante un minuto, e inmediatamente se descarga en forma gradual durante un minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad ensayada es inferior a la óptima.

- g) Se prosigue por tanteos hasta que la base del molde se humedezca al alcanzar la carga máxima. La humedad de esta prueba es la humedad óptima. Se determina entonces el peso volumétrico seco de la muestra dentro del cilindro, a este peso se le conoce como el "Peso Volumétrico Seco Máximo Porter", y que será el peso comparativo para el trabajo de campo.

Por ejemplo: si en la prueba Porter obtuvimos un "Peso Volumétrico Seco Máximo" de $2,000 \text{ kg/m}^3$, y el diseñador ha pedido el 95% Porter, en la obra tendremos que alcanzar un peso volumétrico seco de: $0.95 \times 2,000 = 1,900 \text{ kg/m}^3$.

2.4. METODOS DE CONTROL

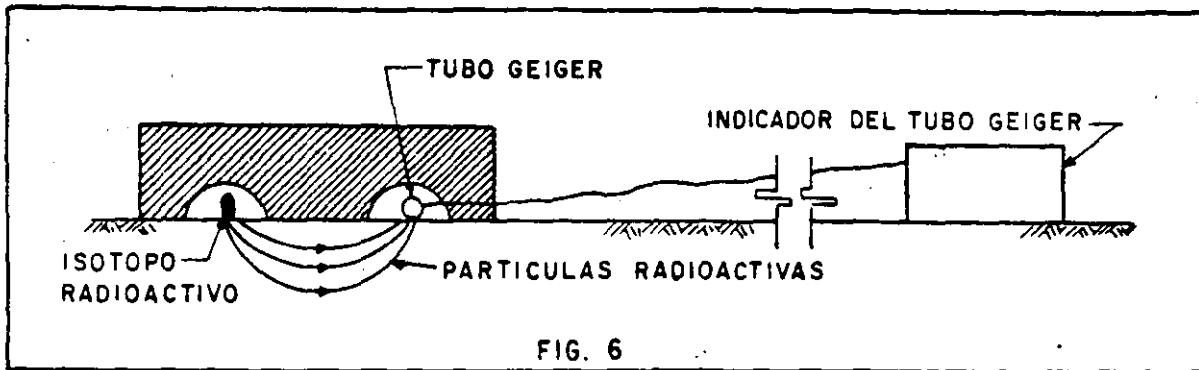
Para medir en la obra si se ha alcanzado el peso volumétrico especificado hay varios métodos:

- A) Medida física de peso y volumen
- B) Mediciones nucleares
- C) O t r o s

A) Medida Física de Peso y Volumen: En cualquiera de los métodos existentes el principal problema radica en la determinación de la humedad para poder calcular el peso volumétrico seco en función del peso volumétrico húmedo que es el que se obtiene en las pruebas de campo. Normalmente se calienta una parte del material hasta secarlo y por diferencia se obtiene la humedad, pero este método es lento y peligroso porque en algunos suelos se altera el peso con el calentamiento, debido a la evaporación de partes orgánicas principalmente. Nunca debe llegarse a la calcinación que también puede alterar el peso. Este método consiste en:

- a) Se excava un agujero de 10 a 15 cm de diámetro, o un cuadrado de 15 cm por lado, a la misma profundidad de la capa por probar.
- b) El material excavado es cuidadosamente recogido y pesado. Se seca para determinar la humedad y el peso volumétrico seco.
- c) El volumen del agujero es medido. El método usado generalmente es llenándolo con una arena de peso volumétrico constante.
- d) Conocidos el peso seco de la muestra y el volumen del agujero, se calcula el peso volumétrico seco de la muestra, que debe ser igual o mayor que el peso volumétrico seco especificado.

Prueba de medición Nuclear: Para evitar el tiempo y costo que significa la prueba anterior se han ideado varios métodos, uno de ellos es el Método Nuclear, que consiste en un bloque de plomo que contiene un isótopo y un tubo Geiger (Fig. 6).

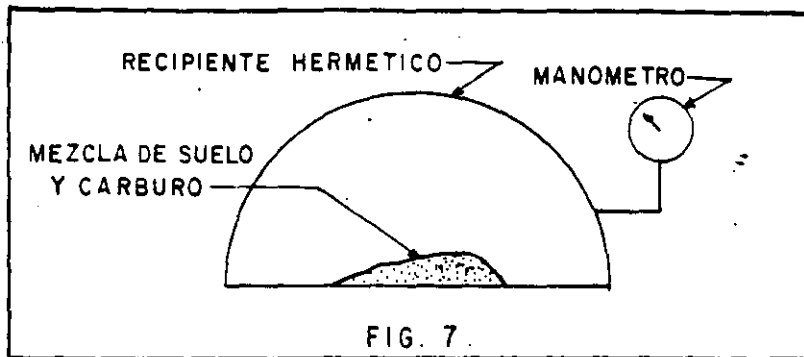


El bloque de plomo se coloca sobre la capa a probar, el número de partículas que llegan al tubo Geiger está en función de la masa del material que tienen que atravesar, es decir, es función del peso volumétrico, entonces la medida del indicador debe compararse con otra medida hecha en una capa que tenga el peso volumétrico especificado.

Estos aparatos necesitan frecuentemente calibración, no siempre hay una indicación clara cuando el aparato no funciona bien y su exactitud varía con el tipo de suelo.

Estas desventajas, sin embargo son despreciables por los constructores en grandes trabajos de terracerías, pues el aparato le permite asegurar que una cierta capa ha sido compactada, con un alto grado de confiabilidad, prosiguiendo el trabajo de inmediato con la siguiente capa.

C) Otros: Como el problema principal es la determinación de la humedad se han desarrollado últimamente algunos métodos entre los que destaca principalmente el denominado "Speedy" (Fig. 7), que consiste en colocar un peso conocido de suelo mezclado con carburo de calcio dentro de un recipiente hermético provisto de un manómetro. El carburo reacciona con la humedad del suelo, produciendo gas acetileno y por lo tanto una presión que es registrada en el manómetro el que se puede inclusive graduar en gramos de agua, determinándose rápidamente de esta manera el porcentaje de humedad, y así poder calcular su peso volumétrico seco.



III. TRABAJO DEL EQUIPO DE COMPACTACION

Para comprender mejor la transmisión de los esfuerzos de compresión en un suelo, consideremos una placa rígida, circular, de área "A", colocada sobre un suelo, a la que se aplica una carga "L", dando una presión de contacto "p" (Fig. 8).

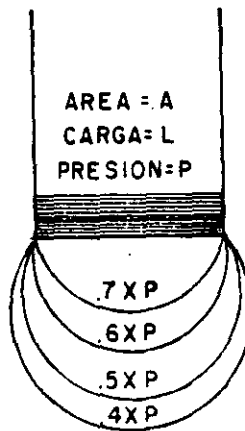


FIG. 8

En el suelo se desarrollan presiones, si unimos los puntos de igual presión, obtendremos suficientes llamadas bulbos de presión.

Obsérvese lo siguiente:

- a) Si aumenta el tamaño de la placa pero la presión permanece constante, incrementando la carga: la profundidad del bulbo de presión aumenta (Fig. 9).

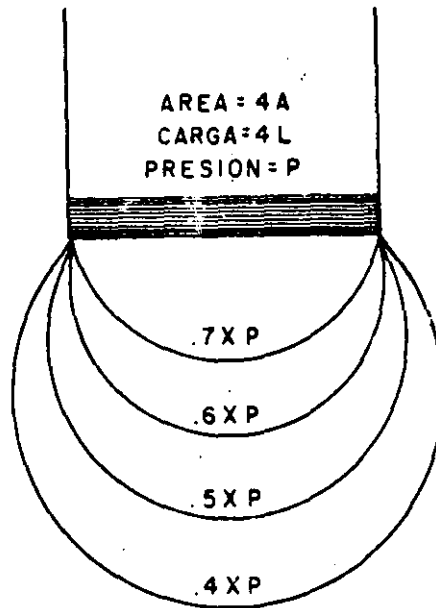


FIG. 9

- b) Si aumenta la presión, y el área permanece constante (Fig. 10) la profundidad del bulbo no aumenta significativamente, pero la presión, y por lo tanto la energía de compactación, si aumenta.

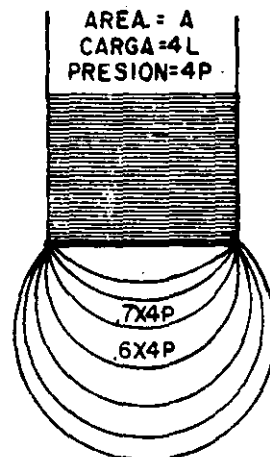


FIG. 10

Si consideramos un cierto equipo de compactación, trabajando capas de un determinado espesor:

de (a) y (b) se deduce que es necesario controlar el espesor de las capas para tener suficiente presión en el suelo para obtener la compactación deseada.

De (b) se deduce que no podemos aumentar significativamente el espesor de la capa de compactación simplemente lastrando excesivamente el equipo.

De (a) se deduce que para aumentar el espesor de la capa, debemos cambiar el equipo por otro que tenga mayor superficie de contacto, aunque la presión permanezca constante.

La teoría de los bulbos de presión fue desarrollada por Boussinesq para un medio elástico. Para fines prácticos todos los suelos son elásticos y la teoría es razonablemente cierta aún para suelos granulares.

Los esfuerzos mecánicos empleados en la compactación, son una combinación de uno o más de los siguientes efectos:

- 3.1) PRESION ESTATICA: La aplicación de una fuerza por unidad de área.
- 3.2) IMPACTO: Golpeo con una carga de corta duración, alta amplitud y baja frecuencia.
- 3.3) VIBRACION: Golpeo con una carga de corta duración, alta frecuencia, baja amplitud.
- 3.4) AMASAMIENTO: Acción de amasado, reorientación de partículas próximas, causando una reducción de vacíos.
- 3.5) CON AYUDA DE ENZIMAS.

3.1. COMPACTACION POR PRESION ESTATICA.

Este principio se basa en la aplicación de pesos más o menos grandes sobre la superficie del suelo.

La acción de este principio de compactación es de arriba hacia abajo, es decir, las capas superiores alcanzan primero mayores densidades que las de abajo.

Este principio de compactación tiene dos inconvenientes en la obtención de una rápida densificación:

A) Su Acción de Arriba hacia Abajo: El inconveniente de que la parte superior se compacte primero que la de abajo, es que el esfuerzo compactivo debe atravesar la parte ya compactada, para poder compactar la inferior. Se consume por lo tanto mayor energía de compactación.

También suelo suceder que las características granulométricas -- del material varíen, debido a la sobrecompactación de la porción superior de la capa; dicha sobrecompactación o exceso de energía compactiva produce una fragmentación de partículas.

B) Fomentar la resistencia de la fricción interna del material, durante la compactación: definiendo como fricción interna a la resistencia de las partículas de un suelo para deslizarse dentro de la masa del mismo, se puede juzgar este segundo inconveniente.

Si llamamos (F) a la fuerza aplicada por el compactador y (n) al coeficiente de fricción interna del material, se puede deducir la reacción (R) de las partículas para deslizarse dentro de la masa de suelo.

$$R = nF$$

A mayor fuerza aplicada mayor la reacción de la fricción interna del material, aquí es donde el papel que juega el agua resulta muy importante, ya que, tendrá efectos lubricantes entre las partículas reduciendo (n) y por consecuencia a (R).

3.2. COMPACTACION POR IMPACTO

La compactación por medio de impacto se logra aplicando repetidamente una fuerza sobre el suelo, con alta amplitud y baja frecuencia.

Cuando la unidad compactadora tiene una frecuencia baja y una amplitud grande, la unidad cae dentro de este tipo de compactación.

3.3. COMPACTACION POR VIBRACION

Este principio de compactación es el que últimamente ha tenido mayor desarrollo y prácticamente ha invadido todos los materiales por compactar.

En la mayoría de los tipos de material, la compactación dinámica o vibratoria, supera en eficiencia a los compactadores estáticos.

Como en la compactación por presión estática, en este tipo de compactación también se aplica una cierta presión, pero al mismo tiempo se somete al material a rápidas y fuertes vibraciones, entre 700 y 4,000, dependiendo del compactador.

Debido a las vibraciones producidas por el equipo sobre el material, la fricción interna de éste, desaparece momentáneamente, propiciando el acomodo de las partículas.

Esto se puede demostrar mediante el experimento de girar un palote de álabes dentro de un recipiente que contenga arena o grava, primero en estado estático y luego colocando el recipiente sobre una placa vibratoria. (Fig. 10 A).

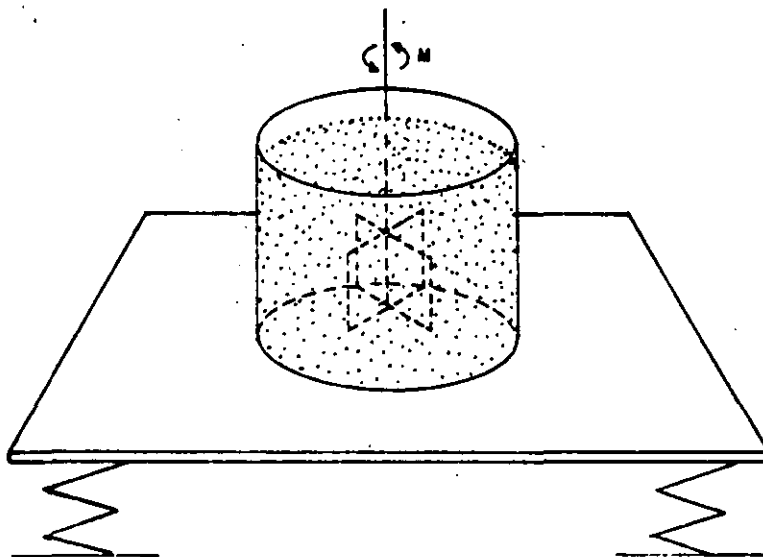


FIG. 10-A DISPOSITIVO PARA MEDIR EL MOMENTO DE RESISTENCIA

La vibración multiplica la movilidad interna del material en forma contundente; en suelos de granulometría gruesa la movilidad -- dinámica es de 10 a 30 veces mayor que la movilidad estática.

La experiencia sueca nos proporciona la siguiente tabla:

Material	Contenido de agua %	Momento Resistivo (kg-cm)	
		En reposo	Con vibraciones
Grava	0	1700	40
Arena	10	600	45
Limo	12	150	25

La compactación por vibración tiene un efecto de penetración -- como el sonido, el cual también es dinámico, pero tiene una frecuencia mayor y audible; este tipo de compactación evita los efectos de arco y disminuye la fricción interna del material permitiendo que -- las fuerzas compactivas trabajen a mayor profundidad y a mayor anchura.

Con este principio de compactación las partículas de material se ven sujetas a presión estática y a impulsos dinámicos de las fuerzas vibratorias, con lo cual se logra una compactación con menor esfuerzo.

La densificación de un material por medio de compactadores vibratorios es de abajo hacia arriba.

VENTAJAS DE LA COMPACTACION POR VIBRACION

- a) Es posible compactar a más altas densidades; facilita la -- obtención de los últimos porcentos del grado de compactación que son tan difíciles, y a veces imposibles, de obtener con compactadores estáticos.
- b) Permite el uso de compactadores más pequeños
- c) Se puede trabajar sobre capas de mayor espesor
- d) Permite hacer más rápidos por el menor número de pasadas
- e) Por las razones anteriores los costos de compactación resultan menores.

3.4. COMPACTACION POR AMASAMIENTO

Amasar en este caso puede confundirse con exprimir, es decir - el efecto de una pata de cabra al penetrar en un material ejerce presión hacia todos lados, obligando al agua y/o al aire a salir por la superficie.

La compactación por este principio se lleva a cabo de abajo -- hacia arriba; es decir, las capas inferiores se densifican primero y las superiores posteriormente. Por esto se dice que un rodillo pata de cabra emerge o sale cuando el material se encuentra compactado -- debidamente.

Los rodillos pata de cabra se emplean fundamentalmente en materiales cohesivos; en cambio su efectividad es casi nula en materiales granulares.

3.5. COMPACTACION CON AYUDA DE ENZIMAS

Mediante la adición de productos enzimáticos en el agua de compactación, se ha pretendido obtener, en combinación con algún otro esfuerzo compactador mecánico, la densificación más rápida de los materiales.

Una enzima es: "Cierta sustancia química-orgánica que está -- formada por plantas, animales y microorganismos, capaz de incrementar la velocidad de transformación química del medio donde se encuentra, sin que sea consumida por ello en este proceso, llegando a formar -- parte del conjunto".

Según los fabricantes de enzimas para compactación, esta se -- logra mediante una reacción química de ionización de los componentes orgánicos e inorgánicos del terreno, lo que trae por consecuencia -- que las partículas del suelo se agrupen y se transformen en una masa compacta y firme.

Se hace hincapié en que el agregar productos enzimáticos al -- agua de compactación no densificará al material tratado, sino que es necesario aplicar esfuerzo compactivo adicional; es decir, se usará algún equipo compactador y agua con enzimas, con lo cual puede reducirse el tiempo de compactación.

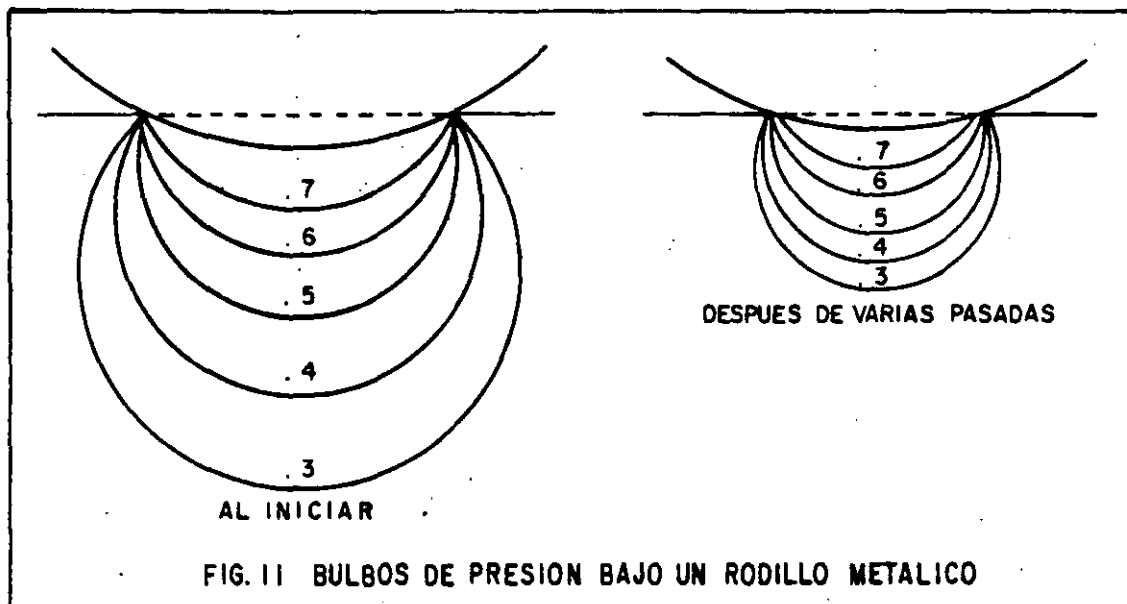
IV. EQUIPO DE COMPACTACION

Hay una gran variedad de equipos de compactación, se describirán sus características básicas:

4.1. RODILLOS METALICOS

Un rodillo metálico utiliza solamente presión con un mínimo de amasamiento en materiales plásticos.

Cuando estos rodillos inician la compactación de una capa el área de contacto es más o menos ancha y se forma un bulbo de presión de una cierta profundidad. Conforme avanza la compactación el ancho del área de contacto se reduce, y por lo tanto también se reduce la profundidad del bulbo de presión y aumentan los esfuerzos de compresión en la cercanía de la superficie (Fig. 11). Estos esfuerzos son con frecuencia suficientes para triturar los agregados en materiales granulares, e invariablemente causan la formación de una costra en la superficie de la capa (encarpetamiento).



Si a esto se agrega la costumbre de hacer riegos adicionales durante la compactación, para compensar la evaporación, en una capa en donde la penetración del agua es difícil por la misma compacidad del material, llegaremos a un estado de estratificación de la humedad, en este momento la formación de la costra es inevitable.

También es costumbre más o menos generalizada, el sobre las - trar estos equipos cuando no se está obteniendo la compactación, para aumentar la penetración y la profundidad del bulbo de presión, esto generalmente tiene como consecuencia el sobre esforzar la superficie.

Un rodillo metálico, no compacta pequeñas áreas bajas o suaves, debido a que la rigidez de la rueda las puentea, estas áreas suaves se presentan con frecuencia en terracerías debido a la irregularidad de la capa.

Dentro de este grupo se puede hacer la división siguiente:

A) Planchas Tandem.- Son aquellas que tienen dos o tres rodillos metálicos paralelos. Los rodillos son generalmente huecos para ser lastrados con agua y/o arena. Tienen generalmente dos números - por nomenclatura. El primero es el peso de la máquina sin lastre y el segundo es el peso de la máquina lastrada totalmente (Fig. 12).

B) Planchas de Tres Ruedas.- Son quizás de más antiguo diseño; estas planchas tienen dos ruedas traseras paralelas y una rueda de lantera; las ruedas pueden ser huecas para ser lastradas o formadas por placas de acero roladas con atiesadores (Fig. 13).

Las planchas tandem, a pesar de que son generalmente de menor peso que las de tres rodillos, suelen tener mayor compresión por centímetro lineal de generatriz que las de tres rodillos, por tener menor superficie de contacto con el material.

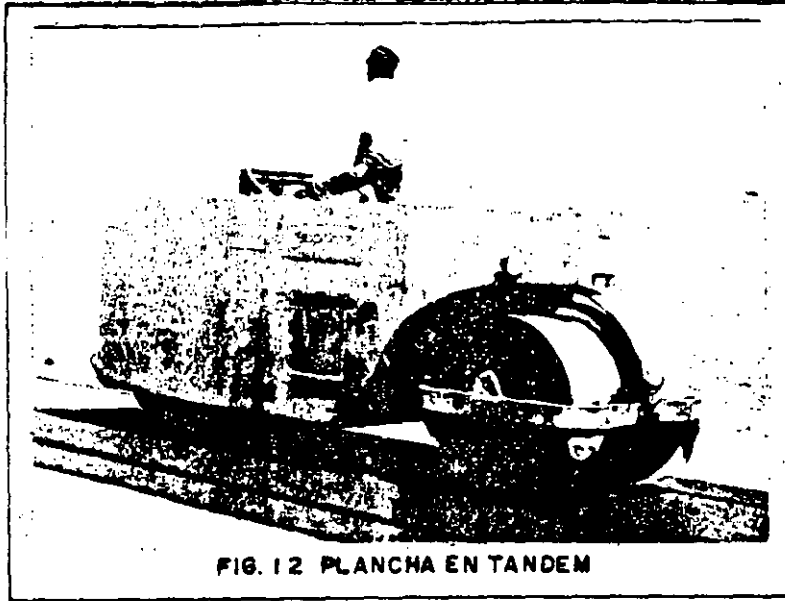
Tanto las planchas tandem como las de tres rodillos, tienen bajas velocidades de operación y poca seguridad al compactar las orillas de terraplenes altos.

Son efectivas en todos los suelos, pero, por los inconvenientes mencionados y su bajo rendimiento hacen que su uso se limite a trabajos pequeños o al armado de una capa al inicio de la compactación.

Resumiendo, puede decirse que estas máquinas por su lentitud y poca profundidad, han perdido terreno en la compactación de grandes movimientos de tierra; también en algunas aplicaciones específicas que tienen estos equipos como la compactación de carpetas asfálticas, van siendo desplazados por otras máquinas compactadoras.

4.2. RODILLOS NEUMATICOS

Los rodillos neumáticos son muy eficientes y a menudo esenciales para la compactación de sub-bases, bases y carpetas, sus bulbos de presión son semejantes a los de los rodillos metálicos, pero el área de contacto permanece constante por lo que no se produce el efecto de reducción del bulbo. Por otra parte, el efecto de puenteo del rodillo metálico, sobre zonas suaves, se elimina con llantas de suspensión independiente.



Estos compactadores pueden ser jalados o autopropulsados.

Se pueden dividir conforme al tamaño de sus llantas en:

- A) De llantas pequeñas
- B) De llantas grandes



FIG. 14

A) DE LLANTAS PEQUEÑAS.- Generalmente tienen dos ejes en tandem y el número de llantas puede variar entre 7 y 13. El arreglo de las llantas es tal que las traseras traslapan con las delanteras - - (Fig. 14 A).

Algunos de estos compactadores tienen montadas sus ruedas en forma tal que oscilan o "bailan" al rodar, lo que aumenta su efecto de amasamiento.

Estos compactadores proporcionan una presión de contacto semejante a la proporcionada por equipos de mayor peso y llantas grandes, tienen mayor maniobrabilidad, no empujan mucho material adelante de ellos, tienen poca profundidad de acción y poca flotación en materiales sueltos. Tienen una buena acción de secado y cierran la textura del material de la capa.

B) DE LLANTAS GRANDES.- Son generalmente arrastrados por tractor y pesan de 15 a 50 Ton. Tienen 4 ó 6 llantas en un mismo eje, -

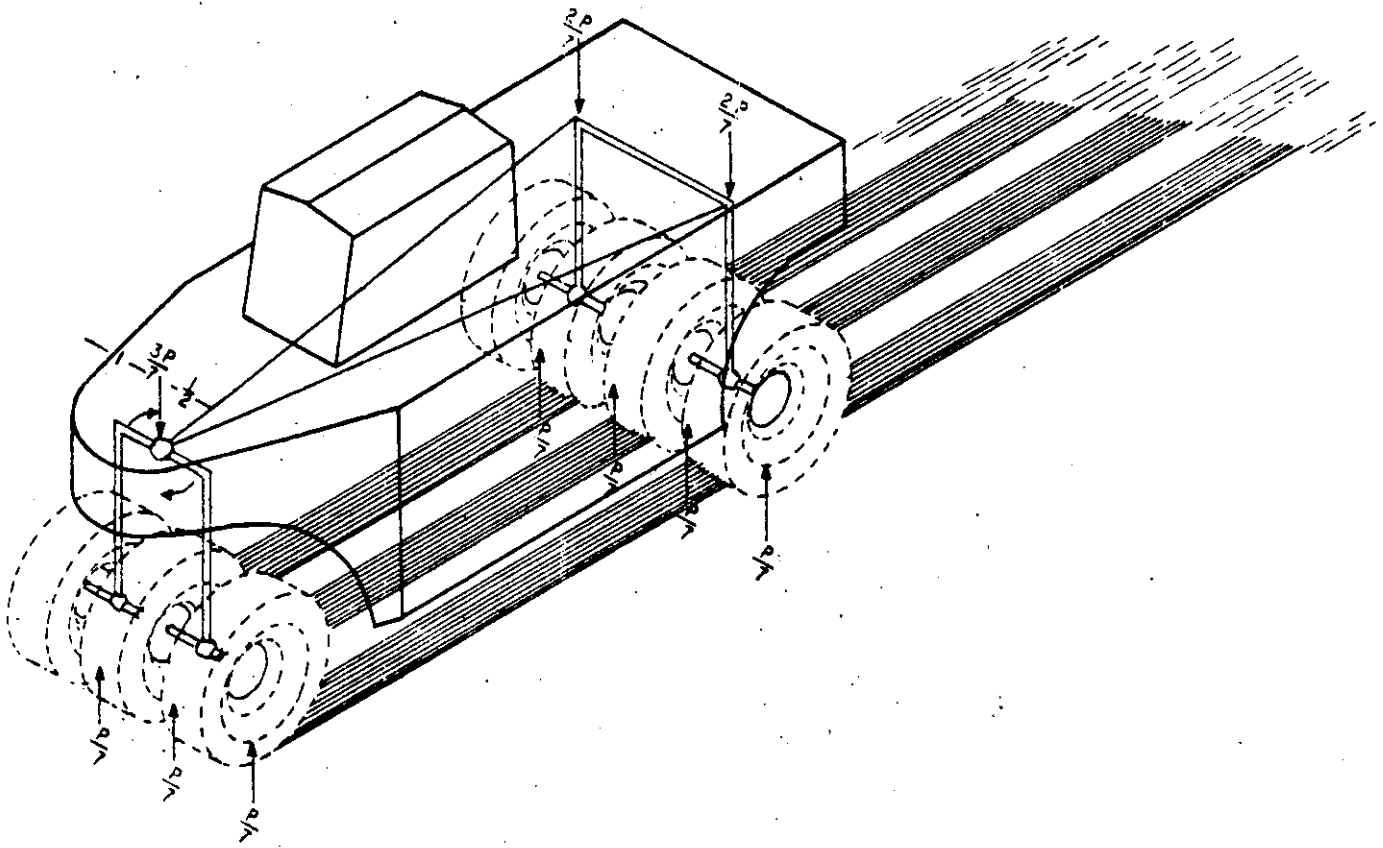


Fig. 14-A

además son difíciles de maniobrar y de transportar, por lo que están siendo desplazados por otros equipos más ligeros y versátiles.

Los factores más importantes que intervienen en este tipo de compactadores son:

a) Peso total.- Dependiendo del número total de llantas y del sistema de suspensión del compactador se puede conocer el peso o fuerza aplicada por llanta. A mayor peso total, mayor carga por llanta, en caso de tratarse de una suspensión isostática.

b) La presión de inflado es importante, pero está ligada íntimamente a la carga de la llanta. Si "W" es el peso del compactador, y "p" es la presión de contacto (Fig. 15):

Podemos observar que si aumentamos el peso sin aumentar la presión (Fig. 16), aumentamos la profundidad del bulbo, pero no aumentamos la presión, esto nos permitiría trabajar capas relativamente mayores, pero el aumento de eficiencia es casi nulo, y las llantas durarán menos pues estamos aumentando el trabajo de deformación de la llanta.

Si aumentamos la presión sin aumentar la carga (Fig. 17) disminuimos la profundidad del bulbo de presión, y podemos llegar a encarpetar la capa. Esto puede ser eficiente si la capa es delgada como suele serlo en bases y sub-bases y carpetas.

Si aumentamos el peso y la presión (Fig. 18), estamos aumentando la presión efectiva sobre la capa y por lo tanto el trabajo de compactación sobre la capa, sin embargo esto nos puede disminuir la vida útil de las llantas y del equipo, y aumentará la tendencia al rebote.

En el concepto moderno de un compactador neumático la carga sobre la llanta y la presión de inflado, deben ser las adecuadas para dar la presión de contacto suficiente para ejercer el esfuerzo requerido de compactación (es aconsejable no alejarse mucho de las recomendaciones del fabricante).

Por la razón anterior los fabricantes de equipo progresistas han provisto a sus máquinas, con implementos para variar rápidamente la presión de inflado de sus equipos.

Las presiones de inflado usuales son del orden de 50 psi, para compactadores pequeños (hasta 10 Ton) y pueden llegar hasta 80 psi en compactadores grandes (de 10 a 60 Ton).

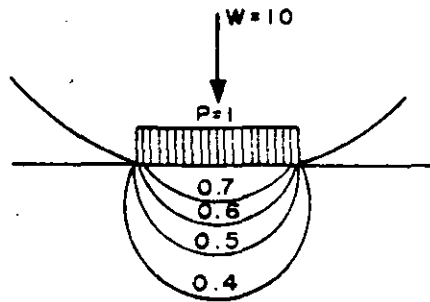


FIG. 15

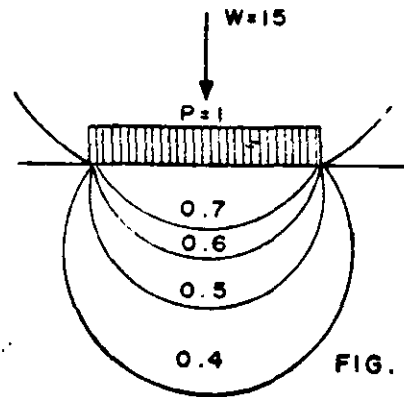


FIG. 16

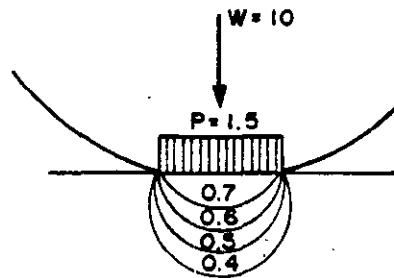


FIG. 17

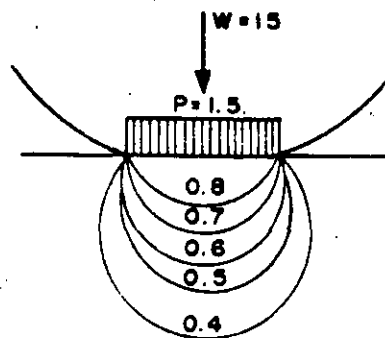


FIG. 18

La presión de inflado no es igual a la de contacto ya que interviene (en mucho) la rigidez de la llanta inflada.

Tienen aplicaciones especializadas como la compactación del terreno natural en aeropuertos (grandes extensiones, terreno plano, alto grado de compactación, fácil acceso, etc), tienen gran utilidad para sellar las capas superiores, con lo que se logra una buena impermeabilidad.

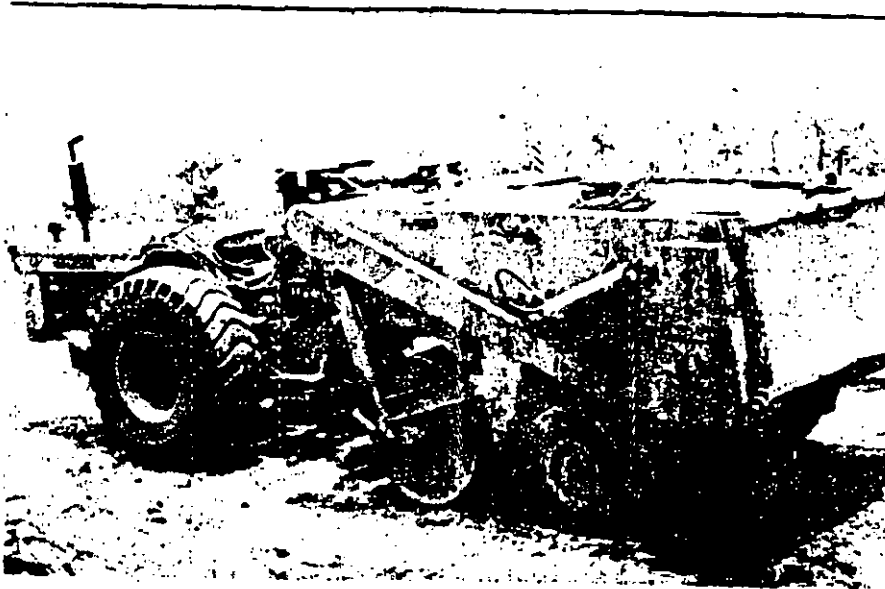


FIG. 19 COMBINACION DE RODILLOS METALICO Y NEUMATICO (DUO-FACTOR)

4.3. RODILLOS PATA DE CABRA.

Son ahora raramente usados, excepto para amasamiento y compactación de arcillas donde la estratificación debe ser eliminada, - como en el corazón impermeable de una presa. Debido a la pequeña -- área de contacto de una pata y al alto peso de éstos equipos el bulbo de presión es intenso y poco profundo. La compactación se consigue por penetración y amasamiento más que por efecto del bulbo de -- presión (Fig. 20).

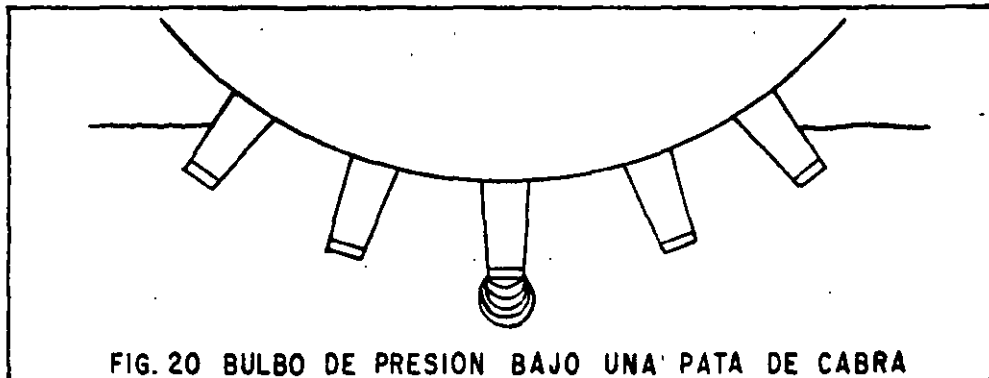


FIG. 20 BULBO DE PRESION BAJO UNA PATA DE CABRA

Los rodillos pata de cabra son lentos, tienen una gran resistencia al rodamiento, por lo que consumen mucha potencia. Este equipo es todavía pedido en especificaciones algunas veces, pero su uso está declinando debido a los altos costos que tienen, usualmente, por unidad de volumen compactado (Fig 21).

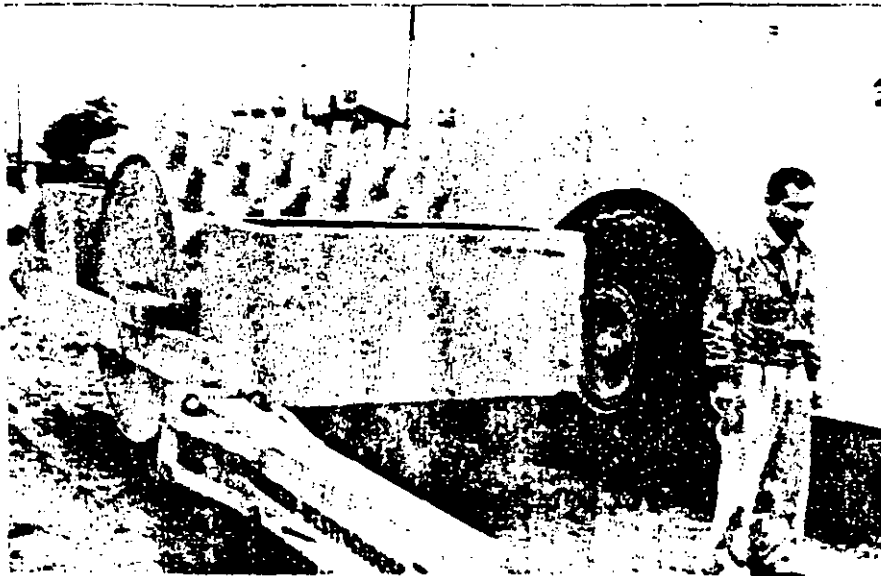
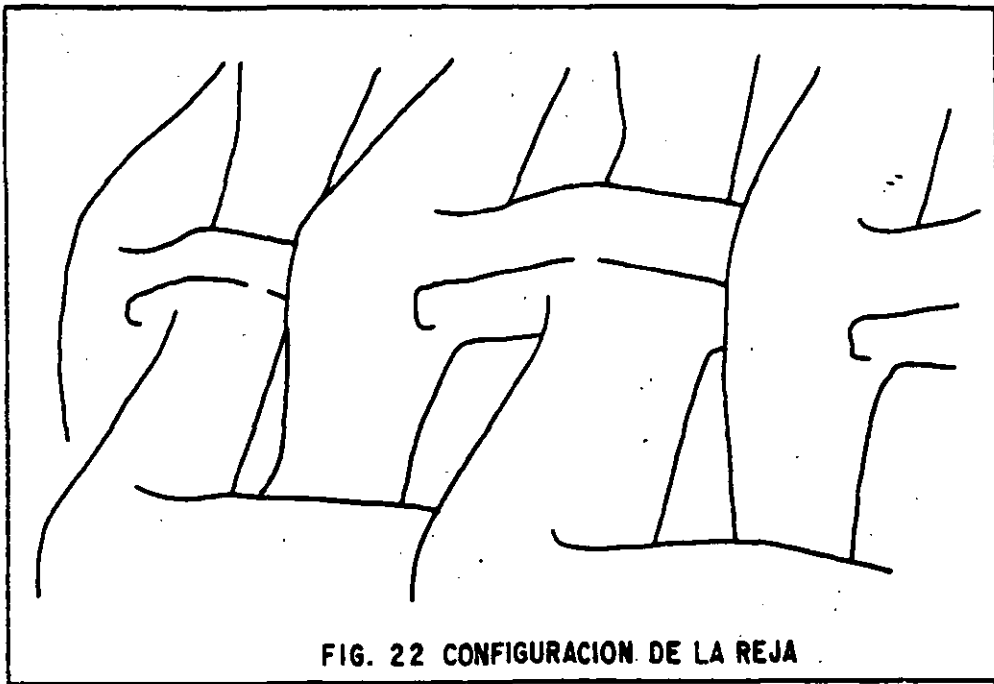


Fig. 21 RODILLO PATA DE CABRA

4.4. RODILLO DE REJA

Este compactador fue desarrollado originalmente para disgregar y compactar rocas poco resistentes a la compresión, como rocas sedimentarias y algunas metamórficas, para hacer caminos de penetración transitables todo el año, para esto el rodillo transita sobre la roca suelta en el camino, rompiéndola y produciendo finos que llenan los vacíos formando una superficie suelta y estable. Como una guía; la roca que se puede escarificar también se puede disgregar.

Al ser usado este equipo se encontró que era capaz de compactar a alta velocidad una gran variedad de suelos. Los puntos altos de la reja producen efecto de impacto, y cuando es remolcado a alta velocidad, produce efecto de vibración, efectivo en materiales granulares. El perfil alternado alto y bajo de la rejilla produce efecto de amasamiento por lo que este rodillo también es eficiente en materiales plásticos. Desafortunadamente, como los materiales plásticos suelen ser pegajosos, se atascan de material los huecos de la reja y se reduce la eficiencia (Fig. 22).



Estos rodillos, debido a su misma configuración no pueden dejar una superficie tersa como puede ser la base de una carretura.

4.5. RODILLO DE IMPACTO (TAMPING ROLLER)

A causa de los problemas de limpieza del rodillo de reja, se diseñó un nuevo rodillo usando los mismos principios: el rodillo de impacto. Este es un rodillo metálico, en el que se han fijado unas salientes en forma aproximada de una pirámide rectangular truncada. (Fig. 23).

Estas pirámides no son de la misma altura pues hay unas más altas que otras, siguiendo el modelo de puntos altos y bajos del rodillo de reja, esto dá las mismas ventajas, pudiéndose limpiar fácilmente por medio de dientes sujetos a un marco.

Estas salientes han sido diseñadas de tal manera que el área de contacto se incrementa con la penetración, ajustándose automáticamente la presión a la resistencia del suelo compactado (Fig. 24).

El diseño contempla también una fácil entrada y salida a la capa, lo que disminuye la resistencia al rodamiento.

Estos rodillos han probado ser muy eficientes y eliminan estratificación en los terraplenes, esto es importante en corazones impermeables de presas.

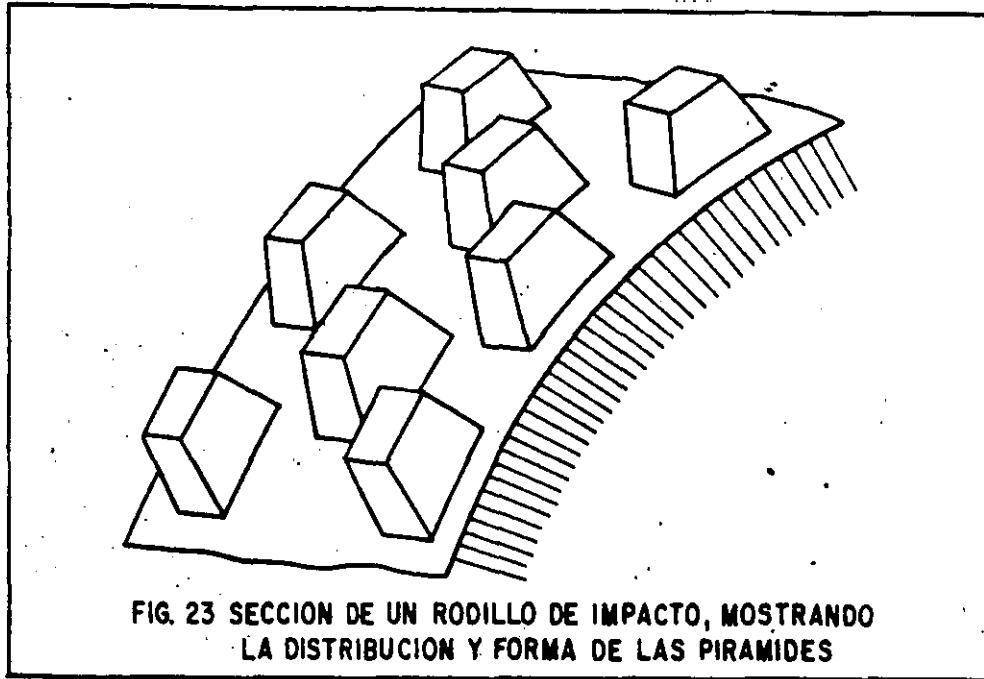


FIG. 23 SECCION DE UN RODILLO DE IMPACTO, MOSTRANDO LA DISTRIBUCION Y FORMA DE LAS PIRAMIDES

Cuando un rodillo de impacto empieza una nueva capa, que no sea mayor de 30 cm los bulbos de presión y las ondas de impacto proveen suficiente amasamiento con la capa inferior para eliminar la estratificación que ocurre con cualquier otro compactador excepto la pata de cabra.

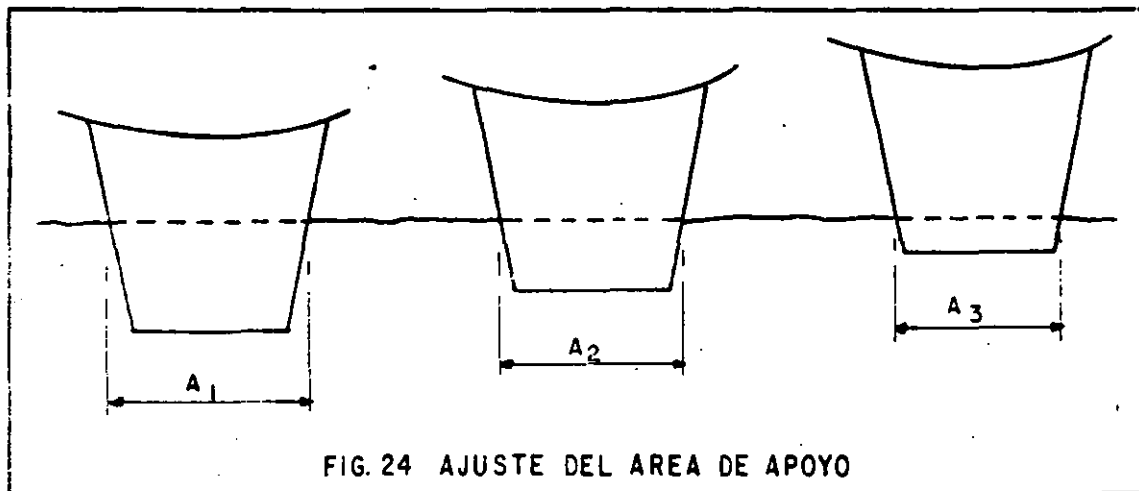


FIG. 24 AJUSTE DEL AREA DE APOYO

El rodillo de impacto ha probado ser uno de los más versátiles y económicos compactadores en terracerías, capaz de compactar eficientemente la mayor parte de los suelos (Fig. 25).

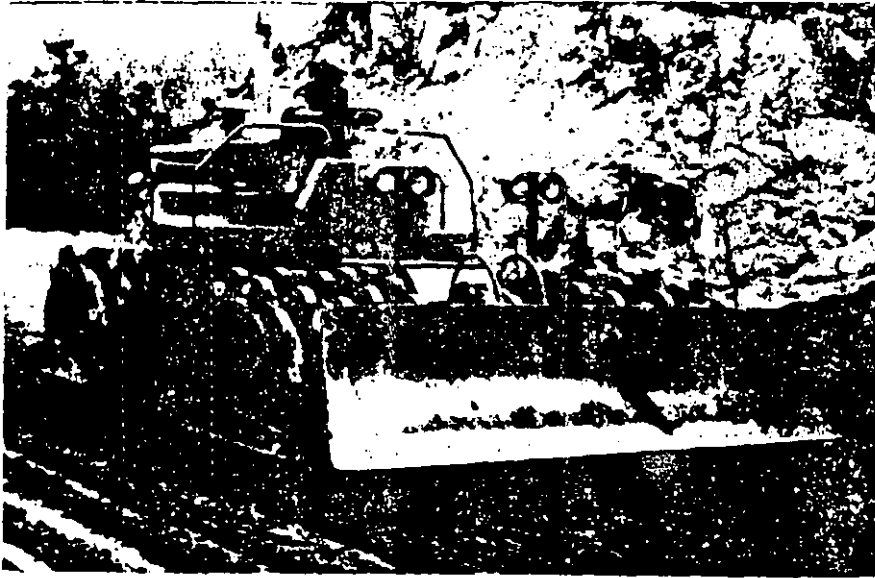


FIG. 25 RODILLO DE IMPACTO (TAMPING - ROLLER)

4.6. RODILLOS VIBRATORIOS

Estos rodillos funcionan disminuyendo temporalmente la fricción interna del suelo. Como en los suelos granulares (gravas y arenas) - su resistencia depende principalmente de la fricción interna (en los suelos plásticos depende de la cohesión), la eficiencia de estos rodillos está casi limitada a suelos granulares.

La vibración provoca un reacomodo de las partículas del suelo - que resulta en un incremento del peso volumétrico, pudiendo alcanzar espesores grandes de la capa (0.80 m).

Estos rodillos pueden producir un gran trabajo de compactación en relación a su peso estático ya que la principal fuente de trabajo es la fuerza dinámica de compactación (Fig. 26).

Buscando extender ventajas a suelos cohesivos se han desarrollado rodillos pata de cabra vibratorios, en los que la fuerza y la amplitud de la vibración se han aumentado, y se ha disminuido la frecuencia. Con el mismo objeto se han acoplado dos rodillos vibratorios, - "fuera de fase", a un marco rígido para obtener efecto de amasamiento.

Estos rodillos se clasifican por su tamaño, pequeños hasta -- 9,000 kg de fuerza dinámica y grandes de más de 9,000, pudiendo llegar hasta 20,000 kg o más. Los grandes pueden llegar a sobreesforzar suelos débiles por lo que hay que manejarlos con cuidado.

Todos los vibradores deben de manejarse a velocidades de 2.5 a 5 km/h. Velocidades mayores no incrementan la producción, y con frecuencia no se obtiene la compactación.

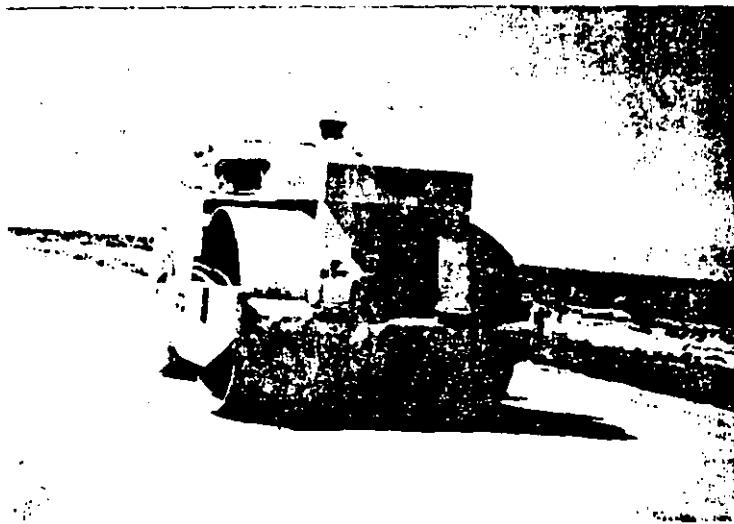


FIG. 26 RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO

V. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COMPACTACION

Los factores que primordialmente influyen en la obtención de una compactación económica son:

- 5.1) CONTENIDO DE HUMEDAD DEL MATERIAL
- 5.2) GRANULOMETRIA DEL MATERIAL
- 5.3) NUMERO DE PASADAS DEL EQUIPO
- 5.4) PESO DEL COMPACTADOR
- 5.5) PRESION DE CONTACTO
- 5.6) VELOCIDAD DEL EQUIPO COMPACTADOR
- 5.7) ESPESOR DE CAPA

5.1) **CONTENIDO DE HUMEDAD.** El agua tiene en el proceso de compactación, el papel de lubricante entre las partículas del material. - Una falta de humedad exigirá mayor esfuerzo compactivo, así como - también lo exigiría un exceso de la misma.

Debe recordarse que todo material tiene un contenido óptimo de humedad, para el cual se obtiene, bajo una cierta energía de compactación, una densidad máxima.

El agua, entonces, facilita el trabajo de compactación.

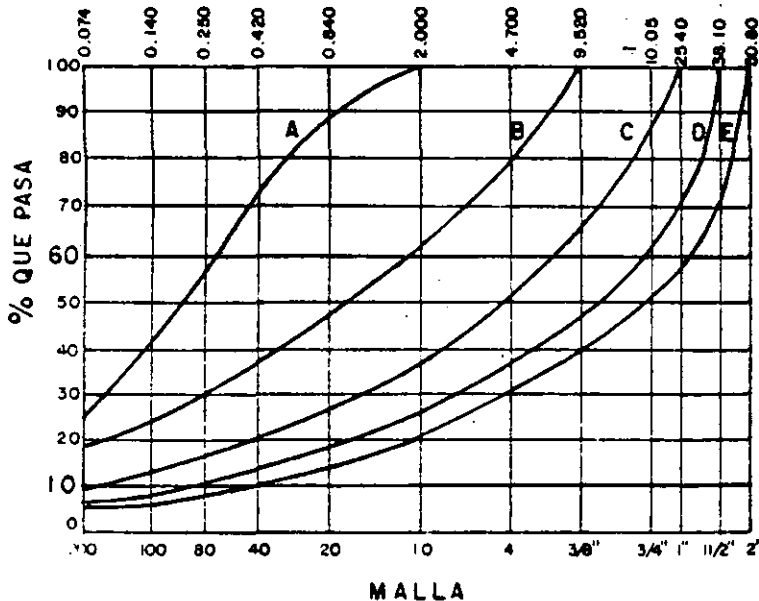
5.2) **GRANULOMETRIA DEL MATERIAL.** Para la obtención de una eficiente compactación es necesario, que haya partículas de varios tamaños en el material por compactar, ya que las partículas de menor tamaño ocuparán los espacios formados entre partículas de mayor tamaño.

Un suelo que contiene un tamaño muy uniforme de partículas -- (mal graduado), será difícilmente compactado. En cambio un suelo -- con amplia gama de tamaños (bien graduado), se compacta mejor ya -- que las partículas de menor tamaño ocuparán los espacios formados -- entre las partículas de mayor tamaño.

Por lo que es muy importante considerar el Coeficiente de Uniformidad de Lars Forssblad, que es la relación entre el D_{60} y el D_{10} .

**COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD (Cu)
DE LARS FORSSBLAD**

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

FIG. 27

En donde:

El D_{60} : Es el tamaño de la malla por el que pasa el 60% del material.

El D_{10} : Es el tamaño de la malla por el que pasa el 10% del material.

Si el $C_u > 7$, se tiene un excelente suelo (bien graduado) para compactar. Con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

Si el $7 > C_u > 3$, se tienen suelos, que presentan ciertos problemas para la compactación, las que podemos eliminar mejorando la granulometría y así obtener buenos resultados.

Si el $C_u < 3$, se tiene un pésimo suelo (mal graduado) para compactar.

Por ejemplo en la gráfica de composición granulométrica, podemos observar de la curva (D), el D_{60} corresponde al material que pasa la malla de $1\frac{1}{2}$, tamaño igual a 19.05 mm y el D_{10} corresponde al material que pasa por la malla 80, tamaño igual a 0.250 mm. Si calculamos el coeficiente de uniformidad tenemos que:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{19.05 \text{ mm}}{0.250 \text{ mm}} = 76.2$$

Lo que nos indica que es un excelente suelo para compactar, porque tiene una amplia gama de tamaños.

Es oportuno hacer notar aquí, que la forma de las partículas también tiene importancia en la compactación. Materiales con partículas de forma angulosa son generalmente más difícilmente compactados por sus acunamientos, que materiales con partículas redondeadas.

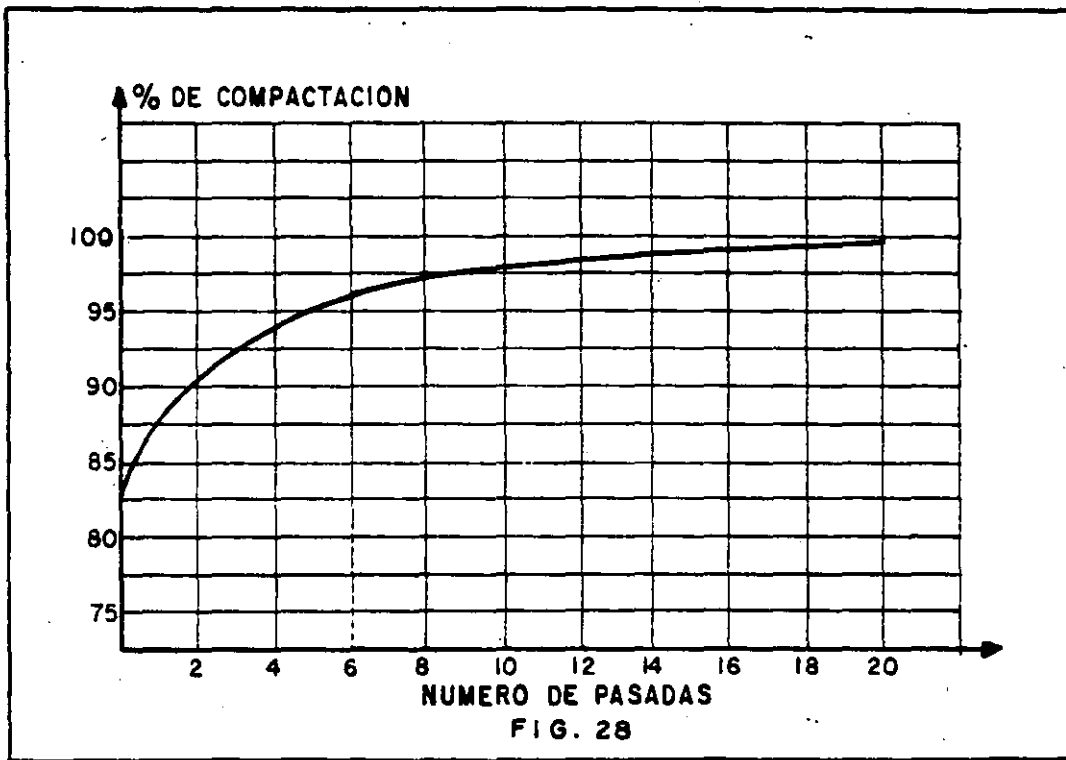
5.3) NÚMERO DE PASADAS. El número de pasadas que un equipo deba dar sobre un material dependerá de (Fig. 28):

- A) Tipo de compactador
- B) Tipo de material

- C) Contenido de humedad
- D) Forma en que aplique la presión al material
- E) Maniobrabilidad del equipo

5.4) PESO DEL COMPACTADOR. La presión ejercida sobre el material dependerá, en parte, del peso del equipo de compactación.

5.5) PRESION DE CONTACTO. Más que el peso del compactador importa la presión de contacto; ésta depende de:



- A) Tipo de material
- B) Estado del material (Suelto o Semisuelto)
- C) Area expuesta por el compactador
- D) Presión de inflado en el caso de un equipo sobre neumáticos

E) Peso del compactador

F) Temperatura del material tratándose de mezclas asfálticas.

Los fabricantes de equipo de compactación se han preocupado por que sus máquinas ejerzan presiones de contacto uniformes, lo cual han logrado mediante suspensiones isostáticas.

Es necesario hacer hincapié, que resulta de mayor importancia la presión de contacto de un compactador, que el peso mismo.

Por ejemplo un compactador muy pesado necesita de un mayor número de llantas o de llantas más grandes, con lo cual, el área de contacto entre el compactador y el material se incrementa, resultando la presión de contacto, similar a la de un compactador normal con menos llantas o llantas menores.

5.6) VELOCIDADES DE OPERACION

De la velocidad de translación del compactador y del número de pasadas dependerá, principalmente la producción. La velocidad estará entre los siguientes valores:

5.6.1. Rodillos Metálicos y Patas de Cabra

Son lentos por naturaleza, entre más rápido mejor, limitados sólo por la seguridad. 5 km por hora es un buen máximo.

5.6.2. Rodillos de Reja o de Impacto

Entre más rápido mejor, limitado sólo por la seguridad, normalmente de 10 a 20 km por hora.

5.6.3. Rodillos Neumáticos

Entre más rápido mejor, excepto que haya rebotes, lo que puede ocasionar ondulación de la capa, compactación dispareja y desgaste -- acelerado del equipo. Normal de 4 a 8 km por hora.

5.6.4. Rodillos Vibratorios.

La máxima eficiencia se obtiene entre 3 y 5 km por hora, a velocidades mayores la eficiencia baja rápidamente y se puede llegar a no obtener la compactación.

VI. SELECCION DE COMPACTADORES EN CUANTO A SU FUNCION

La selección de compactadores más adecuado no siempre es sencilla, ya que depende de muchos factores: tipo de suelo, tipo de trabajo, método de movimiento de tierras, compatibilidad de trabajo, etc., en la selección final deben hacerse intervenir, cuando menos, los factores mencionados. Es frecuente y muy eficiente el uso de varios equipos que combinen los diferentes efectos de compactación.

Los factores más importantes que deben tomarse en cuenta para esta selección son:

- 6.1. Tipo de Material
- 6.2. Tamaño de la Obra
- 6.3. Requerimientos especiales

6.1. TIPO DE MATERIAL

En la figura 29 se muestra en los renglones 4 y 5 los diferentes materiales y su respectivo tamaño en mm. En el renglón 3 se clasifican en cohesivos, semicohesivos y no cohesivos, (los más finos son cohesivos y los granulares no cohesivos) en los renglones 1 y 2 se indica su uso más frecuente:

- 1) Sub-bases, bases y carpetas: siempre materiales no cohesivos (arenas y gravas).
- 2) Terracerías: normalmente materiales cohesivos y semicohesivos, a veces no cohesivos.

En el renglón 6: la compactación por presión estática (rodillos metálicos y neumáticos) es aplicable a todos los suelos. Limitación: bajo rendimiento, excepto en los compactadores neumáticos grandes.

En el renglón 7: la compactación por amasamiento (rodillo pata de cabra estática y pata de cabra vibratoria) es útil para suelos cohesivos y semicohesivos (arcillas, limos y algo en arenas limosas). Limitación: alto costo de pata de cabra estática.

En el renglón 8: la compactación por impacto (rodillo de impacto y rodillo de recja) aplicable a toda clase de suelos, pero el mal acabado que dan a la capa sólo permite aplicarlos en terracerías, normalmente arcillas y limos, a veces arenas. Limitación: el rodillo de recja se atasca con los materiales cohesivos y hay que parar frecuente

SELECCION DE EQUIPO

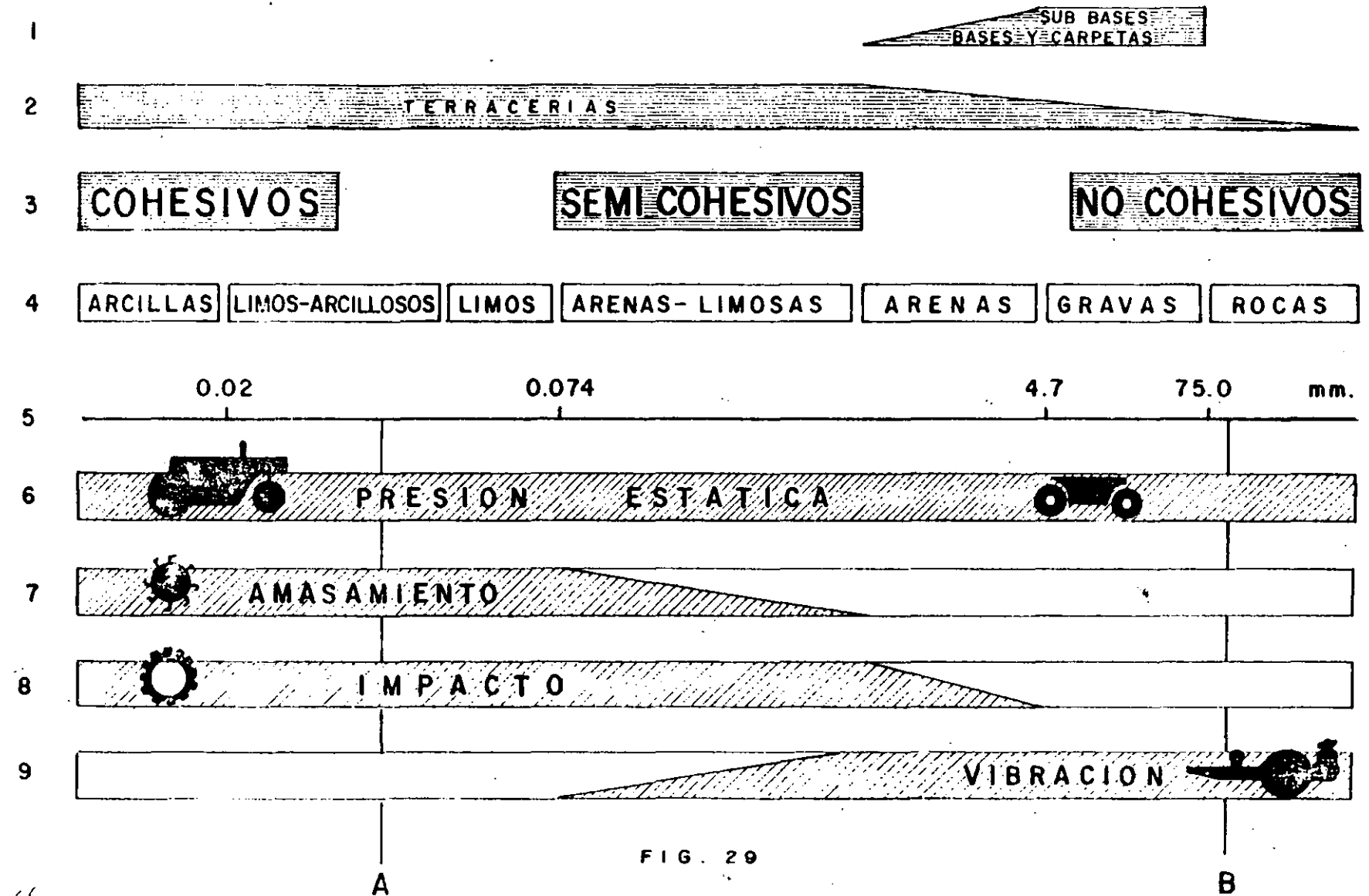


FIG. 29

mente a limpiarlo, sin embargo es un excelente disgregador, por lo que el rodillo de reja es extraordinario en terracerías que necesi-
tan disgregado.

En el renglón 9: la compactación por vibración (rodillo liso vibratorio) es aplicable en suelos no cohesivos (arénas y gravas) y a veces algunos semicohesivos (arenas limosas).

Conclusiones: (Fig. 29)

- a) Para suelos cohesivos se debe preferir pata de cabra vibratoria o rodillo de impacto. (Línea A).
- b) Para suelos no cohesivos se debe preferir rodillo liso vibratorio. (Línea B).
- c) Para todos los suelos: rodillo neumático
- d) Las mejores combinaciones son:

Para suelos cohesivos: Neumático grande y pata de cabra o neumático y rodillo de impacto. (Línea A, Fig. 29).

Para suelos no cohesivos: Neumático y rodillo vibratorio (Línea B, Fig. 29).

6.2. TAMAÑO DE OBRA.

Dependiendo del tamaño de la obra y habiendo ya seleccionado el tipo de compactador adecuado para el material por compactar, se puede determinar el número de compactadores necesarios para cumplir con el plazo estipulado.

6.3. REQUERIMIENTOS ESPECIALES.

Existen casos en que por requerimientos especiales es necesario decidirse por un determinado tipo de compactador, como cuando las especificaciones solicitan un compactador que no estratifique el terraplén (corazones arcillosos), ésto nos haría seleccionar una pata de cabra vibratoria o un rodillo de impacto.

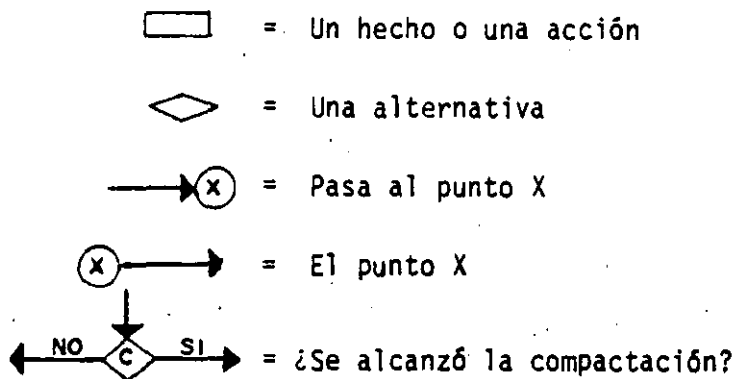
Debemos tener en mente que, en construcción pesada, la inversión en equipo es cuantiosa y que éste se adquiere usualmente fuera del país, por lo que es muy importante pesar cuidadosamente todas las posibilidades para poder escoger la máquina más eficiente; esto es: la menor inversión posible al más bajo costo unitario en el mínimo tiempo realizable.

VII. REGLAS A SEGUIR EN CASO DE TENER PROBLEMAS CON LA COMPACTACION

¿Qué hacer cuando el control nos indica una falla?

Esta pregunta la vamos a contestar por medio de diagramas lógicos, que siguen a continuación, en los que intenta, en forma general, mostrar un camino lógico para un análisis formal.

En estos diagramas se usan los siguientes símbolos:



VIII. SELECCION DEL EQUIPO DE COMPACTACION EN CUANTO AL RENDIMIENTO Y AL COSTO DE LA COMPACTACION

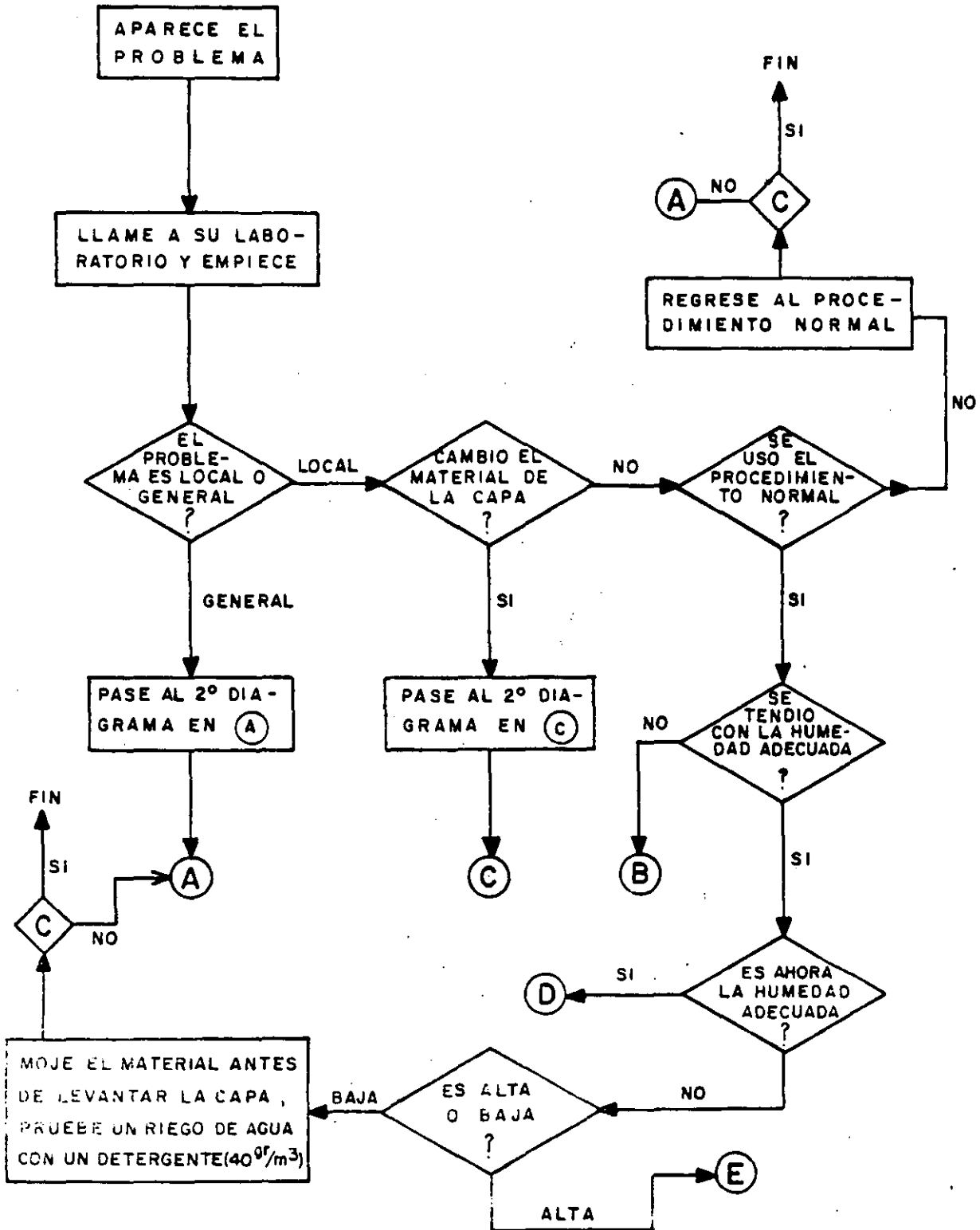
8.1. RENDIMIENTO

Para determinar la producción horaria de un equipo de compactación se debe tomar en cuenta los siguientes factores:

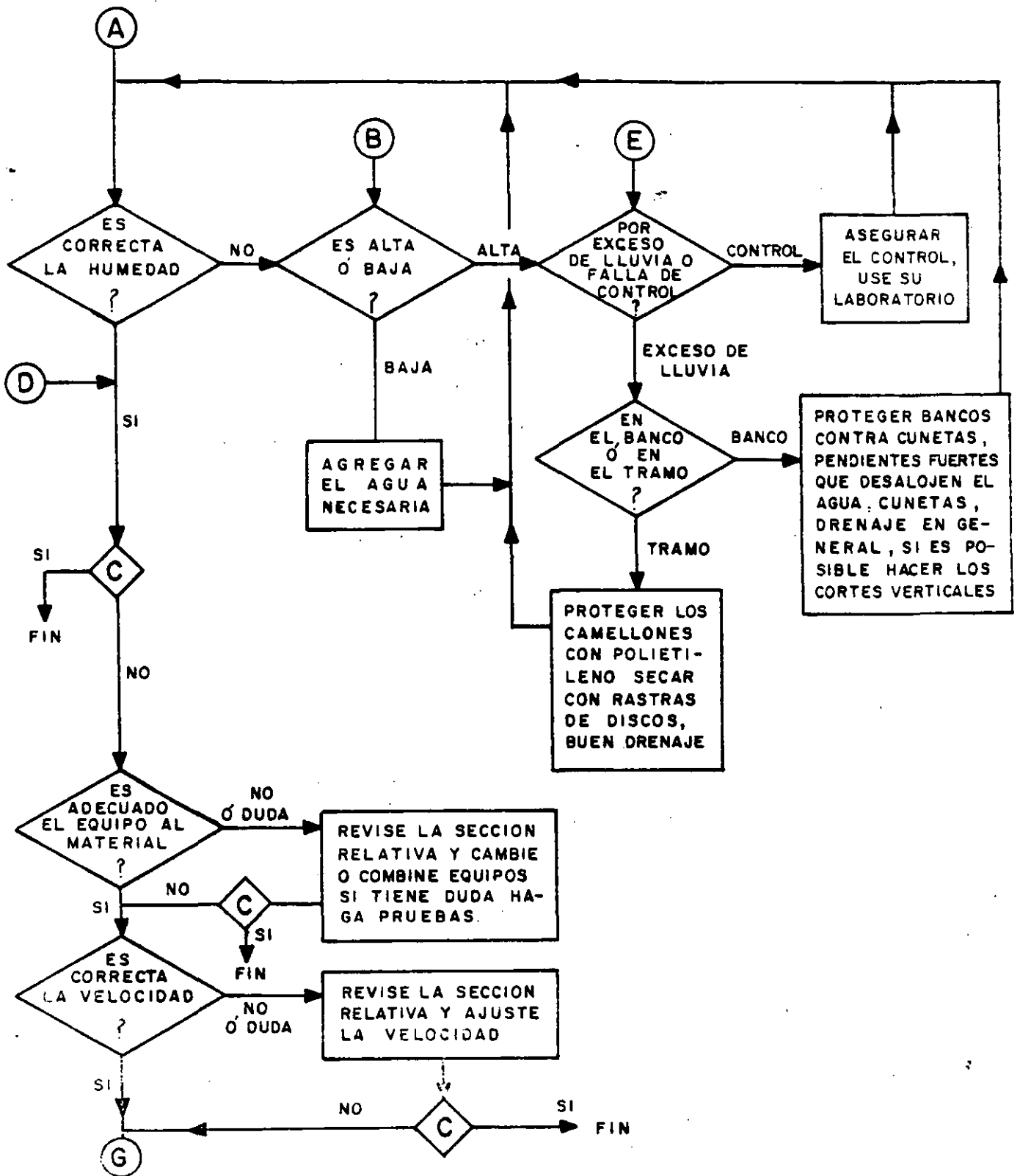
- A) Ancho compactado por la máquina = A
- B) Velocidad de operación = V
- C) Espesor de capa = E
- D) Número de pasadas para obtener la compactación especificada = N

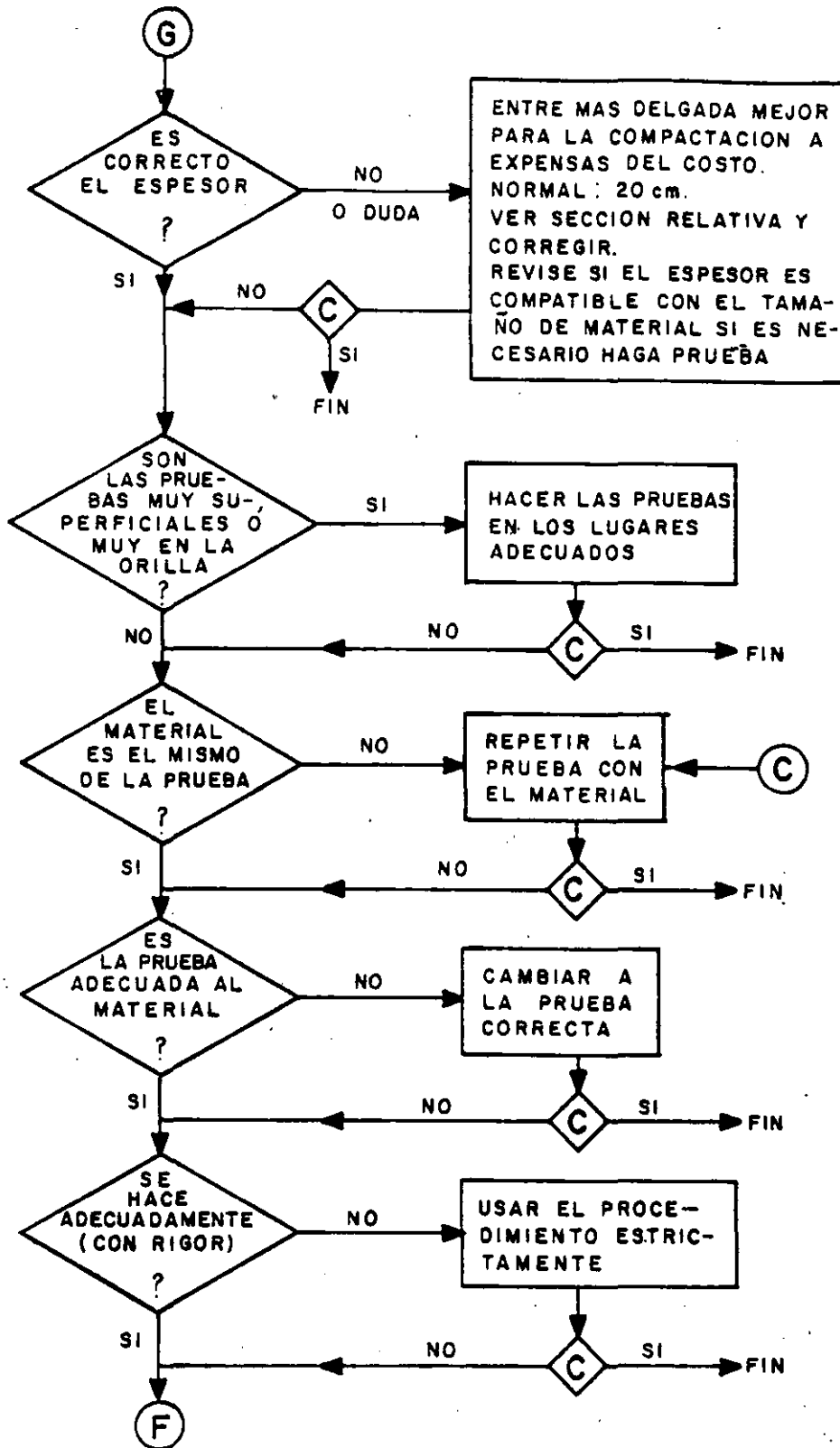
Para calcular la producción se determina primero el área cubierta en una hora con una pasada; dividiendo la cifra así obtenida entre el número de pasadas requeridas para obtener la compactación estipulada, resulta el área compactada de suelo por hora. Multiplicando esta última área por el espesor compactado de capa se obtiene el volumen compactado por hora.

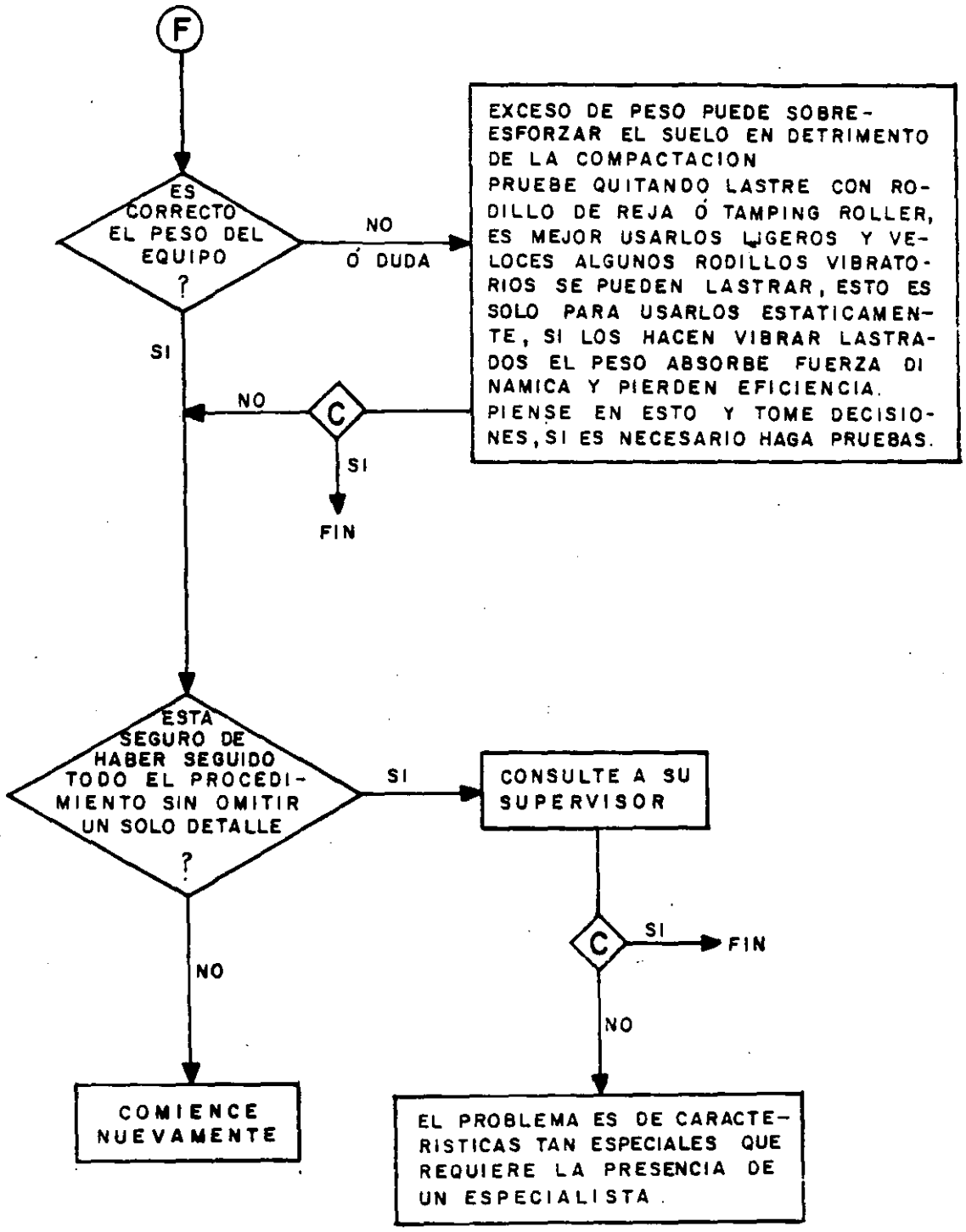
PRIMER DIAGRAMA



SEGUNDO DIAGRAMA







La fórmula puede escribirse:

$$P = \frac{A \times V \times E \times 10 \times C}{N}$$

P = Producción horaria (m³/h)

A = Ancho compactado por la máquina (m)

V = Velocidad (km/h)

E = Espesor de capa (cm)

N = Número de pasadas

10 = Factor de conversión

C = Eficiencia (0.6 a 0.8)

La eficiencia (C) afecta la capacidad teórica, reduciéndola - por traslapes de pasadas paralelas, por tiempo perdido para dar vuelta y otros factores propios del equipo.

El número de pasadas depende de la energía que el equipo puede proporcionar al suelo:

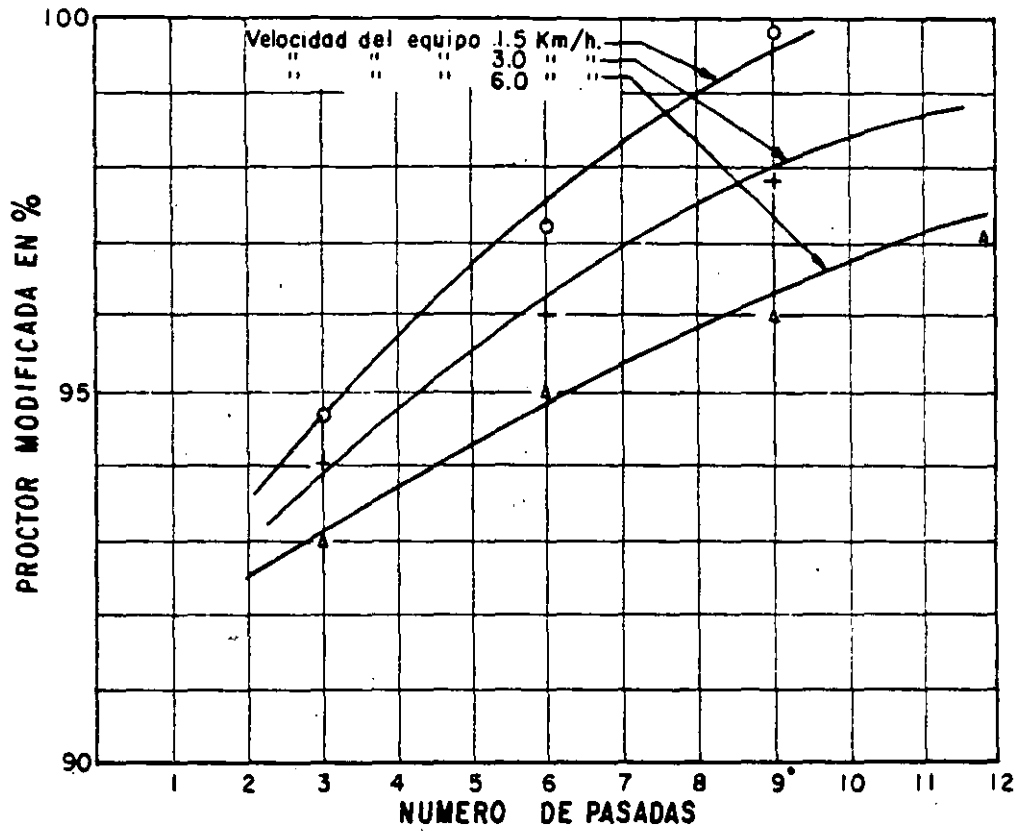
EJEMPLOS TIPICOS:

EQUIPO	PROFUNDIDAD DE LA CAPA (CM)	No. DE PÁSADAS	
		PARA 90%	PARA 95%
RODILLO METALICO	10 A 20	7 A 9	10 A 12
NEUMATICO LIGERO	15 A 20	5 A 6	8 A 9
NEUMATICO PESADO	HASTA 70	4 A 5	6 A 8
RODILLO DE IMPACTO	20 A 30	5 A 6	6 A 8
RODILLO DE REJA	20 A 25	6 A 7	7 A 9
PATA DE CABRA VIBRATORIA	20 A 30	3 A 5	6 A 7
LISO VIBRATORIO	20 A 30	VER GRAFICA SIGUIENTE	

Conociendo la capacidad de producción de un compactador y para conocer el costo del (m) compactado es necesario determinar el costo horario del equipo.

8.2. COSTOS

Para la determinación del costo horario del equipo de compactación se siguen los mismo pasos que se siguen para la determinación -



RELACION ENTRE EL GRADO DE COMPACTACION Y NUMERO DE PASADAS
Equipo liso-vibrotorio

de cualquier otro costo horario de equipo de construcción.

Es decir se deben obtener:

A) Cargos fijos.

Depreciación

Intereses

Seguros

Almacenaje

Mantenimiento

B) C o n s u m o s

Combustibles

Lubricantes

Llantas

C) O p e r a c i ó n

D) T r a n s p o r t e

Sumando.

A) Cargos fijos

B) Consumos

C) Operación

D) Transporte

COSTO HORARIO

Determinado el costo horario del equipo y conociendo la producción del mismo, para un cierto grado de compactación, se puede obtener el costo por (m) compactado:

$$\text{Costo por m} = \frac{\text{Costo Horario Equipo}}{\text{Producción Horaria Equipo}}$$

8.3. EJEMPLOS

Ejemplo (1)

Si tiene por ejemplo un material compuesto por un 30% limo y 70% arena. Consideramos que se trata de un material granular y por lo tanto un compactador vibratorio es el indicado.

Se analizarán las siguientes alternativas:

- 1.- Rodillo liso vibratorio arrastrado por tractor agrícola
- 2.- Rodillo sencillo liso vibratorio autopropulsado
- 3.- Rodillo doble (Tandem) vibratorio autopropulsado

1.- Determinación de costos horario

1. Rodillo liso arrastrado por tractor agrícola.

Precio de adquisición rodillo \$ 1'100,000.00

Precio de adquisición del tractor 840,000.00

Se considera una vida útil del conjunto de 8000 horas y un valor de rescate de cero.

Cargos fijos	\$ 612.00
Consumos	36.00
Operación	72.00
	<hr/>
	\$ 720.00

2.- Rodillo sencillo vibratorio autopropulsado

Precio de adquisición \$ 2'400,000.00

Se considera también una vida útil de 8000 horas y un valor de rescate de cero:

Cargos fijos	\$ 672.00
Consumos	36.00
Operación	72.00
	<hr/>
	\$ 780.00/hora

3.- Rodillo Tandem vibratorio autopropulsado

Precio de adquisición \$ 4'300,000.00

Haremos la misma consideración por lo que respecta a vida útil y valor de rescate que las alternativas anteriores.

Cargos fijos	\$ 1,150.00
Consumos	52.00
Operación	72.00
	<hr/>
	\$ 1,274.00

II.- Determinación de producciones horarias

1. Rodillo arrastrado por tractor agrícola.

Ancho	= 1.50 m
Velocidad	= 4 km/h
Espesor	= 20 cm (suelos)
Número de pasadas	= 4 para 95%

Coefficiente de reduccion = 0.7

Eficiencia = 0.75

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 20 \times 0.7 \times 10}{4} \times 0.75$$

$$P = 157 \text{ m}^3/\text{hora}$$

2. Rodillo autopropulsado

Ancho = 2.14 m

Velocidad = 4.5 km/h

Espesor = 20 m (suelos)

Número de pasadas = 4 para 95%

Coefficiente de reduccion = 0.7

Eficiencia = 0.75

(Es de mayor maniobrabilidad y de mayor energía dinámica).

$$P = \frac{2.14 \times 4.5 \times 20 \times 10 \times 0.7}{4} \times 0.75$$

$$P = 253 \text{ m}^3/\text{hora}$$

3. Rodillo vibratorio Tandem autopropulsado

Ancho = 1.50

Velocidad = 4 km/h

Espesor = 20 cm (suelos)

Número de pasadas = 2 (por ser dos rodillos)

Coefficiente de reduccion = 0.7

Eficiencia = 0.75

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 20 \times 10 \times 0.8}{2} \times 0.75$$

$$P = 315 \text{ m}^3/\text{hora}$$

III. Determinación de costo de compactación.

	COSTO HORARIO	PRODUCCION	COSTO X m ³
Caso 1	\$ 720.00/h	157 m ³ /h	\$ 4.59/m ³
Caso 2	\$ 780.00/h	253 m ³ /h	\$ 3.08/m ³
Caso 3	\$ 1,274.00/h	315 m ³ /h	\$ 4.36/m ³

Se hace notar que a pesar de que la diferencia de valor de adquisición entre los casos (1) y (3) es de 280% aproximadamente, se obtiene un ahorro en el caso (3), del costo de compactación, cercano al 10%.

Suponiendo que se contara con un compactador de impacto auto-propulsado, con un costo horario de \$ 1,240.00 y se tratara de compactar el material granular del ejemplo, se obtiene:

Producción horaria:

Ancho = 1.94 m

Velocidad = 9 km/hora

Espesor = 20 cm (suelos)

Número de pasadas = 8 pasadas (contando sus cuatro rodillos)

Coefficientes de reduc = 0.7

$$\text{PRODUCCION} = \frac{1.94 \times 9 \times 20 \times 10 \times 0.7}{8} \times 0.8$$

$$\text{PRODUCCION} = 244 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{COSTO POR COMPACTACION} = \frac{\$ 1,240.00/\text{h}}{244 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 5.08$$

El costo obtenido demuestra una mala selección del equipo, ya que resultó mayor que los obtenidos para rodillos vibratorios.

En caso contrario puede encontrarse cuando con un rodillo vibratorio liso traten de compactarse materiales altamente cohesivos - para los cuales el compactador de impacto resultara más ventajoso.

E J E M P L O (2)

Material por compactar: Arena bien graduada

Volumen por compactar: 300 m³ compactados/hora

Compactación al 95%

Eficiencia 70%

A) Plancha Tandem

Ancho rodillos = 1.20

Velocidad máxima de desplazamiento: 2 km/h

Número de pasadas para obtener el 95% de compactación = 11

Espesor compacto de capa = 12 cm

Costo horario = \$ 400.00/h

B) Rodillo Vibratorio Autopropulsado

Ancho rodillo = 1.50

Velocidad máxima de desplazamiento = 4 km/h

Número de pasadas para obtener el 95% de compactación = 4

Espesor compacto de capa = 25 cm

Costo horario = \$ 1,000.00/hora

P R E G U N T A S

- 1.- ¿Cuántas planchas tandem son necesarias para compactar 300 m³ compactos por hora?
- 2.- ¿Cuántos rodillos vibratorios son necesarios para compactar 300 m³ compactos por hora?
- 3.- ¿Cuál equipo proporcionará una compactación más económica?

Se determinan primero las producciones horarias de los equipos.

A) Plancha Tandem

$$P = \frac{1.20 \times 2 \times 12 \times 10}{11} \times 0.70$$

$$P = 18.3 \text{ m}^3/\text{h (compactos)}$$

B) Rodillo Vibratorio

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 25 \times 10}{4} \times 0.70$$

$$P = 262 \text{ m}^3/\text{h (compactos)}$$

R E S P U E S T A S :

- 1.- Se necesitan tantas planchas como:

$$\frac{300}{18.3} = 16 + = 17 \text{ planchas}$$

Se pueden utilizar 16 unidades, pero con utilización óptima -- que frecuentemente resulta difícil de obtener.

Se necesitan usar 17 unidades, lo cual es totalmente impractico.

- 2.- Los rodillos vibratorios necesarios son:

$$\frac{300 \text{ m}^3/\text{h}}{262 \text{ m}^3/\text{h}} = 1.14 + = 2 \text{ rodillos}$$

- 3.- Determinación del costo de compactación:

A) Planchas Tandem (6 - 8 Tons)

$$\text{Costo} = \frac{\text{Costo Horario}}{\text{Producción}}$$

$$\text{Costo} = \frac{\$ 400.00/\text{h}}{18.3} = \$ 21.85/\text{m}^3$$

Costo que es muy elevado ii

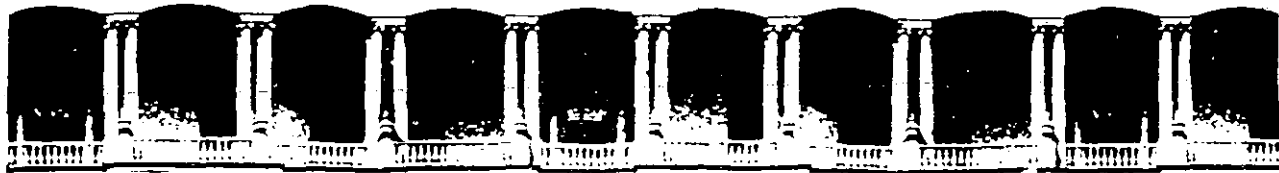
B) Rodillos Vibratorios

$$\text{Costo} = \frac{\$ 1,000.00/\text{h}}{262 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 3.82/\text{m}^3$$

Que es un costo razonable.

IX. CONCLUSIONES

- 9.1. La forma de mejorar los elementos mecánicos en un suelo es la compactación.
- 9.2. Los efectos más importantes que produce una buena compactación en un suelo son: Resistencia mecánica, minimización de asentamientos y reducción de la permeabilidad.
- 9.3. El factor de mayor importancia para dar una compactación óptima en un suelo, es el contenido de humedad del material.
- 9.4. Los esfuerzos de compactación pueden transmitirse al suelo por la combinación de uno o más de los siguientes efectos: Presión estática, impacto, vibración y amasamiento.
- 9.5. El compactador que deba usarse dependerá básicamente del tipo de suelo que se quiera compactar (Fig. 29).
- 9.6. La selección de compactadores deberá hacerse con mucho cuidado y tratando de hacer intervenir las variables ya que de esto dependerá el éxito económico y funcional de la compactación.
- 9.7. De un buen control depende que la compactación se lleve a cabo correctamente.



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

**CURSOS ABIERTOS
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I**

TALLER DE DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS

ING. JAVIER HERRERA LOZANO

DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

METODO DEL INTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.

4. EJEMPLOS DE APLICACION

Como ilustración, en este capítulo se resuelven problemas de diseño mediante tres opciones: diseño gráfico, calculadora programable y computadora. Los nomogramas y programas correspondientes a cada una de las opciones se incluyen en los Apéndices A, B y D.

En el ejemplo con diseño gráfico se hace énfasis en la determinación de las variables de diseño; en las otras dos, se supone que el analista fija previamente las variables, por lo que solo se ilustra la manera de utilizarlas y los resultados que se obtienen.

4.1 *Diseño gráfico*

4.1.1 Ejemplo

Supóngase que se va a proyectar el pavimento de un tramo de carretera de dos carriles, tipo secundario, a nueve años. La carretera está alojada en terreno plano, por lo que sus características geométricas son aceptables. En ge

neral, la altura de los terraplenes no sobrepasa un metro, con media de 0.75 m. El nivel freático está, en promedio, a 0.80 m de la superficie del terreno natural. La región es de clima subtropical y la precipitación pluvial está concentrada en los meses de verano. Durante esta época se forman numerosos charcos y se eleva el nivel freático, lo que indica que las condiciones de drenaje no son del todo buenas.

El suelo es relativamente homogéneo en todo el tramo de carretera bajo análisis. Se trata de un suelo arcilloso (CL), con límite líquido de 45 por ciento e índice plástico de 20 por ciento, la capa de suelo vegetal es de 20 cm, en promedio.

Con base en la tabla 1, de manera cualitativa puede obtenerse una primera idea de la resistencia de la capa subrasante. En efecto, si se considera que el nivel freático estará a 1.35 m de la superficie de las terracerías (0.75 m de terraplén por consideraciones de diseño geométrico, más 0.80 m de profundidad del nivel freático menos 0.20 m de despalme) y que el material tiene un índice plástico de 20, se piensa que el \widehat{VRS}_2 estará comprendido entre 5 y 7 por ciento. Además, si el nivel freático oscila entre 1 y 1.50 m con relación a la superficie de la capa subrasante el \widehat{VRS}_2 probable está comprendido entre 5 y 8 por ciento.

Los materiales para el pavimento pueden obtenerse de un banco de basalto y de un arroyo cercano. Según el tratamiento y lugar de explotación, puede disponerse de tres tipos de material: piedra triturada, grava natural y arena arcillosa.

Se estima que el tránsito diario medio anual inicial (TDPA) será de 500 vehículos por día y se incrementará en 7.5 por ciento anualmente. La composición probable del tránsito y la proporción de vehículos cargados y vacíos es la siguiente:

TABLA 1. VALOR RELATIVO DE SOPORTE CRITICO ESTIMADO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS, SOBRE SUBRASANTES COMPACTADAS A 95 POR CIENTO DEL PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO PROCTOR ESTANDAR*

Profundidad del nivel freático con relación al nivel de la capa considerada**, en m	\widehat{VRS}_Z , en porcentaje, mínimo probable***					
	Arena no plástica	Arcilla arenosa IP = 10	Arcilla arenosa IP = 20	Arcilla limosa IP = 30	Arcilla activa IP \geq 40	Limo
0.6	8-10	5-6	4-5	3-4	2-3	1
1.0	25	6-8	5-6	4-5	3-4	2-3
1.5	25	8-10	6-8	5-6	3-4	Se requieren pruebas de laboratorio
2.0	25	8-10	7-9	5-6	3-4	
2.5	25	8-10	8-10	6-8	4-5	
3.0	25	25	8-10	7-9	4-5	
3.5	25	25	8-10	8-10	4-5	
5.0	25	25	8-10	8-10	5-6	
7.0	25	25	8-10	8-10	7-9	

* Adaptación de la tabla 2 de "Road Note 31", tercera edición, Transport and Road Research Laboratory, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1977 (ref 8).

** De acuerdo con la variación estacional debe elegirse el nivel freático más alto

*** Esta tabla se incluye únicamente con carácter cualitativo, y se refiere a \widehat{VRS}_Z mínimos. En todos los casos se deben realizar pruebas de campo y ensayos de laboratorio para estimar el valor de diseño. El mínimo probable corresponde al caso de subrasantes colocadas bajo pavimentos impermeables.

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION	PROPORCION	
		CARGADOS	VACIOS
Automóviles (A2)	0.339	1.00	0.00
Camiones ligeros (A'2)	0.144	0.60	0.40
Autobuses (B2)	0.097	0.80	0.20
Camiones de dos ejes (C2)	0.274	0.70	0.30
Camiones de tres ejes (C3)	0.072	0.90	0.10
Tractores con semirremolque (T2.S1)	0.025	0.70	0.30
Tractores con semirremolque (T2.S2)	0.049	0.90	0.10

Para realizar un proyecto adecuado deben considerarse numerosos aspectos relacionados con diseño estructural, conservación, costos y criterios de decisión (fig 2). En lo que sigue, se presentan algunos de los factores más significativos que intervienen en la realización de un proyecto estructural de una carretera con pavimento flexible:

a) Determinación de las resistencias de los materiales

De acuerdo con el cap 3, para tener una comprensión adecuada del comportamiento de las terracerías, es conveniente efectuar pruebas de compactación y resistencia en laboratorio cubriendo intervalos amplios. En la fig 4 se muestran los resultados de un ensaye típico. El material empleado para formar cada uno de los especímenes utilizados en las pruebas debe obtenerse de diferentes sondeos en el tramo, para lo cual es necesario que la carretera esté bien zonificada y el material sea homogéneo. Por lo general, una prueba completa de este tipo dará mejor información que numerosos ensayos de resistencia en pruebas rutinarias efectuadas a lo largo de la carretera; el trabajo de laboratorio es semejante en ambos casos.

Al analizar los resultados de los ensayos que aparecen en la fig 4, para estimar la resistencia es necesario delimitar la zona de interés con las

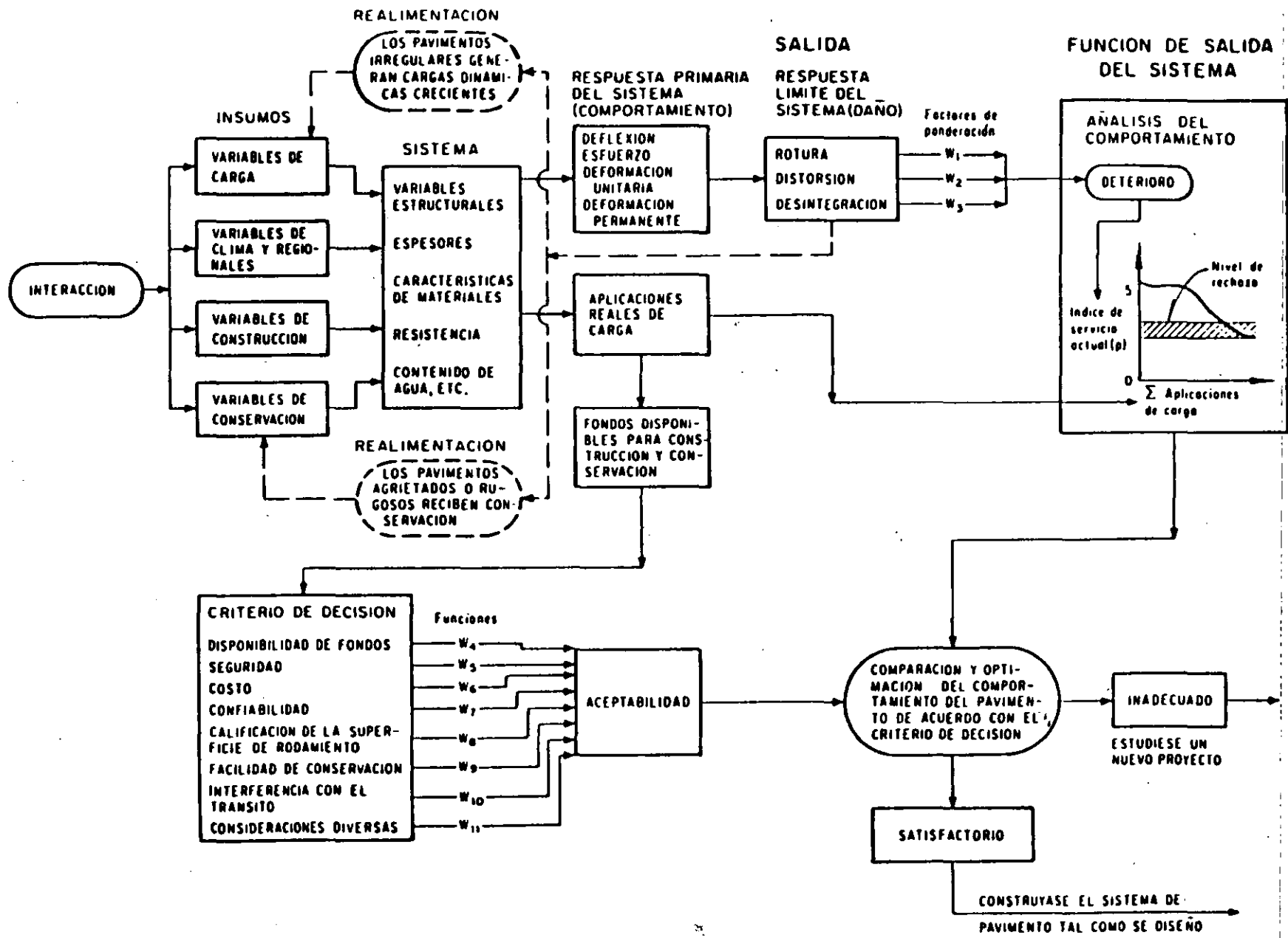
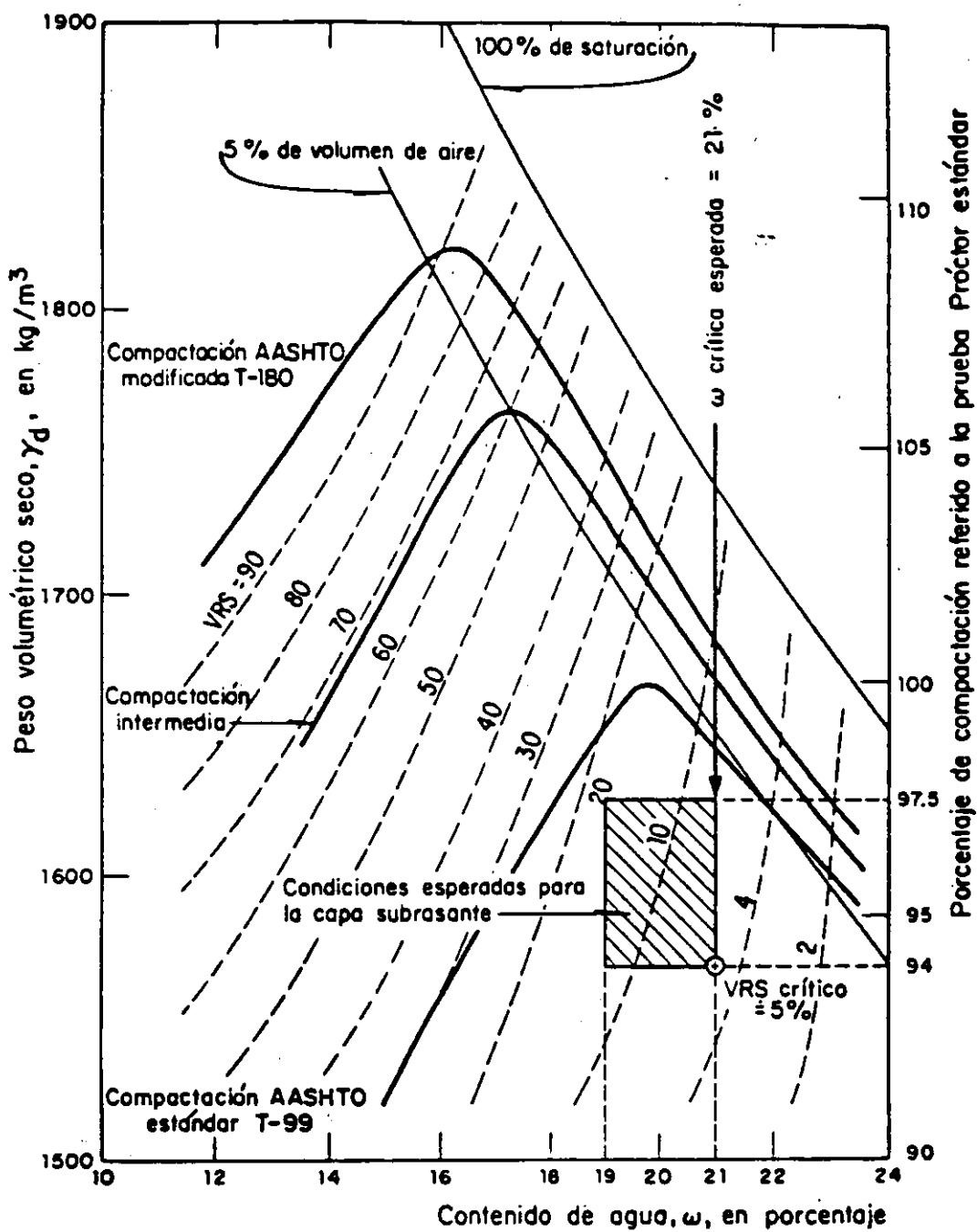


Fig 2. Sistema ideal de pavimento



Suelo arcilloso (CL)

Fig 4. Ejemplo: relaciones peso volumétrico seco - contenido de agua - VRS, para un suelo arcilloso

compactaciones y humedades que se espera lograr en el campo. Así, si se prevén compactaciones del 94 al 97.5 por ciento respecto a la prueba AASHTO estándar, con humedades de 19 a 21 por ciento, se observa que se obtendrán resistencias de 5 a 17 por ciento. Como la carretera tiene condiciones de drenaje pobres, es muy probable que la humedad de las terracerías sea superior al óptimo. Si se considera, de acuerdo con la experiencia regional, que la humedad de equilibrio será 21 por ciento, se deduce que la resistencia mínima de la capa subrasante puede estimarse en 5 por ciento. Por experiencias en el lugar, se asigna un $\widehat{VRS}_z = 3$ al desplante del cuerpo del terraplén.

Para determinar la resistencia de los materiales que formarán las capas de base y sub-base pueden emplearse criterios similares a los anteriores, o bien pruebas de laboratorio donde se estima el VRS medio y su coeficiente de variación. Sin embargo, es necesario considerar un coeficiente de variación (V) que no solamente refleje las variaciones propias del material, sino también la incertidumbre en los cambios del comportamiento real del material, ya sea por degradación, cambios volumétricos, saturación, etc; es decir, el coeficiente de variación debe fijarse de acuerdo con las condiciones esperadas en el campo, tomando en cuenta la experiencia regional.

En el ejemplo que se desarrolla, las resistencias son:

MATERIAL	TRATAMIENTO	\overline{VRS}_z	V	\widehat{VRS}_z
A. Piedra triturada	Trituración	140	0.20	116*
B. Grava natural	Cribado	100	0.25	80*
C. Arena arcillosa	Ninguno	60	0.30	45*
D. Arcilla subrasante	Mezclado	--	--	5**
E. Arcilla cuerpo del terraplén y plantilla	Ninguno	--	--	3**

* Valor crítico de acuerdo con la ec 16: $\widehat{VRS}_z = \overline{VRS} (1-0.84V)$

** Mínimo estimado de acuerdo con gráficas similares a la fig 4

Los materiales A y B pueden emplearse en la capa de base, ya que tienen valores relativos de soporte críticos aceptables y cumplen con todas las normas de calidad fijadas por la SAHOP. El empleo de cada uno de esos materiales en una capa determinada, dependerá de factores económicos y/o constructivos.

b) Determinación del tránsito equivalente.

El tránsito equivalente o número de cargas estándar acumulado al final del periodo de análisis (L), requiere de la determinación previa de los coeficientes de daño por eje y por vehículo. Como se indicó, estos coeficientes de daño se determinan con ecuaciones, pero también pueden obtenerse gráficamente del nomograma de la figura 9, siguiendo las instrucciones que en él se indican. En las tablas E-1, E-3, E-6 y E-10 se presentan coeficientes de daño para algunos tipos de vehículos.

Para determinar L en el problema propuesto, los coeficientes de daño se tomaron de tablas como las anteriores, y se aplicó la ecuación correspondiente. La tabla que aparece en la fig. 5 resulta conveniente para ordenar los cálculos. El octavo renglón de esta tabla en términos generales representa el número medio de ejes equivalentes por cada vehículo que circula por la carretera. En las diferentes zonas del país, sería conveniente relacionar ese número con el tipo de carretera, lo cual simplificaría en gran medida la determinación del tránsito equivalente.

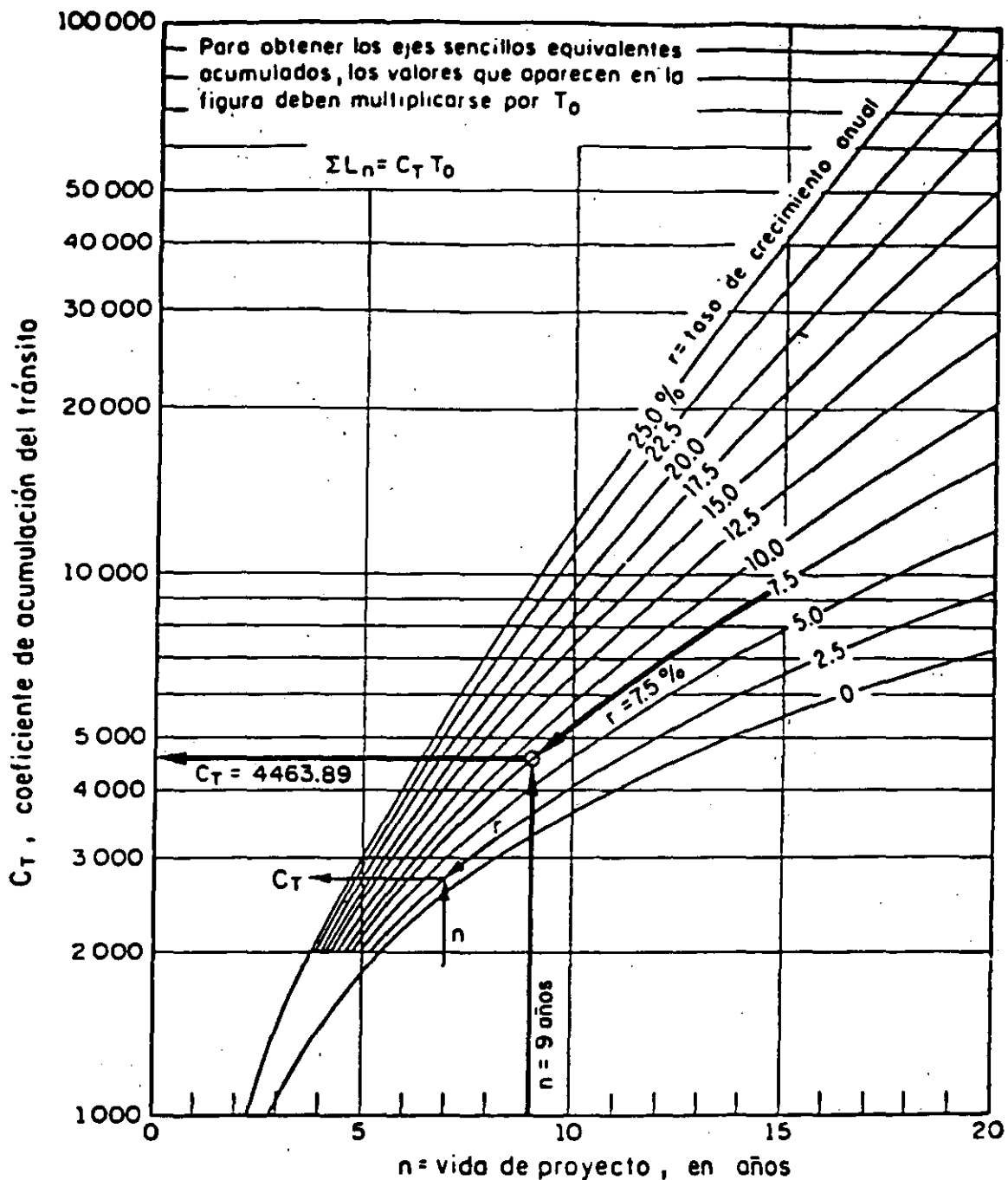
El renglón 10 de la tabla de la fig. 5 representa el coeficiente de acumulación del tránsito, o sea el número por el que se multiplica el tránsito diario inicial para obtener el número de vehículos que pasan por la carretera en n años, considerando una tasa de incremento anual constante. Este coeficiente puede calcularse con la ec 18 o leerse directamente del nomograma que se ilustra en la fig. 6.

CARRETERA: *Camino tipo B, con vehículos a las cargas máximas legales*

HOJA: *111*

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO ①	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS ②		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS ③ = ① x ②	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
		CARGADOS	VACIOS		CARPETA Y BASE Z ¹ 0 ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS Z ² 30 ⑤	CARPETA Y BASE ⑥ = ③ x ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS ⑦ = ③ x ⑤
A2	0.339	CARGADOS	1.0	0.339	0.004	0.000	0.001	0.000
		VACIOS	0.0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
A'2	0.144	CARGADOS	0.6	0.086	0.536	0.023	0.046	0.002
		VACIOS	0.4	0.058	0.536	0.000	0.031	0.000
B2	0.097	CARGADOS	0.8	0.078	2.000	1.589	0.156	0.124
		VACIOS	0.2	0.019	2.000	0.360	0.030	0.007
C2	0.274	CARGADOS	0.7	0.192	2.000	1.589	0.384	0.305
		VACIOS	0.3	0.082	2.000	0.018	0.164	0.001
C3	0.072	CARGADOS	0.9	0.065	3.000	1.170	0.195	0.077
		VACIOS	0.1	0.007	3.000	0.030	0.021	0.000
T2-S1	0.025	CARGADOS	0.7	0.018	3.000	3.072	0.054	0.055
		VACIOS	0.3	0.007	3.000	0.027	0.021	0.000
T2-S2	0.049	CARGADOS	0.9	0.044	4.000	2.661	0.176	0.117
		VACIOS	0.1	0.005	4.000	0.033	0.020	0.000
SUMAS	1.000	—	7.0	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO ⑧		1.307	0.688
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]^{365}$ n = AÑOS DE SERVICIO = 9 T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5.% TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 500 CD CARRIL PROYECTO = 0.5					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO ⑨		250	250
					C _T ⑩		4463.89	4463.89
					ΣL ⑪ = ⑧ x ⑨ x ⑩		1458578	767790

Fig 5. Ejemplo: cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)



$$C_T = 365 \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1} = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]$$

C_T , coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r

T_0 , tránsito equivalente medio diario en el carril de proyecto, durante el primer año de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

ΣL_n , tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

Fig 6. Ejemplo: gráfica para estimar el coeficiente de acumulación del tránsito

En el ejemplo propuesto para el diseño de carpetas y bases, se obtiene un tránsito equivalente (ΣL) igual a 1458 578 ejes, suponiendo $z = 0$ cm. Para el diseño de sub-bases y terracerías, considerando $z = 30$ cm, el tránsito estándar acumulado (ΣL) es de 767 790 ejes.

c) Asignación del nivel de confianza

Como la acarretera es secundaria y se estiman buen control de construcción y conservación adecuada, puede elegirse un nivel de confianza relativamente bajo, por ejemplo, $Q_U = 0.70$.

d) Determinación de espesores

Para establecer los espesores equivalentes (z_i) mínimos requeridos sobre una capa de material ($i + 1$) se utiliza el nomograma correspondiente al nivel de confianza (Q_U) elegido. Los argumentos de entrada son ΣL y \widehat{VRS}_z (Apéndice A, figs A.4 a A.7).

El espesor real de una capa cualquiera (D_i) se obtiene dividiendo el espesor equivalente de dicha capa ($a_i D_i$) entre su coeficiente de resistencia estructural (a_i).

En el ejemplo (fig 7) se utiliza el nomograma de diseño correspondiente al nivel de confianza de 0.70, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla:

Material de la capa	VRS_z	Espesor equivalente sobre la capa, en cm BASE ($\Sigma L = 1.46 \times 10^6$)	Sub-base o terracería ($\Sigma L = 0.77 \times 10^6$)
1) Carpeta	--	--	--
A) Piedra triturada	116	$z_1 = 0$	--
B) Grava natural	80	$z_1 = 11$	--
C) Arena arcillosa	45	--	$z_2 = 18^*$
D) Arcilla subrasante	5	--	$z_3 = 47$
E) Arcilla cuerpo del terraplén y plantilla	3	--	$z_4 = 63$

* Para lograr una estructuración adecuada, el criterio de diseño fija un \widehat{VRS}_z máximo de 20 por ciento para calcular z_2 .

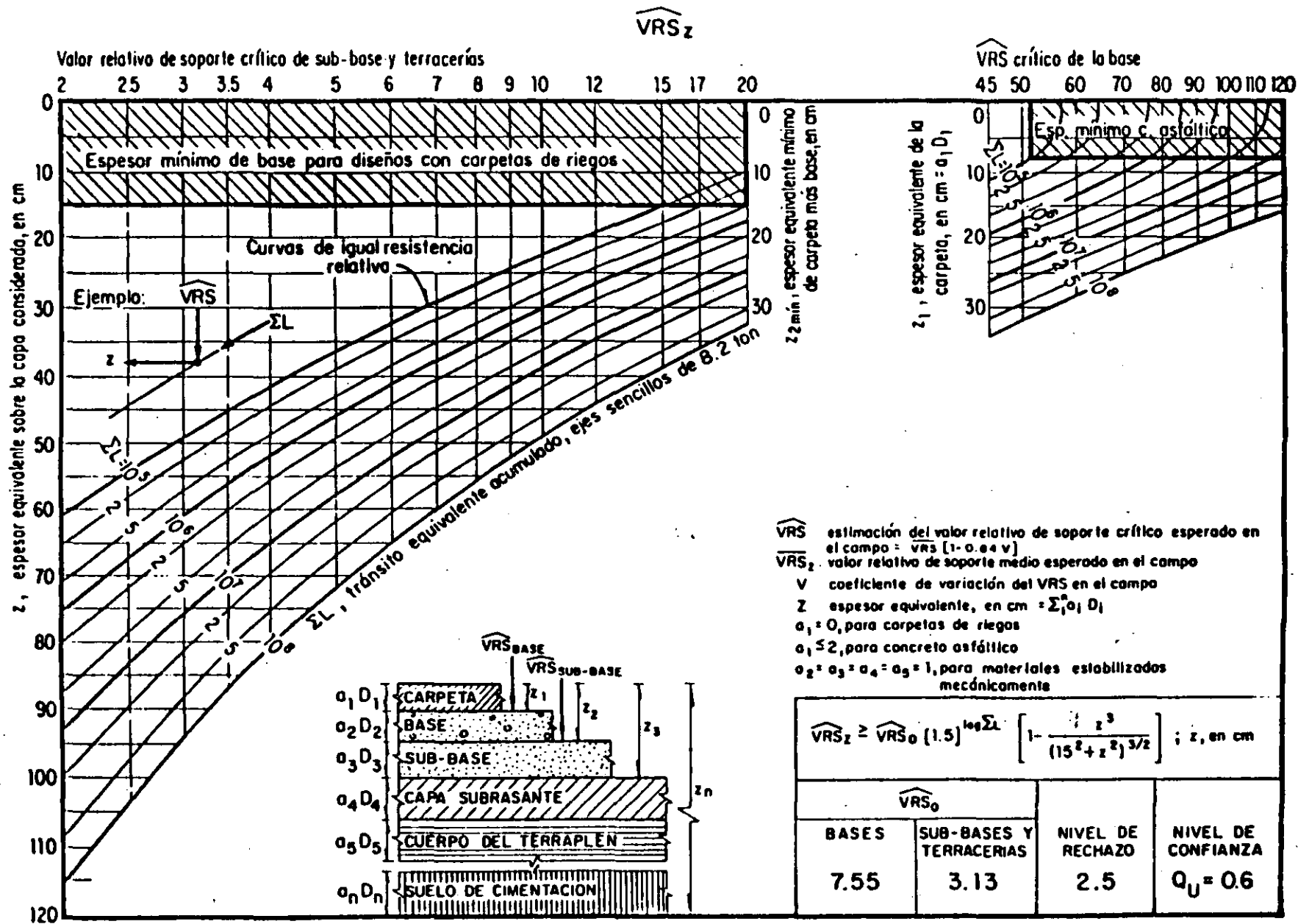


Fig A4. Gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

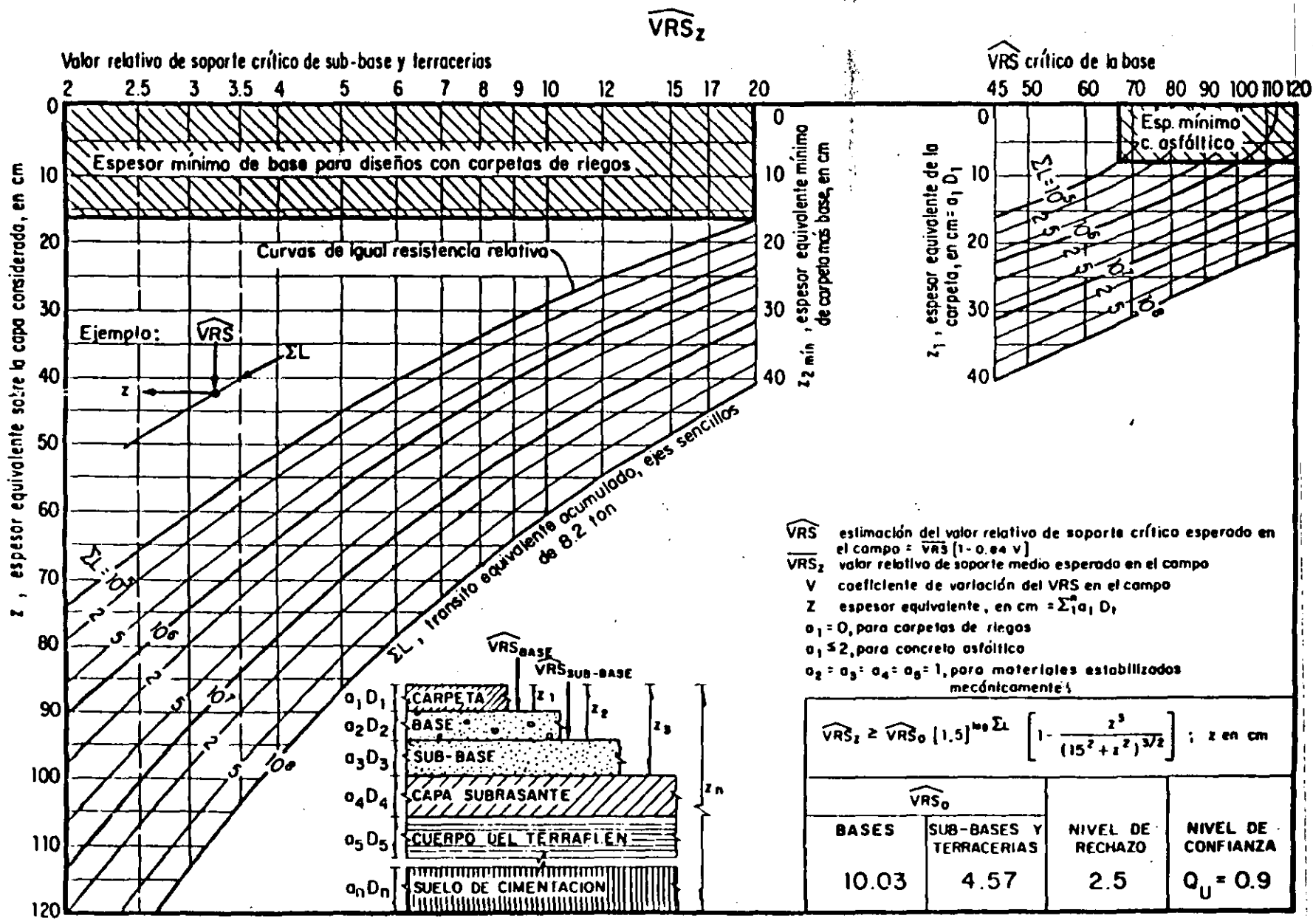


Fig A7. Gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

Cuando se utiliza base tipo A, se observa que basta un tratamiento superficial para resistir el tránsito de proyecto. Sin embargo, el analista también puede optar por colocar una carpeta de concreto asfáltico, si por razones de acabado superficial, costo o conservación así lo juzga conveniente.

Para la base B, con menor valor relativo de soporte, es necesario colocar una carpeta con espesor equivalente mínimo de 11 cm ($z_1 = 11$ cm).

Por razones constructivas, cuando se coloca carpeta de concreto asfáltico se recomienda como mínimo un espesor equivalente de 8 cm (4 cm de espesor real si $a_1 = 2$).

En el instructivo se sugiere emplear carpetas de concreto asfáltico o tratamientos superficiales bien controlados durante todas las etapas de la construcción. Las mezclas hechas en el lugar, frecuentemente presentan baja estabilidad y acabado superficial inadecuado debido a problemas constructivos; cuando se decida emplear mezclas en el lugar, debe controlarse cuidadosamente el proceso de construcción y asignar un coeficiente de resistencia estructural ($a_1 \leq 2$) compatible con la calidad esperada.

El espesor equivalente de la capa base es igual a la diferencia $z_1 - z_2$. En el ejemplo, la sub-base tiene un $\widehat{VRS}_2 = 45$, el cual se limita a 20 para fines de diseño, según se indicó. Así, $z_2 = 18$ cm y por tanto, el espesor de base será:

$z_2 - z_1 = 18$ cm, si se utiliza base A y tratamiento superficial

$z_2 - z_1 = 10$ cm, cuando se construye una carpeta de concreto asfáltico de 8 cm de espesor equivalente (4 cm de espesor real si $a_1 = 2$), utilizando base tipo A

$z_2 - z_1 = 7$ cm, si se emplea base B, la cual requiere un espesor equivalente de carpeta igual a 11 cm. Por razones constructivas, el espesor mínimo usual es 10 cm, que corresponde al espesor real, ya que $a_2 = 1$.

Para el caso de base tipo B no es posible utilizar tratamientos superficiales, ya que el \widehat{VRS}_2 de la base no resiste el tránsito de proyecto bajo esas condiciones.

Para la capa de sub-base el espesor equivalente es igual a la diferencia $z_3 - z_2$ (fig 7); por tanto, cuando se emplea base A, el espesor de sub-base es $z_3 - z_2 = 47 - 18 = 29$ cm; para el caso de base tipo B, $z_3 - z_2 = 47 - 21 = 26$ cm.

De acuerdo con lo anterior, el proyectista puede analizar alternativas, como las que aparecen a continuación, y elegir la más adecuada con base en las diferentes variables de diseño.

Espesores reales, en cm						
Diseño	1	2	3	4	5	6*
Carpeta	0	4**	6**	0	4**	0
Base	18A	10A	10B	47A	39A	18B
Sub-base	29C	29C	25C	--	--	29C
Subrasante	16D	16D	16D	16D	16D	16D

* Diseño no factible

** Coeficiente de resistencia estructural del concreto asfáltico $a_1 = 2$

NOTA: Los números indican espesores reales de cada una de las capas; las letras, el tipo de material

El material B no tiene suficiente resistencia para emplearse con carpetas de riegos, sino solo como base, siempre que se use carpeta de concreto asfáltico (diseño 3).

El espesor de la capa subrasante es de 16 cm, con lo que se logra la duración requerida, sin embargo, es práctica común diseñar la capa subrasante por especificaciones construyéndola de 30 cm como mínimo. Teóricamente, esto no le agrega ninguna resistencia al pavimento de acuerdo con el criterio de resistencia relativa uniforme, lo único que se logra es transferir la capa crítica de la terracería a otras capas superiores, lo cual puede resultar ventajoso en el caso de terracerías de mala calidad, donde la incertidumbre es alta.

Para ilustrar lo anterior, puede analizarse la duración a la falla del diseño 2, en el cual se colocó una carpeta de 4 cm de concreto asfáltico (8 cm equivalentes) para mejorar la calidad de rodamiento y reducir la conservación rutinaria, aumentando el espesor de la capa subrasante de 16 a 30 cm. Utilizando el nomograma de la fig A.6, se tiene:

Capa	Espesor equivalente sobre la capa, en cm	\widehat{VRS}_z	ΣL^*
Base A	8	116	6.7×10^6
Sub-base	18	20	0.7×10^6
Subrasante	47	5	0.7×10^6
terracería	77	3	6.8×10^6

* Nivel de confianza, $Q_u = 0.7$

Aquí las capas críticas son la sub-base y la subrasante, con duración probable del orden de 0.7×10^6 ejes estándar. La capa de base que no requiere carpeta para soportar el tránsito de proyecto ($\Sigma L = 1.5 \times 10^6$) resiste un tránsito de 6.7×10^6 ejes equivalentes cuando se incluye carpeta con 4 cm de espesor real; de la misma manera, la terracería al incrementarse el espesor requerido para la capa subrasante, resiste 6.8×10^6 ejes estándar en vez de los ejes equivalentes de proyecto que son 0.8×10^6 , aproximadamente.

4.1.2 Ejemplo

Si el nivel de confianza se incrementa, fijando $Q_U = 0.9$ y las demás condiciones iguales a las del ejemplo anterior, el diseño resultante corresponde a (fig 8):

BASE A $z_1 = 6 \text{ cm}; 8 \text{ cm, mínimo constructivo}$

BASE B $z_1 = 15 \text{ cm}$

CARPETA
MAS BASE $z_2 = 23 \text{ cm, mínimo estructural}$

$z_3 = 55 \text{ cm}$

$z_4 = 73 \text{ cm}$

Los espesores anteriores son equivalentes; para obtener los reales, deben dividirse entre el coeficiente de resistencia estructural (a_i).

4.1.3 Ejemplo

Se desea calcular los coeficientes de daño producidos por un eje sencillo de 20 ton y 5.3 kg/cm^2 de presión de contacto, que se utilizará en un vehículo especial de una planta industrial.

Para determinar la gráfica se utiliza la fig A 1, dibujando la distribución de esfuerzos verticales del eje en estudio de acuerdo con las instrucciones del nomograma (fig 9).

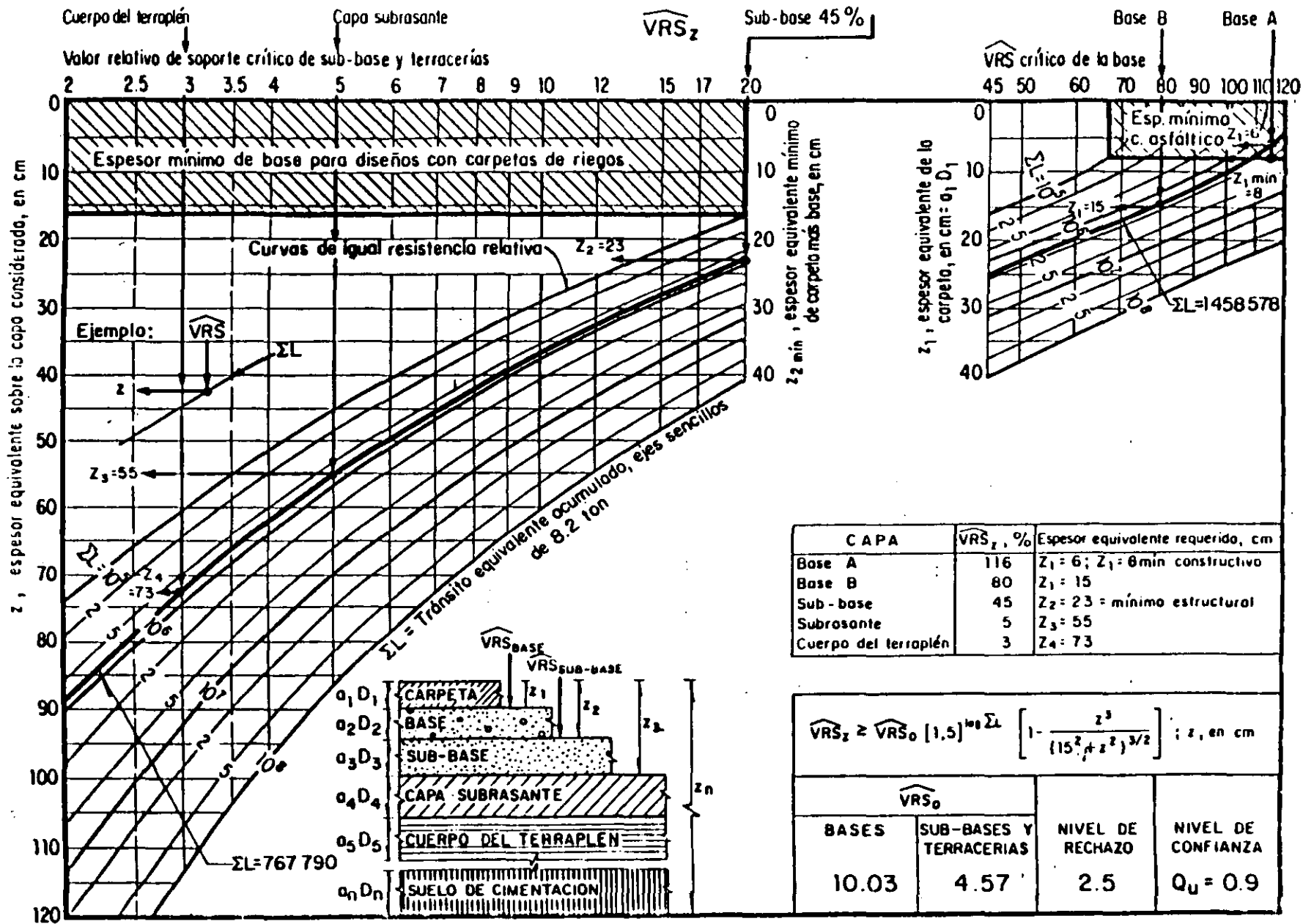


Fig 8. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

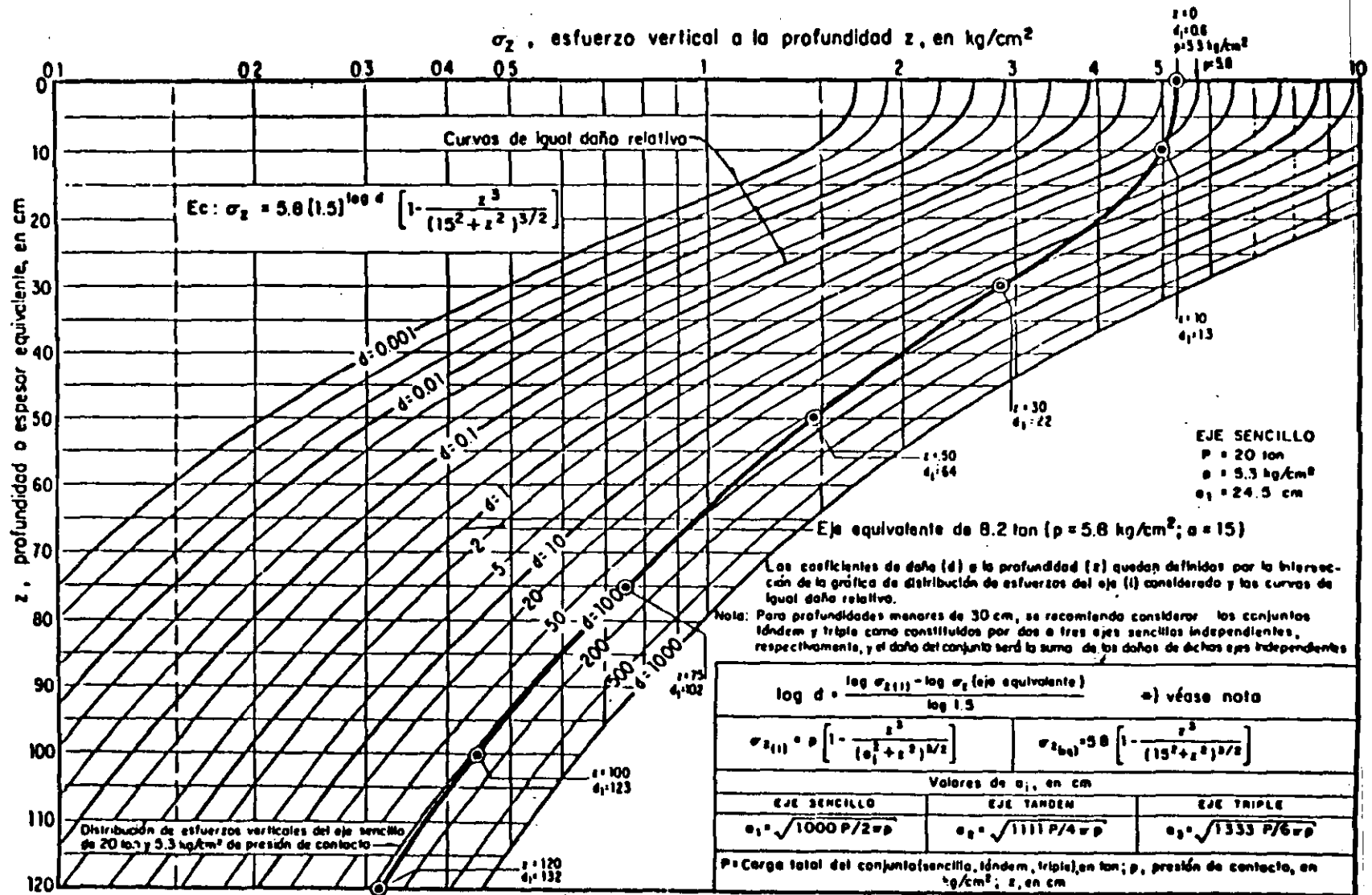


Fig 9. Ejemplo: coeficientes de daño por tránsito



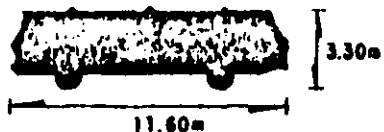
A2 Automóvil

Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máximo				d _v = Coeficiente de daño vacío				
	+Carga máximo	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	
Camino A, B, C	1*	1.0	0.8	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
	2*	1.0	0.8	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
	Σ	2.0	1.6		0.004	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.1



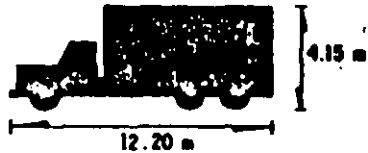
B2 Autobús de dos ejes

Conjunto	Peso, en ton		$\rho, \text{kg/cm}^2$	$+d_m = \text{Coeficiente daño bajo carga máxima}$				$d_v = \text{Coeficiente de daño vacío}$				
	+Carga máxima	Vacío		$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	
Camino A	1*	5.5	3.5	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.079	0.001	0.010
	2*	10.0	7.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.679	0.501	0.433
	Σ	15.5	10.5		2.000	1.890	2.457	2.939	2.000	0.757	0.502	0.443
Camino B	1*	5.0	3.5	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.079	0.001	0.010
	2*	9.0	6.5	5.8	1.000	1.234	1.483	1.630	1.000	0.558	0.359	0.292
	Σ	14.0	10.0		2.000	1.495	1.589	1.701	2.000	0.637	0.360	0.302
Camino C	1*	4.0	3.0	5.8	1.000	0.126	0.002	0.021	1.000	0.044	0.009	0.004
	2*	8.0	6.0	5.8	1.000	0.944	0.900	0.878	1.000	0.448	0.249	0.190
	Σ	12.0	9.0		2.000	1.010	0.902	0.899	2.000	0.492	0.258	0.194

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT^m, México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.3



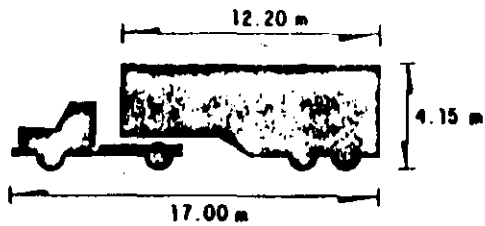
C3 Camión de tres ejes

Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío				
	+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	
Camino A	1*	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2**	18.0	4.5	5.0	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.028	0.003	0.002
	Σ	23.5	8.5		3.000	2.817	2.457	2.940	3.000	0.154	0.039	0.023
Camino B	1*	5.0	3.8	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.106	0.028	0.016
	2**	15.0	4.2	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.021	0.002	0.001
	Σ	20.0	8.0		3.000	1.876	1.178	1.160	3.000	0.127	0.030	0.017
Camino C	1*	4.0	3.5	5.4	0.666	0.107	0.034	0.021	0.666	0.068	0.018	0.010
	2**	14.0	4.0	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.015	0.002	0.001
	Σ	18.0	7.5		1.999	1.190	0.756	0.756	1.999	0.083	0.020	0.011

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.7



T2-S2

Tractor de dos ejes con
semirremolque de dos ejes

Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío				
	+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	
Camino A	1*	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2*	10.0	3.5	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.079	0.019	0.010
	3**	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	Σ	33.5	11.5		4.000	4.358	4.747	5.760	4.000	0.222	0.057	0.032
Camino B	1*	5.0	3.4	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.071	0.016	0.009
	2*	9.0	3.4	5.8	1.000	1.234	1.483	1.630	1.000	0.071	0.016	0.009
	3**	15.0	3.7	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.012	0.001	0.001
	Σ	29.0	10.5		4.000	3.110	2.661	2.790	4.000	0.154	0.033	0.019

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1970.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.10

METODO DEL INSTITUTO DE ASPALTOS PARA EL DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO - FLEXIBLE.

Supongamos una Autopista propuesta para 6 carriles de circulación en ambos sentidos, la cual tiene un volumen de tránsito promedio diario anual de 38,000 vehículos. La tasa de crecimiento anual se estima en 6%. La carga límite permisible es de 10 toneladas (22,000 lb, aproximadamente) y el peso promedio de los vehículos pesados que se espera es de 18,160 g (40,000 lb).

Con estos datos necesitamos determinar el espesor de pavimento necesario para un periodo de diseño de 10 años, para lo cual procedemos a la siguiente manera:

A.- DETERMINACION DEL NUMERO DE TRANSITO DIARIO PARA EL PERIODO DE DISEÑO.

- 1.- Tránsito diario inicial = 38,000 vehículos por día.
- 2.- Por ciento de camiones pesados en ambas direcciones, A = 11
- 3.- Por ciento de camiones pesados en el carril de diseño, B = 40
- 4.- El número de camiones pesados en el carril de diseño será:

$$38,000 \times \frac{11}{100} \times \frac{40}{100} = 1672$$

Este valor corresponde a la línea C de la Carta de Análisis de Tráfico.

- 5.- Utilizando la Carta de Análisis de Tráfico, dibuje una línea recta entre los nomogramas D y C, con los valores de 40,000 y 1672 respectivamente y proyéctela hasta cruzar la línea pivote B.
- 6.- Fije el valor de la carga límite permisible de un eje simple en la línea E, este valor es de 20,000 lbs, de acuerdo con los datos de proyecto.
- 7.- Dibuje una línea uniendo los puntos de los nomogramas E y B y proyéctela hasta cruzar la línea A.
- 8.- Lea sobre la línea A un número de tráfico inicial (ITN) de 3,000.
- 9.- Cuando el ITN sea mayor de 10, no es necesario hacer corrección por automóviles y camiones ligeros.
- 10.- Período de diseño = 10 años.
- 11.- Tasa de crecimiento anual = 6%

..... #

- 12.- Debido a que la carta de diseño de espesores, considera un periodo de diseño de 20 años y sin tasa de crecimiento, cuando los datos de proyecto difieren de los anteriores se utiliza la tabla NO. 1 para encontrar el factor de corrección al tránsito. De esta manera, con los valores de los incisos 10 y 11 el factor de corrección para este ejemplo es de 0.66.
- 13.- El número de tránsito diario para un periodo de diseño de 10 años sera:

$$DTN_{10} = 3,000 \times 0.66 = 1980, \text{ o sea de } - \\ \text{aproximadamente } 2000$$

B.- CALCULO DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE DE DISEÑO DE LA CAPA SUBRASANTE.

- 1.- Supongamos que las pruebas no dieron valores que una vez ordenados en orden creciente son los siguientes: 6, 7, 7, 8, 9, 9, 10, 10, 11, 11, 12.
- 2.- Como el VRS lo determinaremos de acuerdo con el 90% percentil que fija el metodo, lo ordenamos y graficamos como aparece en la hoja No. 6, con lo que obtenemos que el valor soporte de diseño es de 7%.

C.- CALCULO DEL ESPESOR DE PAVIMENTO.

- 1.- Utilizando la carta de diseño de espesores de pavimento asfáltico, dibuje una línea con los valores del DTN_{10} y el VRS de proyecto, uniendo los puntos correspondientes en los nomogramas C y 13 de dicha carta, prolongue la línea dibujada hasta cortar el nomograma A y lea el espesor de pavimento asfáltico necesario (T_A), que en el presente ejemplo es de 10.2" (25.9 cm)
- 2.- Los factores de conversión de concreto asfáltico a capas hidráulicas, son los siguientes:

1" de concreto asfáltico = 2.7" de sub-base.

1" de concreto asfáltico = 2.0" de base.

ESPESORES MINIMOS RECOMENDADOS PARA LA CAPA O CAPAS DE ASFALTO

Número de Tráfico para diseño DTN	Mínimo TA en pulgadas
Menos que 10	4
De 10 a 100	5
De 100 a 1000	6
Más de 1000	7

CARTA DE ANALISIS DE TRAFICO

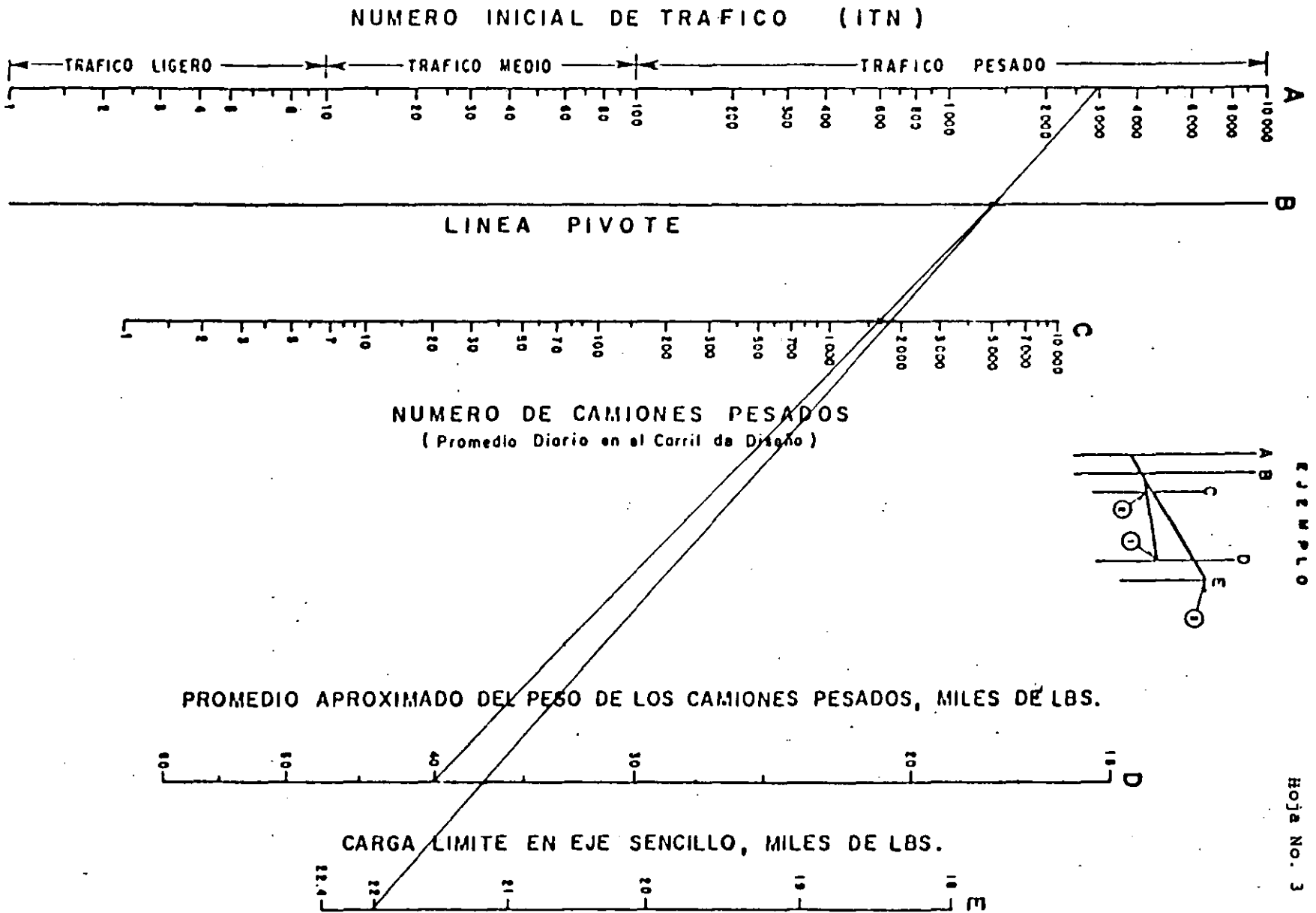
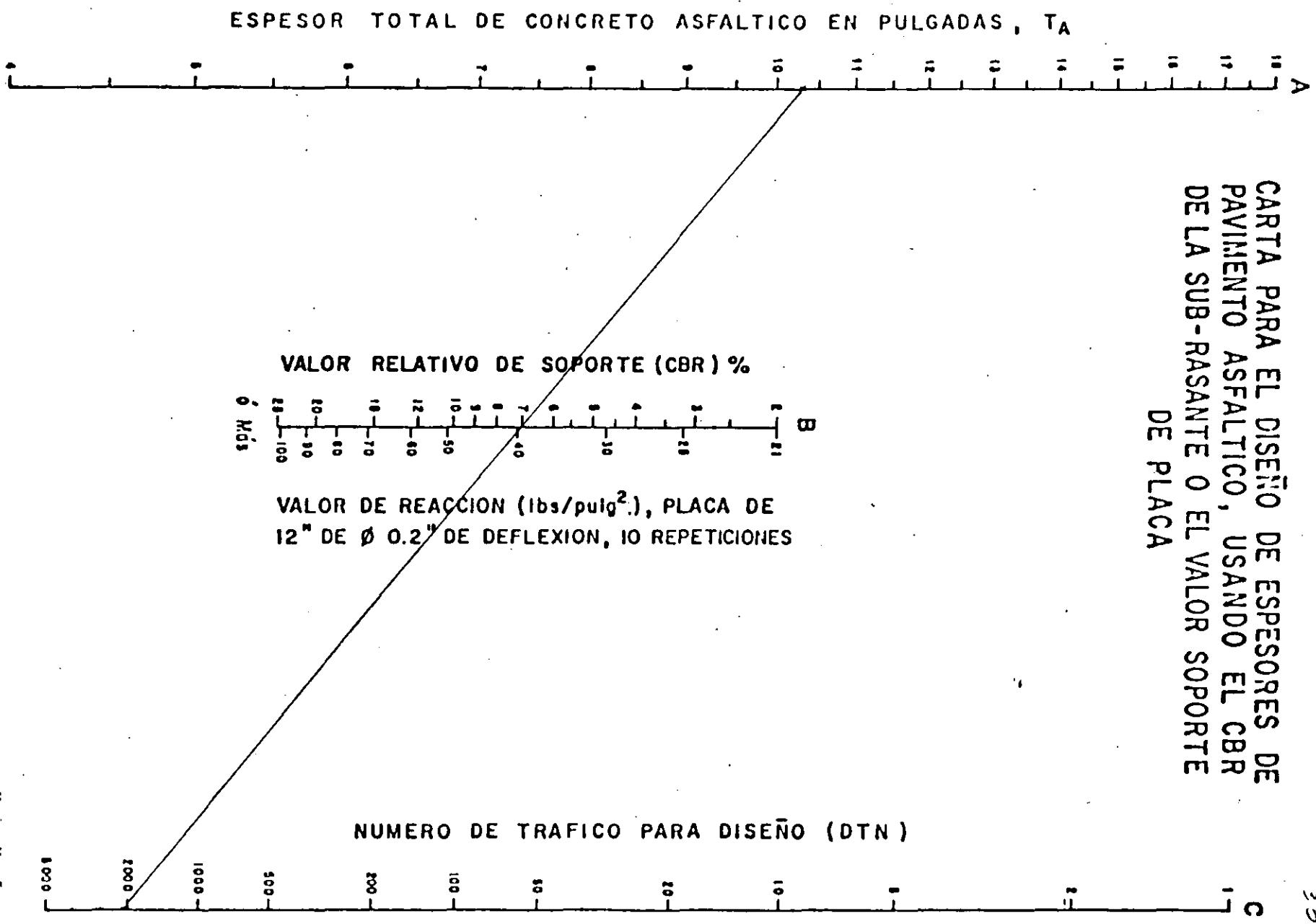


TABLA 1.- FACTORES DE CORRECCION DEL
NUMERO DE TRAFICO INICIAL (ITN)

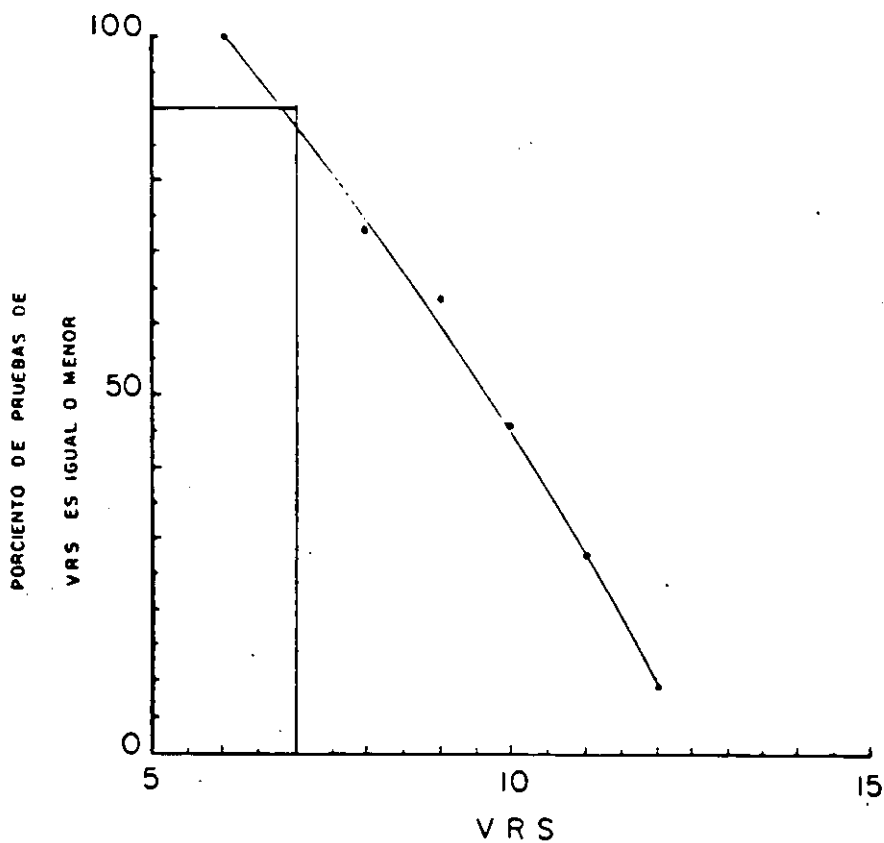
PERIODO DE DISEÑO (años)	TASA DE CRECIMIENTO ANUAL, POR CIENTO					
	0	2	4	6	8	10
1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
4	0.20	0.21	0.21	0.22	0.22	0.23
6	0.30	0.32	0.33	0.35	0.37	0.39
8	0.40	0.43	0.46	0.50	0.53	0.57
10	0.50	0.55	0.60	0.66	0.72	0.80
12	0.60	0.67	0.75	0.84	0.95	1.07
14	0.70	0.80	0.92	1.05	1.21	1.40
16	0.80	0.93	1.09	1.28	1.52	1.80
18	0.90	1.07	1.28	1.55	1.87	2.28
20	1.00	1.21	1.49	1.84	2.29	2.86
25	1.25	1.60	2.08	2.74	3.66	4.92
30	1.50	2.03	2.80	3.95	5.66	8.22
35	1.75	2.50	3.68	5.57	8.62	13.55

CARTA PARA EL DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO ASFALTICO, USANDO EL CBR DE LA SUB-RASANTE O EL VALOR SOPORTE DE PLACA



PRUEBAS EN QUE EL VRS. ES IGUAL O MENOR QUE:

VRS	NUMERO	PORCENTAJE
6	11	$(11/11)100=100$
7		
7	10	$(10/11)100=90.9$
8	8	$(8/11)100=72.7$
9		
9	7	$(7/11)100=63.6$
10		
10	5	$(5/11)100=45.4$
11		
11	3	$(3/11)100=27.3$
12	1	$(1/11)100=9.1$



VALOR RELATIVO DE SOPORTE DE DISEÑO, VRS = 7



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

CURSOS ABIERTOS
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS

ING. JAVIER HERRERA LOZANO

IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS.

I.- INTRODUCCION.

Probablemente ha de reconocerse que algo de las dificultades con que hoy se enfrenta el ingeniero al tratar de resolver el problema del dimensionamiento de pavimentos, es debido a los enfoques que ha sido capaz de desarrollar hasta el momento para el problema, enfoques que seguramente será conveniente cambiar en el futuro próximo.

En primer lugar, parece fuera de duda que el comportamiento estructural de una carretera no puede circunscribirse a unos cuantos centímetros superiores o a unas cuantas capas situadas sobre las demás. Evidentemente ese comportamiento estructural se fragua en toda la sección, contando desde el terreno de cimentación a la carpeta; es posible que de las fallas observadas en pavimentos, hayan ocurrido tantas por mala terracería como por mala base y que las condiciones del terreno de cimentación puedan ser determinadas en muchos casos.

Hoy, el terreno de cimentación y la terracería se tratan con bastante independencia del requerimiento estructural que de ellos ha de hacerse más tarde, de manera que todos los parámetros que definen dicho comportamiento estructural quedan sin ser controlados; no es pues, extraño que en el momento en que se solicita una respuesta estructural cualquiera, dicha respuesta sea impredecible. Hoy se considera, metodológicamente hablando, que la responsabilidad de la respuesta estructural de la sección está únicamente en las capas de sub-base, base y carpeta a las que se llama el pavimento. La liga que la razón exige entre la masa del terreplén y el pavimento se establece a través de una capa subrasante, bajo el criterio de colocarla suficientemente bien como para poner el pavimento al abrigo de la sorpresa. Cuando se usa el método del VRS, el criterio anterior equivale lisa y llanamente a exigir a la subrasante un VRS mínimo, aún sabiendo que este indicador es harto inseguro para reflejar las características estructurales de una masa de suelo; tampoco es extraño que bajo tales controles, esa masa se comporte imprevisiblemente.

Es aparentemente fundamental y urgente, como un primer requisito para aspirar a una buena tecnología de carreteras, eliminar la dualidad terracería-pavimento, sustituyéndola por el concepto monolítico de sección estructural de la carretera. Dicha sección ha de estudiarse sin distinciones conceptuales dentro de ella, analizando todas sus componentes y adecuándolas a las exigencias, de manera que la sección resista en cada nivel lo necesario; el colapso de la sección ocurrirá antes del tiempo de vida útil contemplado, sólo si una parte de la sección estructural no cumple su compromiso con el conjunto.

El procedimiento de diseño que se propone en estas páginas para uso en la SAHOP cumple con este requisito primeramente planteado y considera la carretera una sección estructural, como se hace en las otras estructuras de la ingeniería civil.

En segundo lugar, parece también indudable que en la actualidad resulta imposible pretender el perfeccionamiento en materia de diseño de pavimentos y que en plano real habrá de conformarse con métodos no demasiado satisfactorios para el análisis teórico y ello, durante bastantes años, probablemente. La razón para ello es múltiple y no puede ser analizada en este sitio, pero para entender algunos conceptos que puedan marcar la dirección del razonamiento que se sigue, bastará señalar algunas inadecuaciones entre el problema de los pavimentos y los conceptos desarrollados y manejados hasta hoy para resolverlo. El ingeniero, por ejemplo, está acostumbrado a manejar casi exclusivamente el concepto de resistencia de los materiales a partir de la idea de resistencia máxima, tal como se obtiene de la ruptura de una varilla de acero en prueba de tensión simple, por citar un caso. Sin embargo éste no es el concepto de resistencia apropiado para manejar pavimentos, sujetos a cargas transitorias repetidas en forma aleatoria, que conducen a fenómenos de fatiga, etc. Es lógico pensar que en tanto no se desarrolle un buen conocimiento de tales tipos de cargas, de los efectos resistentes de los materiales, no será posible llegar a un método de diseño de pavimentos que aspire a ser realista y racional.

Ante estas situaciones, es evidente que habrá que seguir haciendo uso de métodos tradicionales de diseño y dentro de estos el VRS parece tan bueno como cualquier otro, con la ventaja circunstancial de haber sido utilizado en los últimos años y contarse, por lo tanto, con una experiencia respecto a él que de ninguna manera puede desdeñarse. Esta experiencia es personal y en mucho menor escala, institucional.

II.- ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Se abordará ahora el sistema con que típicamente se estructuran la mayor parte de los pavimentos flexibles que se construyen en la actualidad. Se trata de establecer una nomenclatura y de discutir el papel que se asigna a cada una de las diversas capas.

Bajo una carpeta bituminosa, formada típicamente por una mezcla de agregado pétreo y un aglutinante asfáltico, que constituye la superficie de rodamiento propiamente dicha, se disponen como siempre por lo menos de dos capas bien diferenciadas; una base, de material granular y una subbase, formada, preferentemente, también por un suelo granular, aunque el requisito obligue menos que en la base, en el sentido de poderse admitir suelos de menor calidad, con mayor contenido de finos y menor exigencia en lo que se refiere a la granulometría; la razón es, obviamente, el mayor alejamiento de la subbase de la superficie de rodamiento, por lo que le llegan esfuerzos de menor intensidad. Bajo la subbase se dispone casi universalmente en el momento presente otra capa, denominada subrasante, todavía con menores requisitos de calidad mínima que la subbase, por la misma razón, pero cuyo fundamental papel mecánico y económico de discute cada vez menos.

Bajo la subrasante aparece el material convencional de la terracería, tratando mecánicamente en la actualidad casi sin excepción, por lo menos en lo referente a la compactación.

El establecimiento del comportamiento conjunto de la terracería con la

estructura del pavimento ha sido objeto de relativamente poca atención en el pasado y existe poco escrito sobre él en la literatura especializada. De algunos hechos experimentales que se irán exponiendo más adelante y del sentimiento del autor de este trabajo, parece que pueden extraerse las siguientes conclusiones como provisionalmente válidas:

1.- Se ve razonable pensar que la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante no es un requisito fundamental en las terracerías; los niveles de esfuerzo que a ellas llegan a través de todo el espesor protector que constituye el pavimento, quedan siempre por debajo de la terracería en que pudiera pensarse, de acuerdo con otros requisitos que enseguida se mencionan.

2.- La deformabilidad parece ser el requisito básico para aceptación o rechazo de un material de terracería y también el que condiciona su buen comportamiento como soporte de un buen pavimento. Desde este punto de vista serán fundamentales todos los conceptos que contribuyen a que el material de terracería sea poco deformable. Entre estos, la calidad de los materiales juega un papel importante, sobre todo en los casos extremos, que corresponden a los materiales que tienen gran abundancia de fragmentos grandes y a los materiales que tienen predominio de los tamaños más pequeños que es dable encontrar en los suelos.

Los materiales en que predominan los fragmentos grandes y medianos son deformables estructuralmente hablando, por las dificultades constructivas que suele tenerse para darles el necesario acomodo, que hacen que en muchas ocasiones se cometan graves descuidos durante la construcción, que tienen muy desfavorables repercusiones, más graves cuanto más alto sea el terraplén. Es de notar el problema especial de deformabilidad que se tiene en terrapienes con grandes fragmentos, cuando aquellos son de muy baja altura, de manera que los fragmentos quedan cubiertos únicamente por capas delgadas de suelo. En este caso suelen tenerse espesores de capa muy poco uniformes, grandes a los lados y entre los fragmentos y pequeños sobre ellos. Naturalmente que un terraplén como el que se describe será muy difícil compactar correctamente, siendo esta razón por la que este caso puede presentar graves problemas de deformabilidad. En todas partes se especifica un espesor mínimo de suelo como cobertura de los fragmentos de roca que se aceptan en un terraplén dado y, obviamente, cuanto mayor sea este espesor mínimo, el problema que se acaba de exponer se presentará en menor escala.

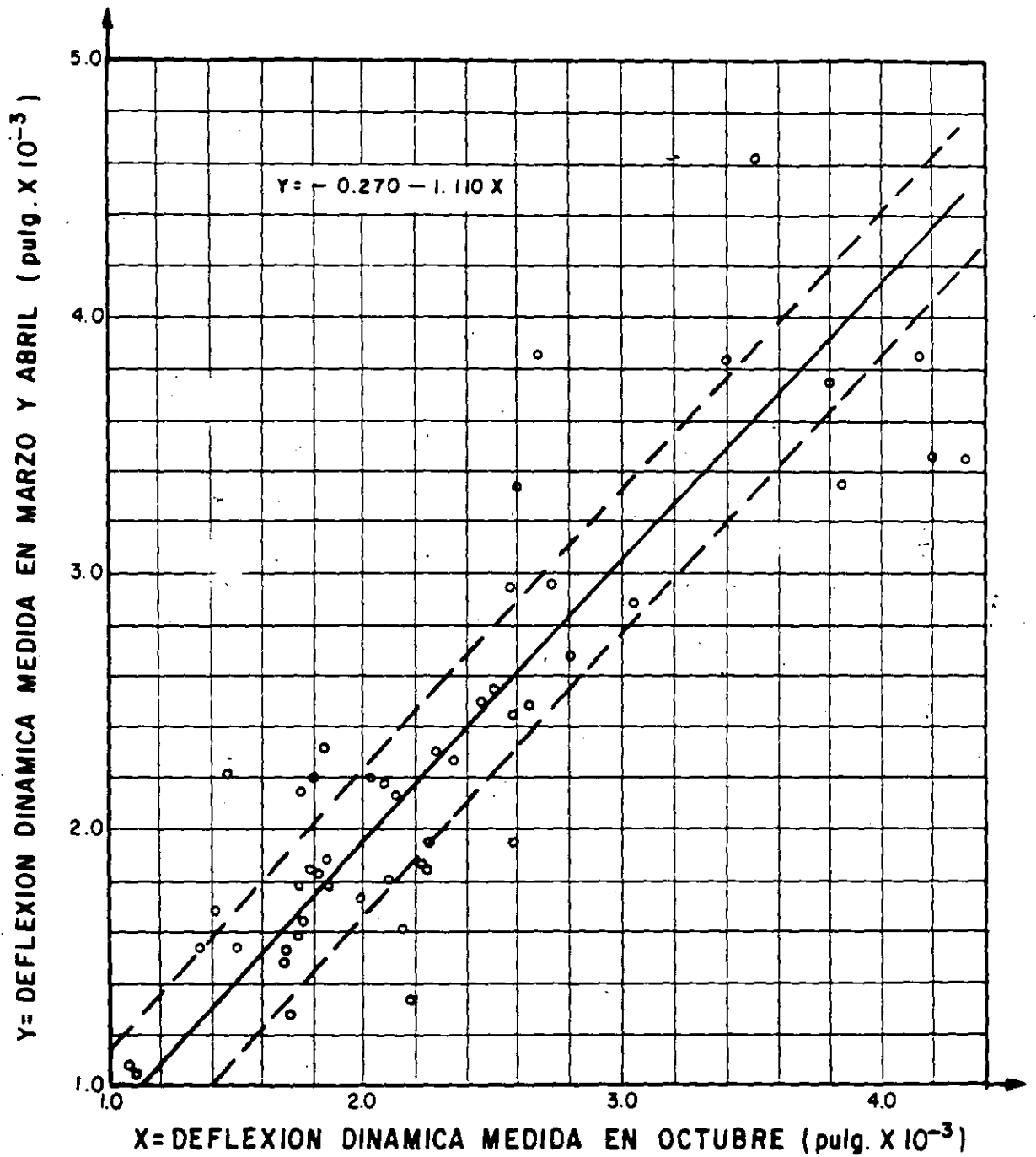
El otro gran problema de los materiales que constituyen las terracerías se tiene, como ya se mencionó, cuando éstos están formados por suelos compresibles y arcillosos. Muchos suelos MH y CH presentan características de deformabilidad tan desfavorables que su uso debe proibirse. El panorama se complica aún más si los suelos son en añadidura, orgánicos. Es norma no aceptar el uso en el cuerpo del terraplén de los materiales MH, OH y CH, cuando su límite líquido es mayor de 100%. También evitar el empleo de los materiales que en el Sistema Unificado reciben la denominación genérica de P_t . No se puede establecer hasta que punto una norma rígida de especificación puede resolver este tipo de problemas, pues un mismo suelo puede tener comportamientos muy diversos según sean las condiciones de clima, drenaje y subdrenaje,

geometría del terraplén donde se coloque, topografía del lugar, etc. También juega un papel fundamental en el comportamiento final obtenido el tratamiento de compactación. Una terracería deformable obligará al uso de pavimentos de espesor considerable, que logren que los esfuerzos transmitidos lleguen a niveles suficientemente bajos, por lo que plantean una disyuntiva muy clara; si la deformabilidad se toma en cuenta en el diseño del pavimento, éste será anti-económico y el conjunto claro, pues ya se dijo que cuesta más el material del pavimento que el de terracería; si la deformabilidad no se toma suficientemente en cuenta en el diseño del pavimento, como tantas veces ocurre, nunca se tendrá un pavimento con buen comportamiento en ese lugar por mejor que se conserve y por mucho que se reconstruya.

3.- Relacionándose con el punto anterior, la acción climática ha sido frecuentemente mencionada como el punto fundamental a cuidar para tener una terracería que tenga un buen comportamiento como apoyo de un pavimento. La afirmación, empero, merece discutirse.

Con el objeto de valorar la resistencia del conjunto pavimento-terracería y su variación con la estación del año, para poner de manifiesto la influencia climática, se realizaron dos series de mediciones de la deflexión en la superficie en un total de 52 secciones con un pavimento que comprende una carpeta asfáltica, distribuidas en casi toda la geografía mexicana. La primera medición se hizo en octubre al terminar la estación lluviosa en todos los puntos estudiados y la segunda se realizó en los meses de marzo y abril, al terminar el período de estiaje. Las deflexiones se midieron con equipo Dynaflect y se considera que la deflexión que muestra el pavimento en su superficie es una medida de la condición estructural prevaleciente en todo el espesor construido bajo ese punto, de manera que un pavimento que tiene deflexiones altas, se acepta que está en peor situación que otro que las tenga bajas. La Fig. No. 1 muestra los resultados obtenidos. Las deflexiones se presentan en pulgadas por ser este el patrón universal de su medición. La información que proporciona la Fig. No. 1 es sorprendente, en el sentido de que contradice en algo el sentimiento experimental de la gran mayoría de los especialistas. No se manifiesta una diferencia apreciable en la condición estructural de las secciones, estadísticamente hablando, aún entre dos momentos tan drásticamente diferenciales como lo fueron aquéllos en que se realizaron las mediciones. La conclusión al extraer es una de dos; o la deflexión en la superficie del pavimento no es un criterio para juzgar de la condición estructural de un sistema pavimento-terracería, afirmación que estaría en contradicción con toda la experimentación moderna, especialmente con los estudios de evaluación de pavimentos construidos o la acción climática sobre el comportamiento estructural del conjunto pavimento terracería se ha ponderado en el pasado de un modo que precisa cierta revisión.

Es posible que esta conclusión haya de ser circunscrita en parte a la situación de México, país en el que las variaciones estacionales no son muy notables en general y que el efecto estacional resulte mucho más acusado en otras latitudes, sobre todo en países en que la acción del clima incluya efectos de congelamiento y deshielo, que pueden ser muy severos. A este respecto cabe el comentario de que, en muchos casos, son precisamente esos países los



x = DEFLEXION DINAMICA MEDIDA EN OCTUBRE (pulg x 10⁻³)

Fig. No. 1. Correlación entre dos series de mediciones con equipo Dynaflect en 52 secciones seleccionadas en carreteras de México.

que dan origen a mucha de la metodología práctica de evaluación y diseño de pavimentos, por lo que surge la pregunta de si tales métodos no serán excesivamente conservadores para naciones como México.

En la figura No. 1 hay puntos que se apartan mucho de lo que parece ser la tendencia general; hizo ver que en muchos de esos puntos existía un préstamo lateral cercano a la sección en estudio, de manera que ésta era mucho más vulnerable a la acción climática por la presencia de una excavación vecina, relativamente profunda.

Las conclusiones contenidas en la figura No. 1 son tan interesantes que se procede a una revisión general de la información obtenida, mediante el estudio de las mismas y nuevas secciones elegidas en el campo; desgraciadamente los nuevos resultados no están disponibles en el momento, pero es pertinente decir que investigaciones similares realizadas recientemente en dos importantes tramos de prueba que la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas tiene bajo control en dos puntos de su red, han arrojado resultados similares. En una investigación similar hecha en Australia, midiendo las deflexiones con viga Benkelman; los resultados finales presentados permiten sostener la información que se ha proporcionado.

Cuando se dice "acción climática" se entiende, a veces, efecto de variación estacional y se acepta implícitamente que éste debe ser muy acusado y de grandes repercusiones en la vida de la vía terrestre; esto es lo que parece no suceder y este criterio es el que, según indica la investigación citada, ha de ser revisado. Parece que, una vez construido un camino, se alcanza, al cabo de algún tiempo, una condición de equilibrio y que ésta es relativamente independiente de los cambios estacionales, por lo menos en México. Naturalmente, cual sea la condición de equilibrio que a fin de cuentas se alcance dependerá, entre otras cosas, del clima prevaleciente en la zona, en el sentido general y familiar; pero también influye la confirmación topográfica y geológica y la relación que con estos tipos de accidentes guarde el trazo general de la vía. Una vía terrestre puede estar en muy buenas condiciones generales en un lugar de clima desfavorable, si su trazo la protege, en tal caso la condición de equilibrio a que llegue podrá ser también favorable; recíprocamente, en un lugar de clima aparentemente benigno, una vía puede alcanzar condiciones de equilibrio que impliquen peligros serios a su vida futura. El efecto climático no puede ser visto como una norma de criterio independiente de todo un conjunto de consideraciones igualmente importantes; no se trata de conocer en que clima se desarrollará una vía terrestre, sino en que condición general se encontrará dentro de esa zona y sujeta a la acción de aquel clima y esas condiciones definen una vida futura que parece ser más independiente de los cambios locales de estación de lo que se hubiera juzgado en el pasado.

Los resultados de la anterior investigación, así como su sentimiento experimental permiten sugerir que quizá la expresión "acción climática" es demasiado amplia para expresar el importante efecto que tiene el contenido de agua de los materiales sobre la resistencia estructural de los pavimentos; este efecto incluye muy particularmente, claro es, el agua contenida en la terracería y la capa subrasante. Así, seguramente no debe pensarse tanto en una acción general del clima, cuanto en la necesidad específica de proteger con el subdrenaje adecuado el tramo de la carretera en el que sean de temer

condiciones especiales de saturación. Naturalmente que la acción climática - en un sentido más general puede influir en otros problemas conectados con la tecnología de los pavimentos, tales como la aparición de grietas longitudinales por procesos repetidos de evaporación y humedecimiento, en que la acción solar juega un papel importante o el "envejecimiento" de una carpeta, también por acción solar. La correspondencia entre las curvas que aparecen en la figura No. 2 ejemplifica la importancia práctica de las fluctuaciones del nivel freático en el lugar determinado y hace ver la importancia del subdrenaje que controle tales fluctuaciones, manteniendo el contenido de agua en la subrasante en un valor poco variable.

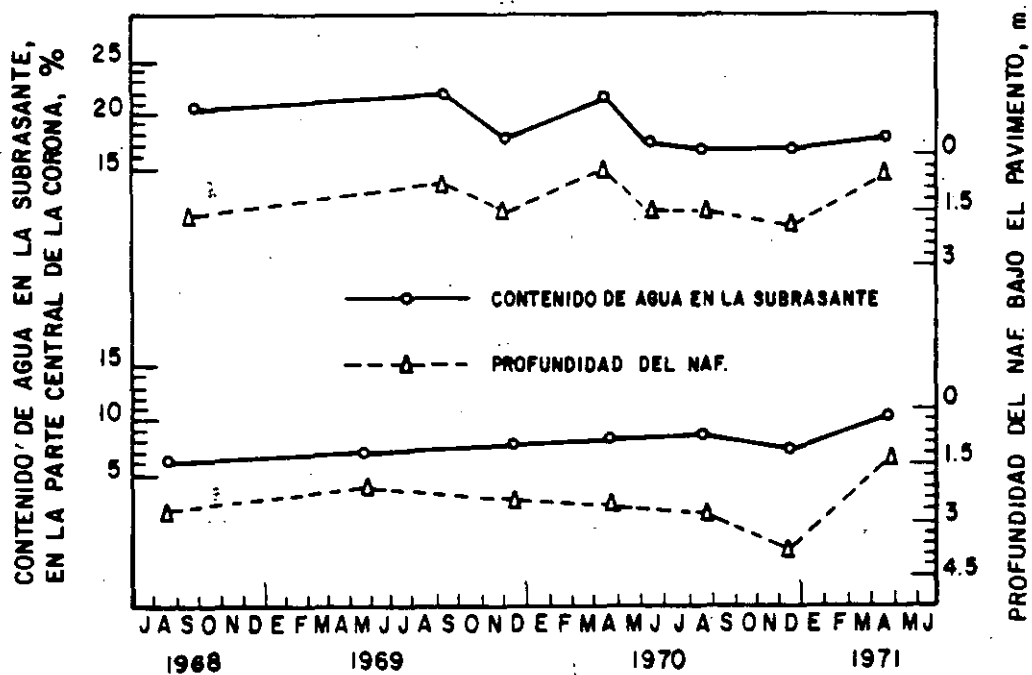


Figura No. 2. Variaciones del contenido de agua en la subrasante cuando varía la posición del NAF.

También es un reflejo de la acción climática la formación de baches tras una lluvia por efecto del agua infiltrada.

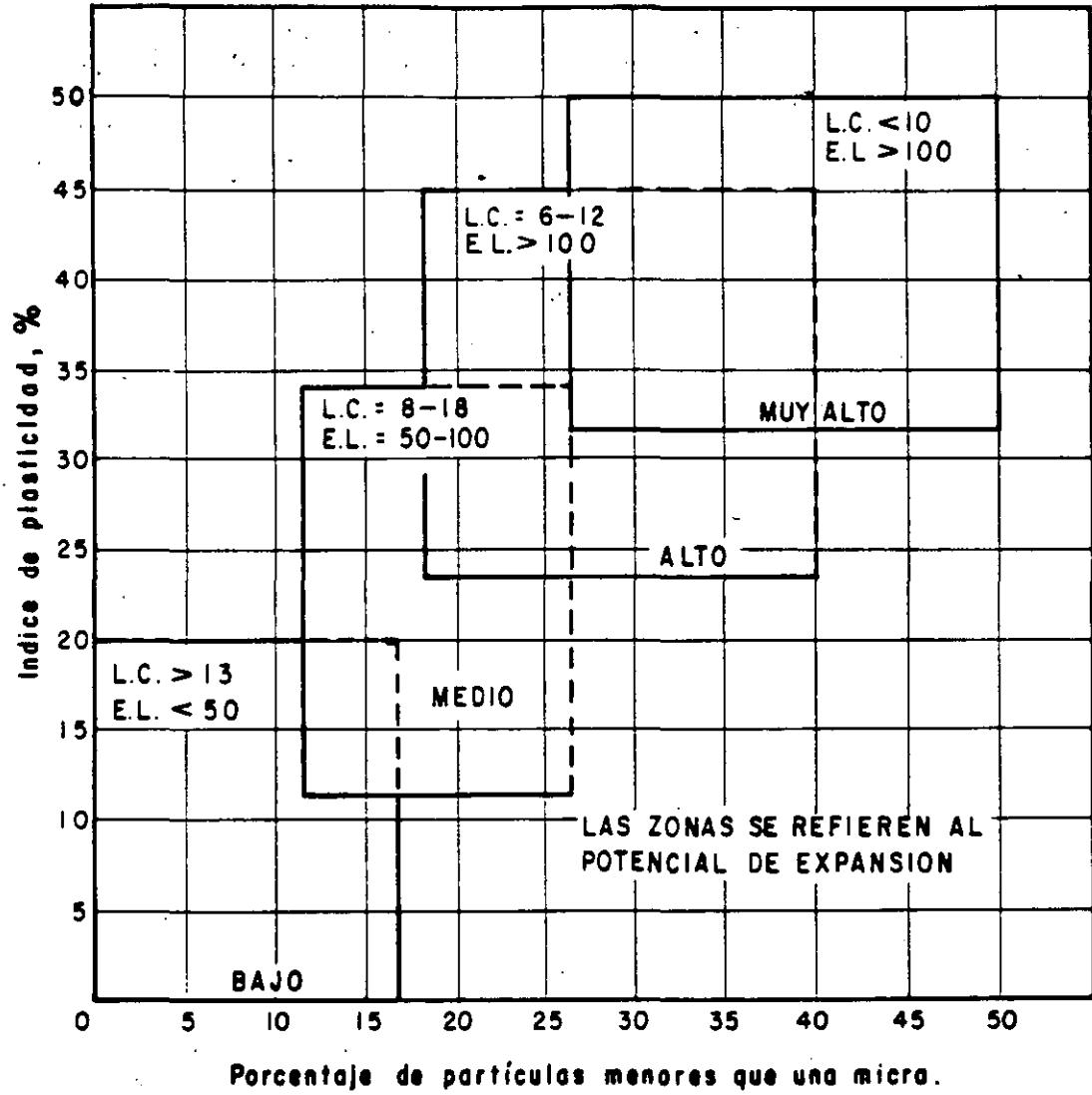


Figura 3. Clasificación de suelos expansivos según el Bureau of Reclamation de los E.U.A.

III. INFLUENCIA DE LOS SUELOS CON POTENCIAL EXPANSIVO EN EL COMPORTAMIENTO DE PAVIMENTOS.

En la construcción de vías terrestres en muchos sitios es preciso utilizar suelos arcillosos o con muy importante contenido de arcilla. Muy frecuentemente estos suelos presentan marcadas características de expansividad; son los suelos denominados activos, cuya característica es sufrir grandes cambios de volumen cuando varía su contenido de agua. Es común la presencia de estos suelos en el cuerpo de las terracerías y no es rara en la capa subrasante. En regiones áridas los suelos suelen encontrarse con contenidos de agua muy bajos y es frecuente que pierdan por acción solar parte del agua que se les incorpore durante el proceso de compactación, con la consecuencia de que al pasar más tiempo puedan volver a aumentar su contenido de agua por la natural tendencia a acumularse ésta bajo las superficies cubiertas por los pavimentos o por efecto del natural humedecimiento que acompaña a las estaciones lluviosas; en tales zonas áridas existirá siempre una mayor tendencia a los cambios en el contenido de agua por efecto climático. Estos cambios producen en los suelos activos muy nocivos efectos, sobre todo en lo referente a la estabilidad volumétrica y a las características de resistencia al esfuerzo cortante.

La presencia de suelos expansivos en los pavimentos flexibles se hace cada día más notoria, por el aumento natural que año con año se tiene en el volumen de tránsito y en las exigencias de servicio. En la actualidad resalta el hecho de que no es suficiente la información que se tiene de las propiedades de los suelos expansivos, de sus efectos, de métodos sencillos para identificarlos en el campo o en el laboratorio y de procedimientos constructivos que permitan manejarlos, hasta donde resulte conveniente, sin caer en un riesgo excesivo de mal comportamiento futuro.

Los siguientes son los efectos principales que un suelo expansivo puede sufrir en un pavimento flexible:

- a. Contracción por secado.
- b. Expansión por humedecimiento.
- c. Desarrollo por presiones de expansión en los suelos confinados en -- que se restringe la expansión.
- d. Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

Es común que varios de estos efectos se presenten simultáneamente. Los daños típicos de los hechos anteriores en un pavimento flexible son generalmente de uno o más de los siguientes cuatro tipos:

- a. Elevaciones o descensos de la superficie de rodamiento en una longitud importante, que se traducen en desigualdades e irregularidades, aunque no produzcan agrietamiento u otros daños visibles.
- b. Agrietamiento longitudinal.
- c. Deformaciones significativas localizadas, por ejemplo en torno a las

alcantarillas, generalmente acompañadas de agrietamiento.

- d. Agrietamiento generalizado (piel de cocodrilo) en la carpeta, con --tendencia a desintegración.

De los daños anteriores, seguramente el primero es el más frecuente; puede ser medido con rugosímetros y en algunos países empieza a haber especificaciones en cuanto a valores máximos tolerables. El agrietamiento longitudinal acompaña usualmente al ascenso o descenso de la carpeta.

Cualquier intento para tomar en cuenta la presencia de suelos expansivos en el comportamiento de un pavimento flexible debe presuponer un cierto grado de éxito en la estimación de las condiciones de humedad y demás propiedades significativas en el momento de la construcción y en la estimación de los cambios de contenido de agua que van a ocurrir durante la vida útil del pavimento y de su influencia en aquellas propiedades significativas. También resultará de la máxima utilidad establecer criterios de clasificación de suelos finos, bien sea en el laboratorio, o quizá mejor aún, en el campo, que en forma sencilla puedan detectar la presencia de suelos expansivos, poniendo en guardia al ingeniero.

TABLA No. 1.

Actividad	Categoría del suelo
Menor que 0.75	Suelo inactivo
0.75 - 1.25	Suelo normal
Mayor que 1.25	Suelo activo

Clasificación de los suelos finos según su tendencia a la expansión.

De acuerdo con la anterior clasificación, las montmorilonitas y bentonitas resultan ser activas, las ilitas normales y las caolinitas inactivas. Se ha intentado correlacionar el concepto de actividad de Skempton con el potencial de expansión de las arcillas, pero las correlaciones encontradas son poco precisas.

El Bureau of Reclamation de los E. U.A. realizó un intento para clasificar a las arcillas desde el punto de vista de la intensidad de su potencial de expansión. Se toma en cuenta para definir este último el llamado Grado de Expansión, que es el porcentaje de expansión de una muestra de suelo secada al aire y colocada después en un consolidómetro, anegada en agua y bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). En realidad el potencial de expansión se define en términos de varias otras características de la arcilla, además del grado de expansión, de las que las más importantes son del límite de contracción, el Índice de plasticidad, el porcentaje de partículas menores que una micra y la expansión libre. Este último concepto se define por medio de la ecuación que en seguida se menciona, realizando una prueba que consiste en formar una muestra de 10 cm³ de suelo secado al aire, formada con la parte del material que pase la malla No. 40 y en introducirla en una probeta gradua

da de 100 cm³ llena de agua, midiendo el nuevo volumen de la muestra cuando llega al fondo de la probeta.

$$E.L. = \frac{V - V_0}{V_0} 100$$

donde:

E.L. = expansión libre del suelo, en porcentaje.

V = volumen de la muestra después de la expansión, en cm³.

V₀ = volumen de la muestra antes de la expansión, igual a 10 cm³.

Un suelo con potencial de expansión alto puede tener una expansión libre mayor que 100%. Conjuntando todos los factores que se han mencionado el Bureau of Reclamation de los E.U.A. clasifica los suelos en la Tabla No. 2.

TABLA No. 2

Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro, bajo presión vertical de 0.07 kg/cm ²	Límite de contracción	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que una micra	E. L.
	%	%	%	%	%
Muy alto	> 30	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20.30	6.12	23.37	18.37	> 100
Medio	10.20	8.18	12.34	12.27	50.100
Bajo	< 10	> 13	< 20	< 17	< 50

Clasificación de suelos expansivos según Holtz y Gibbs (Bureau of Reclamation de los E.U.A.).

La Fig. 3 es una representación gráfica de los datos contenidos en la tabla No. 2 y zonifica los suelos expansivos en un plano Índice de Plasticidad- Porcentaje de partículas menores que una micra. Existen correlaciones del Índice de Plasticidad, el Límite de contracción y el contenido de partículas menores que una micra con el cambio volumétrico sufrido por un espécimen en consolidómetro, cuando se mantiene anegado en agua bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). La dispersión de estas correlaciones es muy grande, de manera que resulta difícil utilizarlas para establecer apriorísticamente las características de un cierto suelo.

McDowell define para su sistema de clasificación un porcentaje de cambio volumétrico en la muestra de suelo sujeta a absorción capilar y a una presión de cámara de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²), en un aparato triaxial del tipo del -- usado en la tecnología de pavimentos por el Departamento de Carreteras de Texas. El tiempo que se recomienda dejar a los especímenes sujetos a la absorción capilar depende de la plasticidad de la arcilla y es un número de días igual al índice plástico, cuando éste es mayor que 15. Se encontró que el cambio volumétrico para unas condiciones iniciales dadas del suelo puede correlacionarse en cierta medida con el Índice de Plasticidad, lo que proporciona un criterio para clasificar la arcilla (Fig. 4).

Seed y sus colaboradores definen el potencial de expansión como el porcentaje de expansión vertical de una muestra compactada, con su contenido de agua óptimo y su peso volumétrico máximo (prueba AASHO estándar) cuando se coloca en un consolidómetro y se anega en agua bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). Expresan el potencial de expansión por la expresión:

$$P.E. = K C^2$$

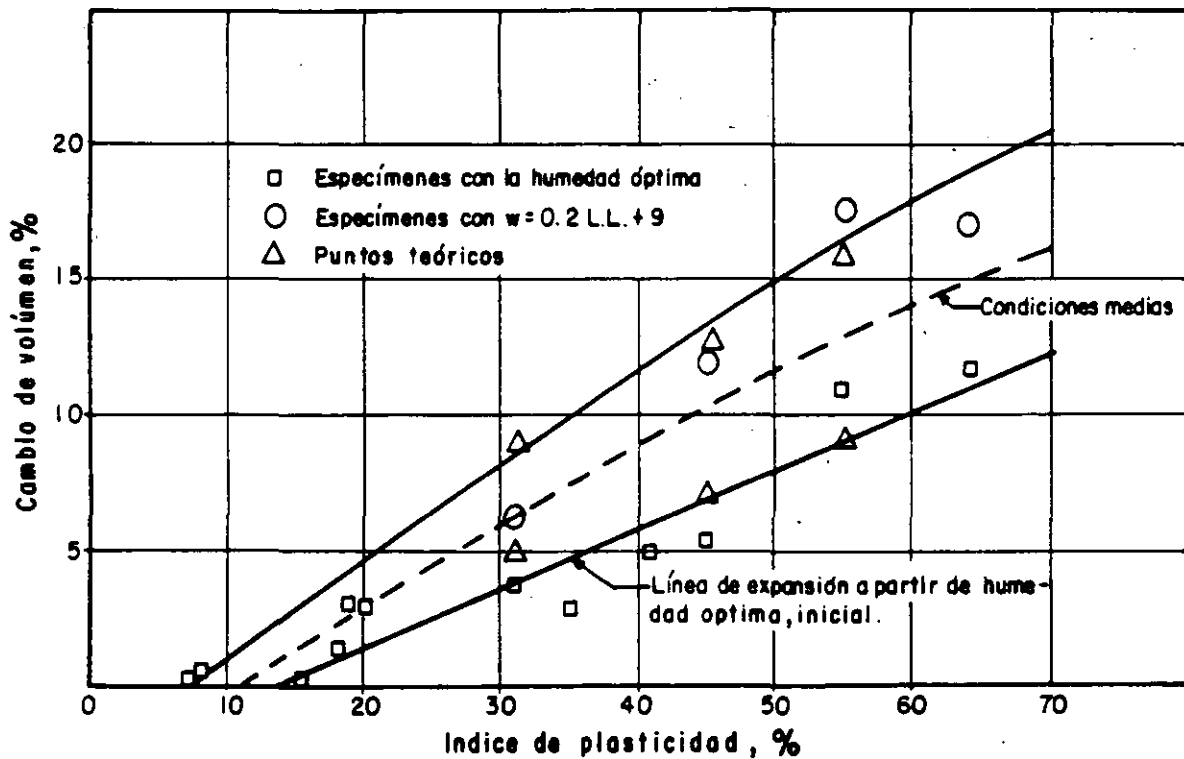


Figura 4. Correlación entre la expansión volumétrica y el índice de plasticidad, según McDowell.

donde:

- P.E. = potencial de expansión.
- C = porcentaje de partículas menores que 2 micras.
- x = un número que depende del tipo de arcilla.
- K = Factor que depende del tipo de los minerales de arcilla.

Para las pruebas reportadas por Seed y sus colaboradores x valió 3.44. -
Para las mismas condiciones se encontró:

$$K = 3.6 \cdot 10^{-5} \times A^{2.44}$$

donde A es la actividad de la arcilla en el sentido de Skempton. Puesto que A se relaciona con el Índice de Plasticidad y con el porcentaje de partículas menores que 2 micras, es posible relacionar directamente el Potencial de Expansión con el Índice de Plasticidad. Dicha relación aparece en la tabla 3.

Con fines de clasificación Seed propone los valores del Potencial de Expansión que se muestran en la tabla 4.

La principal desventaja de los trabajos de Seed es que se hicieron con suelos artificiales, preparados en el laboratorio, con lo que se introducen dudas respecto a la representatividad de los resultados.

T A B L A 3

Correlación entre el Potencial de Expansión y el Índice de Plasticidad, según Seed y sus colaboradores.

I. P. %	Potencial de expansión %
10	0.4 - 1.5
20	2.2 - 3.8
30	5.7 - 12.2
40	11.8 - 25.0
50	20.1 - 42.6

Lambe refiere las características de los suelos expansivos al denominado Índice de Expansión que mide en un aparato especial de diseño propio. Este Índice resulta ser la expresión de expansión que en tal aparato desarrolla un espécimen de arcilla compactada al cabo de 2 hs.

De todos los métodos de clasificación anteriores seguramente resulta el más convincente el propuesto por el Bureau of Reclamation de los E.U.A., por haber sido establecido tomando en cuenta un mayor número de factores. Sin embargo, en todos los sistemas actuales se utilizan correlaciones no muy seguras ni muy comprobadas.

T A B L A 4

Clasificación de suelos según su Potencial de Expansión.

Características de expansión de los suelos	Potencial de expansión %
Baja	0 - 1.5
Media	1.5 - 5.0
Alta	5.0 - 25.0
Muy alta	> 25.0

Cada día es más amplia la tecnología de laboratorio que se va desarrollando para medir la tendencia a la expansión de los suelos y las presiones de expansión que se producen en diferentes circunstancias. Para tal fin se utilizan varios sistemas, en unos casos se utilizan consolidómetros, bien sea midiendo la presión con que se expande el suelo o la contrapresión vertical que sea preciso dar para que no lo haga; en otros casos se utilizan dispositivos especiales en los que una muestra anegada en agua empuja al expanderse un pistón, que presiona un anillo calibrado o una barra o puente calibrados también, de manera que al medir la deformación de estos elementos pueda conocerse la presión de expansión.

Las presiones de la incorporación de agua al espécimen o las de fabricación de éste varían en las diferentes técnicas, buscando la máxima representatividad, como también varían las contrapresiones que se hacen actuar sobre el espécimen, empleándose a veces unas que reproduzcan el peso de un hipotético pavimento suprayacente.

Las presiones de expansión que se obtienen en el laboratorio dependen de las condiciones y los tiempos de humedecimiento y de carga y de la secuencia con que se permite la expansión y se aplican las cargas; también dependen del tiempo que se deja transcurrir antes de la medida, pues se ha visto que es preciso que transcurra un cierto lapso para que se desarrolle el potencial de expansión por completo. La Fig. 6 muestra el resultado de experiencias de Seed y sus colaboradores que indican cómo varía la presión de expansión que se desarrolla en un suelo con el tiempo; en la figura se presentan presiones de expansión después de uno y siete días, en función del contenido de agua final en la prueba de expansión.

El tiempo que transcurre en el laboratorio antes de que deje de generarse presión de expansión y se llegue a la condición de equilibrio, depende de la naturaleza de los minerales arcillosos y es mayor en las montmorilonitas y mínimo en las arcillas caoliníticas.

Se ha encontrado que cuando se destruye la estructura de un suelo natural y después se compacta al mismo peso específico seco y con el mismo contenido de agua originales, el potencial de expansión del suelo aumenta; esto puede explicarse en términos de la energía que se da a la arcilla remoldeada cuando

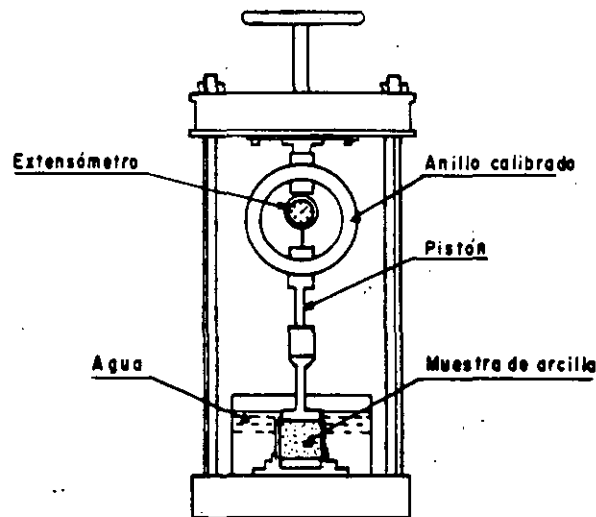


Figura 5. Aparato para medir presiones de expansión.

se compacta y que se libera cuando la arcilla se humedece en el proceso de expansión, en tanto que el suelo en su estado natural había ya liberado mucha de su energía en procesos anteriores de humedecimiento y secado a lo largo de su historia. Siempre hablando de suelos compactados, se ha visto que el potencial de expansión es mayor en los suelos compactados con métodos estáticos que con métodos por impactos. Los hechos anteriores conducen a la recomendación práctica de alterar lo menos posible a los suelos expansivos extraídos de banco y compactarlos con métodos de amasado.

Aspecto importante es sin duda la predicción en el campo del potencial de expansión. Antes de la construcción del pavimento, la arcilla en la zona activa sufre cambios continuos en el contenido de agua y en el peso específico seco, y el contenido de agua disminuye. Si en esta época la superficie del suelo se cubriera, se producirían los efectos contrarios, es decir, el contenido de agua se incrementaría y la presión de succión, así como el peso volumétrico seco disminuirían; lo anterior ocurriría unido a una expansión y levantamiento de la superficie del terreno.

Después de algunos años de construido el pavimento en su sección central se alcanza un equilibrio en la distribución del contenido de agua y de la presión de succión con la profundidad. Lo anterior es muy interesante porque facilita predecir el levantamiento de la superficie del suelo, conociendo el tiempo de construido el pavimento y en el que se alcanza el equilibrio.

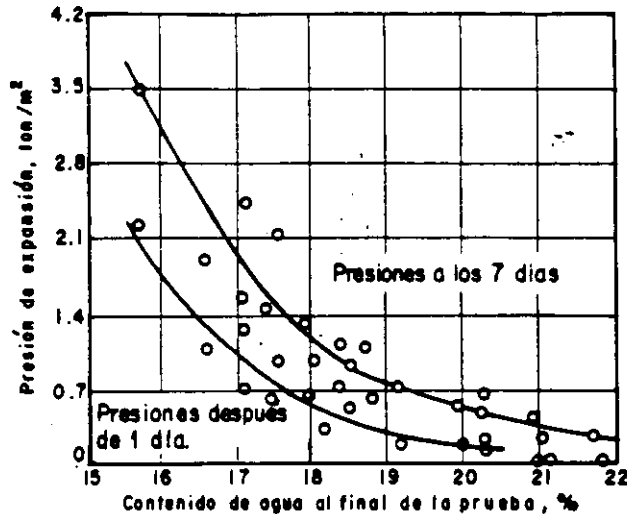


Figura 6. Efecto del tiempo transcurrido en la presión de expansión.

Como la magnitud de la expansión depende de la composición de la arcilla, de su estructura, historia de esfuerzos, contenido inicial de humedad y del peso específico seco durante la construcción del pavimento, así como de la sobrecarga y de la carga negativa del agua en contacto con la arcilla, la predicción de la magnitud de expansión no es tan fácil. En el empeño de lograrlo se han originado varios métodos. Los más en uso son el de McDowell y el de Jennings.

En el método de McDowell se emplean muestras inalteradas, obtenidas a varias profundidades dentro de la terracería y se mide el potencial de cambio volumétrico para la absorción por capilaridad bajo una presión confinante de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). El potencial de cambio volumétrico se mide de acuerdo con un procedimiento de prueba originado en el Departamento de Carreteras de Texas. (THD-80).

El porcentaje de expansión volumétrica se deduce usando una serie de curvas maestras que relacionan la expansión con la presión (Fig. 7). Cada curva se refiere a la presión que tenía la muestra en la profundidad a la que fue extraída. En el eje de abscisas se anotan los valores de la sobrecarga que el pavimento produce sobre el suelo original. El porcentaje de expansión vertical para cada capa es entonces tomando como 1/3 del porcentaje de expansión volumétrica. La elevación de la superficie se obtiene por integración del porcentaje de expansión vertical en toda la profundidad de la zona activa.

Como resultado de un estudio en diversas terracerías en Texas, McDowell encontró que el contenido de humedad menor, w , existente en las terracerías antes de construir el pavimento, se expresa por:

$$w_i = 0.2 \text{ LL} + 9$$

Arcillas con las anteriores condiciones iniciales, sujetas a absorción capilar bajo una presión confinante de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²) en el laboratorio, se expanden hasta un contenido final de humedad, w_f :

$$w_f = 0.47 \text{ LL} + 2$$

Es interesante hacer notar que para arcillas inorgánicas típicas, las anteriores condiciones finales corresponden a una relación contenido de humedad sobre límite plástico de 1.28, para un índice de plasticidad de 30.

Para las condiciones iniciales dadas en la expresión (correspondiente) - el porcentaje de cambio volumétrico, para una absorción capilar bajo una presión confinante de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²), puede relacionarse directamente con el índice de plasticidad como sigue:

$$\frac{\Delta V}{V} (\%) = 0.37 \text{ I.P.} - 5$$

Para las anteriores condiciones, si el índice de plasticidad de la arcilla es constante con la profundidad usando la familia de curvas maestras dadas por McDowell (Fig. 7), es posible desarrollar una expresión para la presión p_o sobrecarga requerida para prevenir la expansión como una función del índice de plasticidad:

$$p_o = 0.5 \text{ I.P.} - 5$$

donde, p_o es la presión de sobrecarga requerida para prevenir la expansión, en Ton/m². Con el valor del índice de plasticidad se calcula la expansión volumétrica con la expresión anotada al principio de la hoja, situándose un punto en el eje de las ordenadas de la Fig. 7. Si a partir de ese punto se traza la curva maestra correspondiente, la sobrecarga necesaria para nulificar la expansión será la abscisa del punto en que la curva maestra trazada, corte a la horizontal por la expansión volumétrica igual a cero.

Integrando las curvas maestras respecto al rango de presiones correspondientes a la profundidad de la zona activa, es posible obtener el levantamiento probable para las condiciones estudiadas por McDowell. La tabla 5 presenta los levantamientos de la superficie como una función del índice de plasticidad del perfil arcilloso, suponiendo un estrato uniforme hasta una gran profundidad.

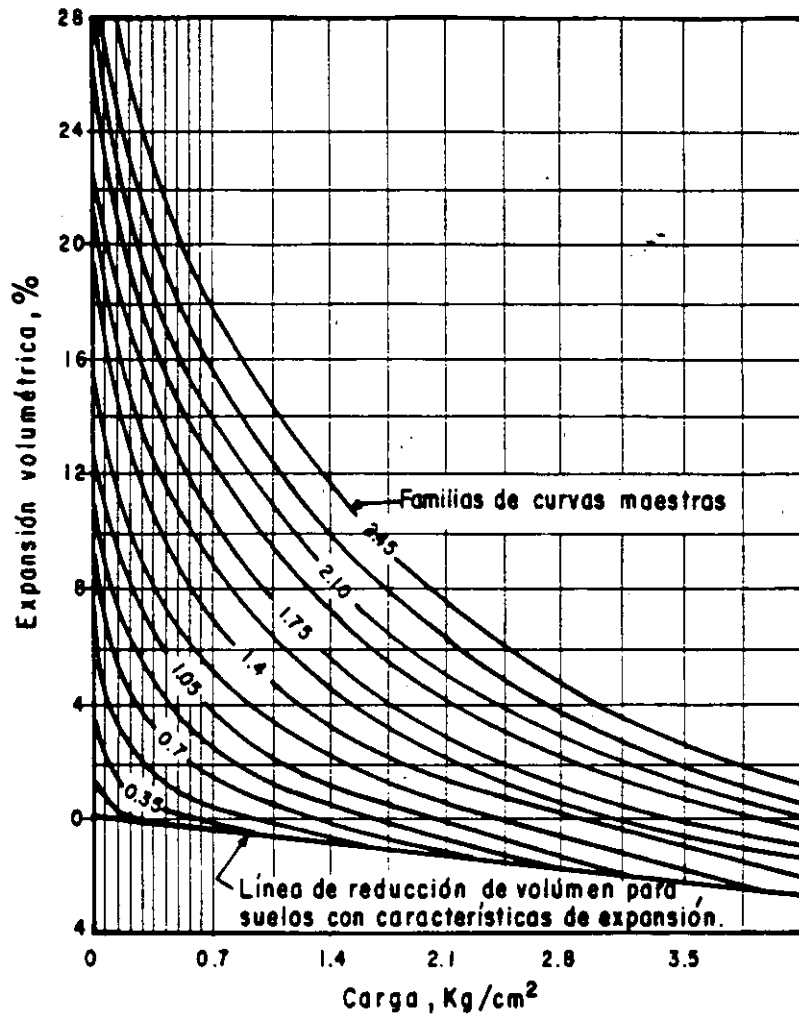


Figura 7. Relación de carga al cambio volumétrico de arcillas expansivas.

TABLA 5

Levantamiento de la superficie como una función del Índice de Plasticidad.

I.P. (%)	Levantamiento de la superficie (cm).
10	0
20	1
30	4
40	7
50	13

Jennings propone otro método para predecir la expansión probable de una capa de suelo activo. Está basado en una correlación que se reporta como buena entre las expansiones medidas en pavimentos reales y las predichas para los mismos casos, con base en una prueba de consolidación por duplicado que más adelante se enciona. Se acepta que el monto de la expansión no depende de la trayectoria de esfuerzos seguida por el suelo. El método se aplica obteniendo muestras inalteradas, con las que se fabrican dos especímenes de prueba para ser probados en el consolidómetro, uno con su contenido de agua natural y el otro con el contenido de agua a que se llegue después de permitirse su expansión anegado en agua y sujeto a una pequeña contrapresión; en ambos casos, los especímenes se prueban aplicando la carga por etapas como es usual. Las dos curvas de compresibilidad que se obtienen en las dos pruebas se superponen, de manera que coincidan sus partes vírgenes (Fig. 8).

Conociendo la sobrecarga que actuará sobre el suelo al nivel al que fue obtenido la muestra, puede encontrarse en la curva correspondiente al contenido de agua natural, la relación de vacíos correspondiente al suelo consolidado bajo dicha sobrecarga (punto A). A continuación ha de estimarse la succión de equilibrio en la curva del suelo sumergido, sumando este valor a la presión de sobrecarga; de esta manera podrá obtenerse el punto B sobre la curva de compresibilidad de la muestra previamente sumergida (ajustada). Jennings utiliza el valor de e (Fig. 8) o variación de la relación de vacíos en ambos casos, para predecir la expansión. El método ha dado buen resultado en Sudáfrica, pero no puede garantizarse que funcione igualmente bien en otras partes, puesto que la expansión depende en realidad de la trayectoria de esfuerzos a que se sujete el suelo.

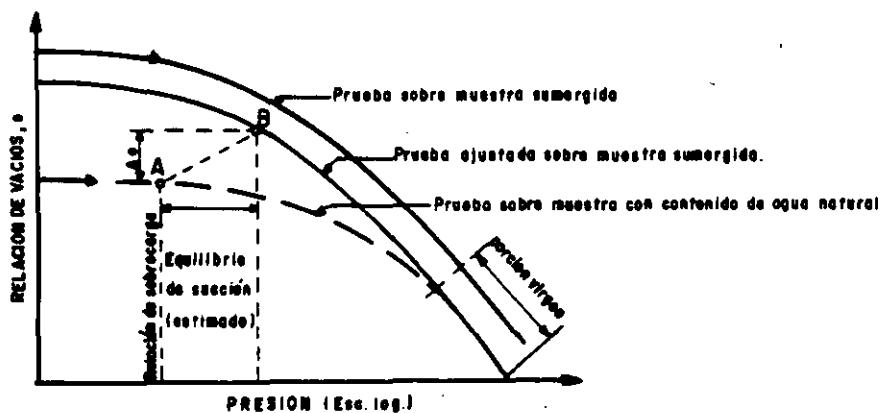


Figura 8. Predicción del levantamiento de la superficie usando la prueba doble de odómetro, según Jennings.

Finalmente, se propone la siguiente secuela para predecir el levantamiento de la superficie, según el actual estado del conocimiento:

- a) Determinése la profundidad de la zona activa.
- b) Obténganse muestras inalteradas de la arcilla a intervalos fijos dentro de la zona activa.
- c) Estímese la presión de succión que deberá esperarse en la zona activa.
- d) Ejecútense pruebas de expansión sobre muestras inalteradas en consolidómetros, permitiendo a la arcilla expandirse en contacto con el agua libre. Cada muestra se sobrecargará con un esfuerzo vertical igual a la presión de sobrecarga, más una carga adicional igual al valor de la presión por succión esperada en las condiciones de equilibrio.
- e) Intégrese el porcentaje de expansión obtenido de las pruebas de expansión con la profundidad.

Debe notarse que para profundidades abajo de la zona activa, se espera una expansión nula para muestras cargadas con una presión igual a la sobrecarga más la tensión de poro de equilibrio que se espere.

Cuando se mide la presión de expansión en el laboratorio, utilizando como es usual una muestra totalmente anegada y se permite la expansión del suelo, la presión de poro llega a ser nula cuando se alcanza el equilibrio al final del proceso de expansión. Lo anterior indica que la presión de expansión que se desarrollará en el campo, en aquellos lugares en que las arcillas expansivas hayan alcanzado el equilibrio serán menores que las obtenidas para esos suelos en el laboratorio, puesto que el contenido de agua de las arcillas en el campo no llegará, en general, a la saturación. Así, la presión de expansión en el campo podrá expresarse como:

$$p_c = p_1 - ks$$

donde:

- p_c = presión de expansión en el campo, bajo condiciones de saturación parcial.
- p_1 = presión de expansión máxima obtenida en el laboratorio en condiciones de saturación y cuando la presión de poro del espécimen llega a ser nula.
- k = factor de ajuste que ha de ser estudiado, tanto para establecer su valor en un caso dado, como para relacionarlo con los diferentes parámetros que definen el comportamiento del suelo.
- s = valor de succión prevaleciente en el suelo cuando éste está en equilibrio y aún no ha sido cargado.

Otra alternativa para determinar la presión de expansión puede ser utilizando la relación:

$$p_1 = \frac{C}{C'} s$$

C y C' son dos números que dependen de características físicas del suelo, tales como la relación de vacíos y el peso específico relativo de los sólidos, de como ocurre en el suelo el fenómeno de succión y de las condiciones de saturación. En suelos totalmente saturados $C = C'$ y, por lo tanto:

$$p_1 = s$$

El anterior resultado ha sido experimentalmente corroborado por Warkentin. Para suelos parcialmente saturados, C/C' y p_1 resulta ser una fracción de la succión inicial. Algunas observaciones han indicado que en arcillas relativamente secas p_1 puede ser del orden del 10% de la succión inicial.

En cuanto al valor de k ha de comentarse que la investigación actual aún no permite establecer conclusiones de tipo general; en suelos compresibles con alto grado de saturación parece ser razonable considerarla muy próxima a la unidad.

Tomando en consideración las ideas anteriores, puede concluirse que será posible en la actualidad tener una idea de la presión de expansión de campo, que pueda esperarse en un cierto problema práctico, a condición de poder conocer el valor de succión del suelo. De esta manera sería muy deseable establecer una correlación entre dicho valor de succión, difícil de investigar en los problemas de rutina y alguna o algunas propiedades sencillas de los suelos. Se han encontrado ciertas correlaciones entre el contenido de agua correspondiente a varios valores de succión y el límite plástico de arcillas israelíes, pero tales correlaciones son seguramente de muy difícil extrapolar a otras condiciones locales y, sin duda, este tipo de investigación habrá de ser repetido en cada país, en tanto que un superior conocimiento de los fenómenos envueltos no permita tratamientos teóricos de tipo más general.

La Fig. 9 muestra la variación entre la presión de expansión medida en el laboratorio y el peso específico seco inicial de la muestra. Aunque se refiere a un caso particular puede considerarse como representativa de la relación usual entre ambos conceptos, de manera que ilustra convenientemente la gran importancia práctica de no compactar a los suelos expansivos más allá de los niveles adecuados a cada caso. De hecho, los suelos expansivos constituyen un ejemplo dramático de los peligros que implica el criterio de considerar la compactación tanto mejor, cuanto más alto sea el peso volumétrico seco alcanzado por el suelo.

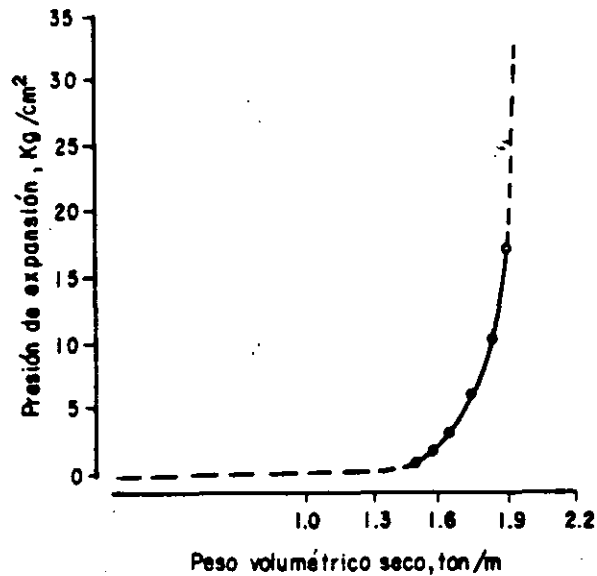


Figura 9. Efecto del peso volumétrico seco inicial de un suelo expansivo en su presión de expansión.

A continuación se presentan un conjunto de importantes correlaciones entre las características de expansión, de los suelos y propiedades comunes de los mismos. Aunque se presentan datos basados en pruebas sobre 270 muestras de arcillas naturales inalteradas obtenidas de muy diversos lugares, es difícil considerar las correlaciones presentadas como definitivas y válidas para cualquier arcilla de cualquier sitio; sin embargo, seguramente constituyen información útil en el actual estado del conocimiento, aunque no sea más que como norma de criterio, válida solamente para fijar el orden de magnitud de los problemas. Las Figs. 10 y 11 recogen las dos correlaciones más útiles.

Como ya se ha mencionado, el agrietamiento longitudinal en zonas próximas a los hombros es uno de los daños típicos más frecuentes en las secciones de terraplén construidas en suelos expansivos. Resulta obvio, por otra parte, el hecho de que sea en las zonas próximas a los hombros donde se produzcan los máximos cambios volumétricos, pues en estas zonas hay menos restricción a la deformación y la tendencia al cambio de contenido de agua es máxima. La Fig. 12 muestra los cambios volumétricos observados en una sección que puede tomarse como ejemplo y en la que se han medido en diferentes puntos cada vez más alejados del centro de la línea.

Al principio de esta sección se mencionaron brevemente los principales efectos que sufren los suelos expansivos, así como los daños típicos que se producen en los pavimentos construidos sobre ellos, que causan deterioros y disminuciones muy importantes de la vida útil. La Fig. 13 ilustra para un caso particular la evolución del Índice de Servicio de pavimentos construidos en diferentes tramos de una misma carretera sobre suelos expansivos y no expansivos y en ella resaltan los prejuicios que aquellos suelos ocasionan.

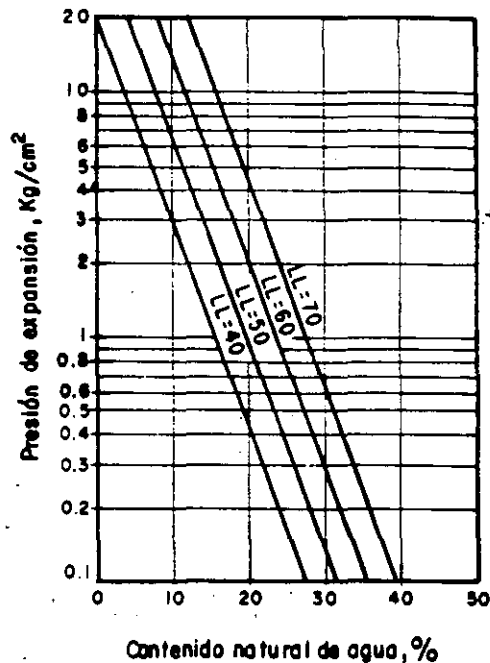


Figura 10. Correlación entre la presión de expansión de un suelo con su límite líquido y su contenido natural de agua.

El principal problema al proyectar o construir pavimentos sobre suelos expansivos es el evitar cambios de contenido de agua, para reducir al mínimo las distorsiones y los agrietamientos. Puede afirmarse que ningún método debe considerarse plenamente exitoso en esta misión, si bien el empleo del apropiado en el caso particular de que se trate puede reducir significativamente los daños.

Todos los métodos prácticos para evitar los daños que produce la expansión de un suelo susceptible pueden agruparse en tres grandes categorías:

- a. Reemplazo o mejoría por mezcla de un suelo inerte de todo o parte del espesor activo o de la capa del pavimento que muestre o sea susceptible de actividad.
- b. Neutralización de la presión de expansión previamente valuada, por la colocación de la sobrecarga suficiente sobre el terreno o la capa de pavimento de que se trate; la sobrecarga impuesta es generalmente peso de tierra.
- c) Reducción o control de los cambios de contenido de agua en los suelos susceptibles por drenaje, subdrenaje, utilización de cubiertas impermeables u otros métodos.

A continuación se comentan brevemente estos métodos:

- a. Remoción o mejoramiento de suelos.

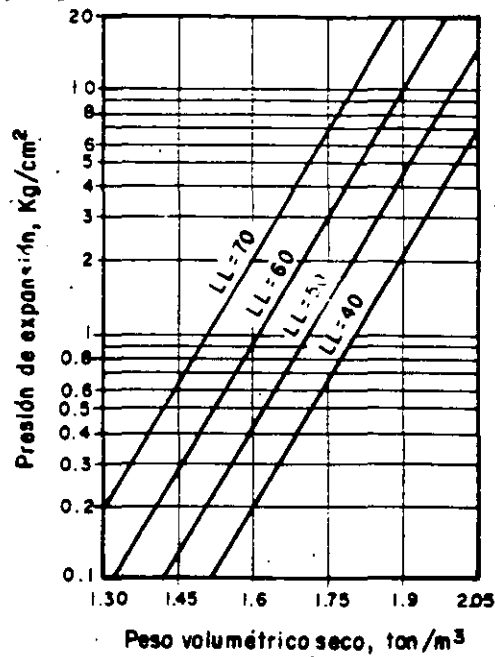


Figura 11. Correlación entre la presión de expansión de un suelo con su límite líquido y su peso volumétrico seco inicial.

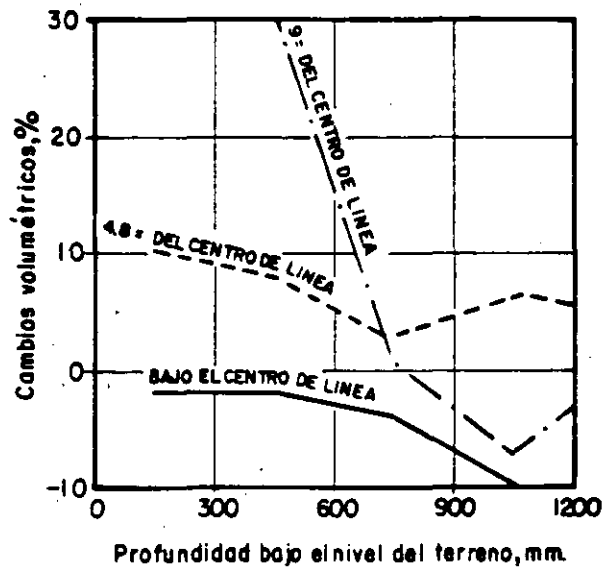


Figura 12. Cambios volumétricos en varios puntos de la sección de un camino.

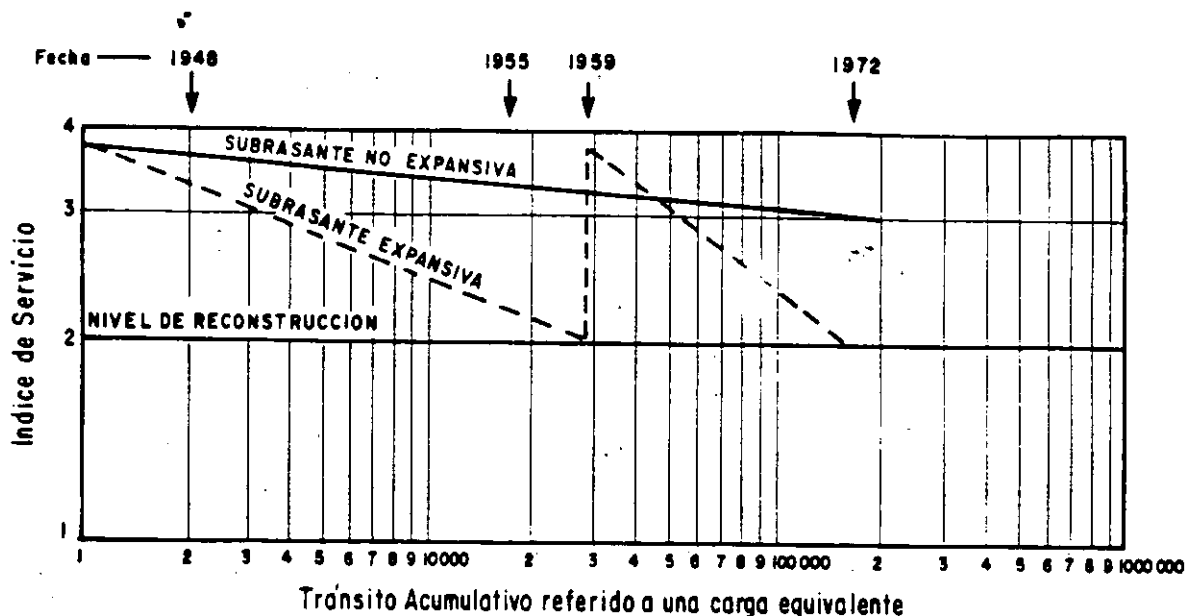


Figura 13. Comparación de la evolución con el tiempo del índice de servicio de tramos de una carretera, construidos sobre suelos expansivos y no expansivos.

El reemplazo de la arcilla expansiva es evidentemente una solución excelente desde el punto de vista mecánico, pero frecuentemente no practicable, sea por razones económicas o de dificultad de excavación; es obvio que el material desplazado habrá de ser substituido por otro inactivo, que ha de ser transportado, tendido y compactado, todo lo cual contribuye a elevar el costo de la solución. La incorporación de materiales inactivos en la proporción adecuada, para reducir las expansiones a niveles convenientes, es una magnífica solución cuando los materiales inactivos están a mano y cuando los problemas se detectan antes de la construcción; en la experiencia mexicana existen muchos casos en que la incorporación de un 10 ó un 15% de otro material, ha permitido usar suelos originalmente expansivos en el cuerpo de las terracerías o aún en la capa subrasante de muchas obras viales, con buen comportamiento posterior. Si el imprescindible estudio geotécnico previo puso oportunamente de manifiesto el problema, con un estudio de laboratorio fácil y rápido, puede en muchos casos diseñarse una mezcla que garantice un buen comportamiento y permita utilizar materiales económicos, que de otro modo habrían de ser desechados.

En los últimos años se ha desarrollado alguna experiencia en el mejoramiento de las cualidades de expansión de los suelos por añadido de aditivos que reaccionen químicamente con él. La cal hidratada ha dado buenos resultados en el tratamiento de capas no muy gruesas (15-30 cm). Soluciones de este estilo a base de estabilización de suelos, tienen la doble ventaja de ayudar a resolver los problemas de expansión y los de capacidad estructural y proyecto general del pavimento; se ha visto también que las capas estabilizadas constituyen una buena barrera en los procesos de humedecimiento y secado; en

los análisis económicos con capas estabilizadas no debe olvidarse el incluir las reducciones de espesor de pavimento que se tienen por su uso.

b. Sobrecargas.

La neutralización de la presión de expansión por sobrecarga impide la expansión. El problema estriba en el caso, que por otra parte será el común, en que los suelos expansivos estén en la parte superior de las terracerías o en la subrasante, pues si es así, la utilización del criterio de sobrecarga conducirá a la necesidad de proyectar pavimentos muy espesos, que resultarán caros. Ya se mencionó que en criterio de diseño de Hveem, que utiliza el Departamento de Carreteras de California, E.U.A., este criterio neutralizador se utiliza rutinariamente. Cuando se emplean sobrecargas ha de tenerse en cuenta que los hombros quedan siempre relativamente descargados de por sí y han de ser también protegidos, lo que obliga a usar importantes cantidades adicionales de material, que en ocasiones habrá inclusive de ser compactado.

c. Subdrenaje y otros métodos.

El reducir a un mínimo los cambios de contenido de agua del suelo activo da magníficos resultados. Ha de tenerse en cuenta que la mayor parte de los daños serios en los pavimentos construidos sobre arcillas expansivas ocurren por cambios de contenido de agua en las partes laterales de los terraplenes, por lo que el subdrenaje deberá proyectarse para controlar sobre todo estas zonas.

En el proyecto del drenaje y subdrenaje para los propósitos en discusión conviene seguir las siguientes normas:

1. Los acotamientos del camino deben extenderse algo más allá de la pura conveniencia geométrica, preferentemente en un ancho similar a la profundidad del suelo activo. El material que forme las ampliaciones debe ser no activo.
2. Las instalaciones de drenaje superficial que impliquen acumulaciones de agua deben alejarse del pavimento cuanto sea posible. Lo mismo debe decirse de zonas arboladas o barreras vegetales formadas por árboles o arbustos grandes.
3. Las secciones en corte son más desventajosas que las secciones en terraplén.
4. Cualquier capa rompedora de ascensión capilar o eliminadora de agua que se infiltre desde las capas superiores del pavimento o cualquier membrana impermeable que se disponga para proteger la capa de suelo activo, deberá extenderse suficientemente o de llegar a los subdrenes laterales de zanja, si los hubiere.
5. Los subdrenes laterales de zanja pueden ser una estructura conveniente en estos problemas. Las zanjas deberán rellenarse de material --

filtro relativamente fino, para que no sólo puedan interceptar el flujo lateral hacia el interior de la sección, sino que también puedan constituir una fuente de humedad durante el período de sequía.

Puede ayudar el construir durante el período del año en el que el contenido de agua de los suelos naturales sea cercano a el valor de equilibrio que pueda esperarse, para prevalecer en el cuerpo de las terracerías y en la capa subrasante. Los cambios futuros de humedad serán menores cuanto menor sea la posibilidad de que la arcilla expansiva se seque; consecuentemente serán convenientes todas las medidas que conduzcan a tal fin. Durante la construcción deberá procurarse que transcurra el mínimo tiempo entre el desmonte, el despalme, el tendido de material y su compactación y la construcción total del pavimento, especialmente si se trabaja en verano. El cubrir las arcillas expansivas con capas de material granular es eficiente para evitar cambios volumétricos, pues el material granular, especialmente cuanto más grueso sea, preserva los meniscos del agua capilar en la parte superior de la arcilla, restringiendo la expansión.

Cuando se trabaja con arcillas relativamente secas convendrá añadir agua, preferentemente hasta valores cercanos al límite plástico; el criterio anterior puede ser de aplicación práctica difícil si se intenta en el momento del tendido y compactación del material, pues entonces suele ser difícil aumentar el contenido de agua más allá de un 2%; por el contrario, el contenido de agua puede elevarse con mucha mayor facilidad en el banco de préstamo.

Retrasar la pavimentación definitiva de un tramo construido sobre arcillas expansivas, no suele ser muy útil para minimizar los futuros cambios del contenido de agua. Se discute en la actualidad con vehemencia la eficacia de utilizar para la minimización señalada, membranas "impermeables" que cubran la subrasante o el material expansivo en la terracería; tales membranas, hechas con asfalto, se han empleado con éxito en Texas. La utilización de capas rompedoras de capilaridad puede ser otra alternativa para preservar al cuerpo del terraplén de cambios importantes del contenido de agua. Aún cuando los consumos de asfalto que se han reportado para construir membranas asfálticas protectoras no son altos (6 ó 7 lt/m²), de manera que la solución pudiera no quedar prohibida por la economía, posiblemente la capa rompedora de capilaridad será de mayor garantía a plazo largo; los gradientes hidráulicos -- por efecto de succión entre las arcillas secas, a las que separa la membrana de suelos más húmedos, pueden ser suficientes para propiciar flujos muy importantes a través de las pequeñas grietas o fisuras que puedan ir desarrollándose en la delgada capa asfáltica.

Algunos autores han observado que dá buenos resultados el anegar las subrasantes que muestran tendencias a la expansión, con la suficiente cantidad de agua en momentos anteriores a la construcción. La inundación produce una gran parte del movimiento de expansión posible, de manera que con posterioridad a la construcción se producen cambios volumétricos mucho menores que los que se tendrían de no usar el método. El requisito es utilizar un método -- que permita al agua penetrar homogéneamente en los materiales expansivos; esto se ha hecho a veces perforando pozos de la suficiente profundidad y de unos 10 cm de diámetro, a través de los cuales se incorpora el agua al terre-

no natural o a las terracerías, según el caso. El método anterior ha sido utilizado sobre todo en zonas destinadas a la construcción de edificios, y no se tienen respecto a él experiencias en vías terrestres. De todas maneras el humedecimiento intenso, previo a la construcción de los materiales expansivos - debe verse como una operación que mejora su comportamiento futuro.



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

**CURSOS ABIERTOS
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I**

PRODUCCION DE AGREGADOS

ING. RAFAEL LIMON LIMON

INTRODUCCION

LA CORRECTA SELECCION DEL EQUIPO DE TRITURACION, ES UNO DE LOS FACTORES, QUE SIN LUGAR A DUDAS, INFLUYEN MAS. TANTO EN EL RESULTADO TECNICO, COMO EN EL RESULTADO ECONOMICO, EN LA CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES DE INFRAESTRUCTURA O CONSTRUCCION PESADA, COMO CAMINOS, AEROPISTAS, CORTINAS DE PRESAS DE CONCRETO TIPO GRAVEDAD O TIPO ARCO-BOVEDA, CORTINAS DE PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS, VERTEDORES, TUNELES, CANALES Y OBRAS HIDRAULICAS EN GENERAL, VIAS FERREAS, ETC.

TODO PROBLEMA DE SELECCION DE EQUIPO DE TRITURACION POR SIMPLE QUE SEA, REQUERIRA DE UNA INFORMACION BASICA NECESARIA, PARA PODER OBTENER LA SOLUCION DEL MISMO, ADECUADA A LAS NECESIDADES DE LA OBRA PARTICULAR, TANTO DESDE EL PUNTO DE VISTA CUALITATIVO, COMO DESDE EL PUNTO DE VISTA CUANTITATIVO.

COMO EJEMPLO DE GRANDES OBRAS DE INGENIERIA CIVIL EN EL MUNDO, EN LAS CUALES LA CORRECTA SELECCION DEL EQUIPO DE PRODUCCION DE AGREGADOS PETREOS CONSTITUYO UNO DE LOS PILARES BASICOS DEL EXITO DE SU CONSTRUCCION, SE TIENE LA CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS DE LA PRESA DE TARBELA EN PAKISTAN, SOBRE EL RIO INDO, CON VOLUMEN DE 150 MILLONES DE METROS CUBICOS, Y LA CORTINA DE CONCRETO TIPO GRAVEDAD DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA DE ITAIPU, SOBRE EL RIO PARANA, EN LA FRONTERA DE BRASIL Y PARAGUAY, CON UN VOLUMEN TOTAL DE CONCRETO HIDRAULICO PRODUCIDO, DEL ORDEN DE LOS 20 MILLONES DE METROS CUBICOS. AMBAS DE DICHAS OBRAS, CONSTITUYEN CADA UNA EN SU TIPO, RECORDS MUNDIALES DIFICILES DE SUPERAR.

POR LO QUE SE REFIERE A NUESTRO PAIS, MEXICO, LAS EXPERIENCIAS EN LA CONSTRUCCION DE GRANDES PRESAS (APULCO, INFIERNILLO, CHICOASEN, COMEDERO, SANTA ROSA, MALPASO, ETC.), ASI COMO DE CARRETERAS, AEROPUERTOS Y VIAS TERRESTRES EN GENERAL, HAN DEMOSTRADO LA IMPORTANCIA DECISIVA QUE PARA SU EXITOSA EJECUCION, TUVIERON EN CADA CASO, LA ADECUADA SELECCION DEL EQUIPO UTILIZADO EN LA INTEGRACION DE LAS PLANTAS DE PROCESO DE LOS AGREGADOS PETREOS REQUERIDOS EN CADA CASO.

EN EL PRESENTE TRABAJO, SE DESCRIBIRAN, TANTO LOS EQUIPOS DE TRITURACION, COMO LOS EQUIPOS COMPLEMENTARIOS (ALIMENTADORES, TRANSPORTADORES DE BANDA, CRIBAS VIBRATORIAS, ETC.), QUE LA TECNOLOGIA O " ESTADO DEL ARTE " ACTUAL, PONEN A DISPOSICION DE LOS PRODUCTORES DE AGREGADOS PETREOS, DESTINADOS A LA CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES, INCLUYENDO TANTO TABLAS DE CAPACIDADES, COMO GRAFICAS, QUE SE NECESITAN PARA LA SOLUCION NUMERICA DE PROBLEMAS ESPECIFICOS, ASI COMO ALGUNOS EJEMPLOS PRACTICOS DE APLICACION QUE PERMITAN UTILIZAR DICHA INFORMACION.

ING. PEDRO LUIS BENITEZ ESPARZA.

INDICE

	Pág.
INTRODUCCION	
CAPITULO I. AGREGADOS PETREOS.	1
1.1 Especificaciones generales	1
1.1.1 Agregados para concretos hidráulicos	1
1.1.2 Agregados para caminos y aeropistas	1
1.1.3 Agregados para ferrocarriles	2
1.2 Obtención de agregados	2
1.2.1 Clasificación de las rocas	2
1.2.2 Características que influyen en la selección del equipo de trituración	3
1.2.3 Extracción	3
1.2.4 Pruebas para determinar las características de una roca	6
CAPITULO 2. EQUIPO DE TRITURACION	8
2.1 Generalidades	8
2.2 Conceptos básicos	9
2.2.1 Efectos mecánicos	9
2.2.2 Índice de reducción	10
2.2.3 Coeficiente de forma	11
2.2.4 Proceso de producción de agregados	13
2.3 Trituración primaria	13
2.3.1 Quebradoras de quijadas	13
2.3.2 Quebradoras giratorias	17

2.4	Trituración secundaria y terciaria.	18
2.4.1	Trituradoras de rodillos	18
2.4.2	Trituradoras de impacto y martillo	20
2.4.3	Trituradoras de cono	23
CAPITULO 3.	EQUIPO COMPLEMENTARIO	29
3.1	Tolvas	29
3.1.1	Usos	31
3.1.2	Recomendaciones	32
3.2.	Cribas	35
3.2.1	Cribas vibratorias inclinadas	37
3.2.2	Criba horizontal	39
3.2.3	Criba giratoria	39
3.2.4	Capacidad de las cribas vibratorias	39
3.3	Alimentadores	41
3.3.1	Alimentador de mandil o tablero metálico	42
3.3.2	Alimentador reciprocante o de plato	44
3.3.3	Alimentador vibratorio con o sin rejilla (Grizzly) de precibado	45
3.3.4	Otros tipos de alimentadores	47
3.3.5	Selección de alimentadores	47
3.4	Equipo de lavado y desenlodadores	49
3.4.1	Flautas de riego	49
3.4.2	Desenlodadores	57
3.5	Transportadores de banda	59
3.6.	Elevadores de cangilones	62
CAPITULO 4.	TENDENCIAS ACTUALES EN LA SELECCION DEL EQUIPO DE TRITURACION	63
CAPITULO 5.	EJEMPLO NUMERICO	82
CAPITULO 6.	SELECCION DE LOS ALIMENTADORES DE ROCA	91
	ANEXOS	94
1.	CAPACIDADES DE PRODUCCION	95
2.	CURVAS GRANULOMETRICAS DEL PRODUCTO TRITURADO	98
3.	CAPACIDAD DE CRIBAS VIBRATORIAS	101
4.	SELECCION DE BANDAS TRANSPORTADORAS	104

1

1. AGREGADOS PETREOS

1.1 ESPECIFICACIONES GENERALES

Los agregados pétreos son fragmentos duros y resistentes, libres de materiales contaminantes, conforme a las siguientes especificaciones granulométricas (materiales más utilizados en obras civiles).

1.1.1 Agregados para concretos hidráulicos

Generalmente se producen por vía húmeda, para evitar que con la presencia de finos, haya un consumo excesivo de cemento. Los tamaños utilizados, de acuerdo con normas de la ASTM son:

Arena:	1/4"	-	0
Grava # 1:	3/4"	-	1/4"
Grava # 2:	1½"	-	3/4"
Grava # 3:	3"	-	1½"
Grava # 4:	6"	-	3"

1.1.2 Agregados para caminos y aeropistas

Se producen por vía seca, por ser más económico y para producir los finos que le darán continuidad a la curva granulométrica indispensable en materiales para base y carpeta. Los tamaños recomendados son:

Material de sub-base	2"	-	0
Material de base:	1½"	-	0
Material de carpeta:	3/4"	-	0
Material de sello:	3/8"	-	3/16"

1.1.3 Agregados para ferrocarriles

Se producen por vía seca por economía, los finos son desperdicio. Los tamaños recomendados son:

Balasto:	1½"	-	3/4"
Balastino fino (screening):	3/4"	-	1/4"

Generalmente se da una tolerancia de + 5% tanto en sobretamaño como en subtamaño, existiendo normas estrictas para la composición granulométrica interna de las arenas para elaborar concretos hidráulicos (norma ASTM C33-61T), como sigue:

	Malla	Porcentaje de material que pasa
	3/8"	100
# 4 (4.76 mm)		95 a 100
# 8 (2.38 mm)		80 a 100
# 16 (1.19 mm)		50 a 85
# 30 (0.595 mm)		25 a 60
# 50 (0.297 mm)		10 a 30
# 100 (0.149 mm)		2 a 10

1.2 OBTENCION DE LOS AGREGADOS

La materia prima (material en greña) para la producción de agregados pétreos, se obtiene de bancos de roca o de yacimientos de agregados naturales de río o de depósitos de aluvión, conglomerados, etc., fundamentalmente. En mucha menor proporción, de escorias de alto horno, así como de productos sintéticos provenientes de la cocción de horno rotatorio de materiales sílico-aluminosos.

Antes de obtener los agregados debemos conocer las características de la materia prima que como se mencionó generalmente es la roca.

1.2.1 Clasificación de las rocas

Las rocas se dividen en tres grandes categorías geológicas:

- a) Rocas ígneas (basaltos, granitos, riolitas, andesitas)
- b) Rocas sedimentarias (caliza, arenisca, dolomitas)
- c) Rocas metamórficas (esquistos, gneiss, mármol)

Rocas ígneas.- Son aquellas que se originan por el enfriamiento del magma proveniente del interior de la tierra.

Este enfriamiento puede ocurrir de una manera lenta dentro de la corteza terrestre, dando origen a rocas de granos gruesos conocidas como intrusivas (el granito es un ejemplo de ellas) o bien, de una forma rápida en contacto con la atmósfera, lo que da lugar a rocas de grano fino conocidas con el nombre de rocas extrusivas (como es el caso del basalto).

Por lo general las rocas ígneas son muy duras y abrasivas ya que tienen un gran contenido de sílice (SiO_2).

Rocas sedimentarias.- Son aquellas que provienen del arrastre y consolidación de fragmentos de rocas ígneas ocasionados por las acciones de los elementos naturales como viento, lluvia, glaciares, etc. Los conglomerados, areniscas, calizas, etc. son ejemplo de este tipo de rocas.

Rocas metamórficas.- Son rocas que por altas temperaturas y presiones cambiaron su textura y propiedades físicas aún cuando las químicas no lo hicieron; pertenecen a este grupo: esquistos, mármol, gneiss, etc.

Los tres tipos de roca anteriormente descritos están formados por los mismos minerales, de tal manera que entre ellas se forma un ciclo, llamado "ciclo de las rocas" (Fig. 1).

1.2.2 Características que influyen en la selección del equipo de trituración.

Para poder seleccionar adecuadamente el equipo de trituración es necesario conocer las propiedades de las rocas que podrían afectar al equipo, éstas son principalmente dos: el grado de dureza generalmente dado por la escala de Mohs, tabla 1 y el grado de abrasividad, medido por el porcentaje de sílice. Si contiene más del 6% la roca es abrasiva y esto puede ser perjudicial para cierto tipo de equipo.

1.2.3 Extracción

La extracción de las rocas a cielo abierto, tiene dos series de operaciones:

- a) Trabajos preparatorios

Antes de proceder a la extracción del material, es necesario re

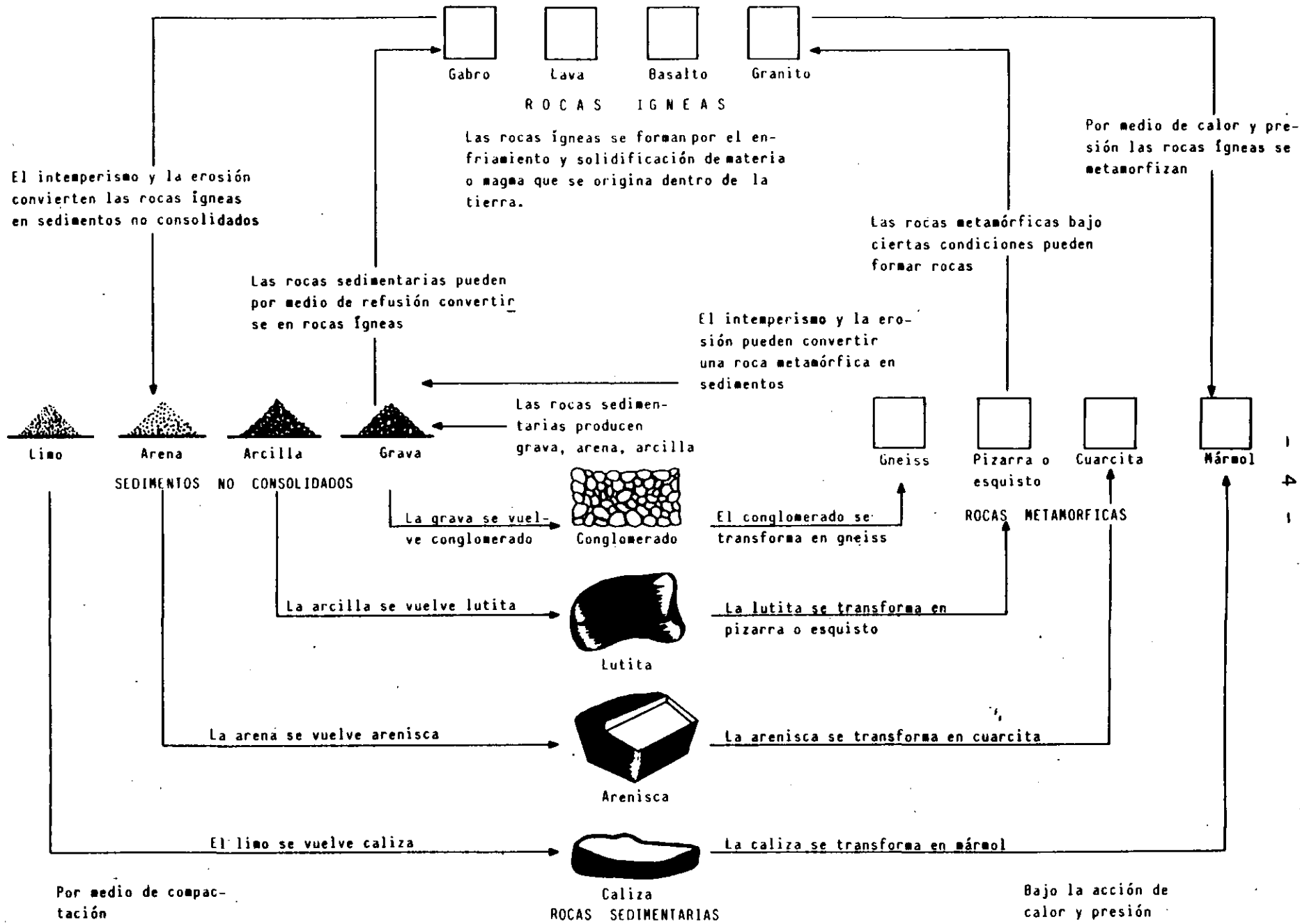


FIG. 1 CICLO DE LAS ROCAS

ESCALA DE MOHS

Dureza	Ejemplo
1	Talco, bauxita, grafito
2	Yeso, mica, caolinita
3	Calcita, mármol, pizarra
4	Fluorita, granito, areniscas.
5	Apatita, esquistos, hematita
6	Olivino, feldespato, calciedonia
7	Cuarzo, basalto
8	Topacio, circón
9	Corindón, serpentina, rubí
10	Diamante.

TABLA 1.

tirar los terrenos constituidos de tierra vegetal, tepetate, limos y arcillas, etc., realizando las operaciones de despalle y desenraice con escrapas, tractores, arados, etc., hasta dejar abierta a la pederera con su frente de ataque en uno o varios pisos, con las terrazas respectivas para permitir la evolución de las máquinas de perforación, del equipo de carga y del equipo de evacuación del material extraído.

b) Extracción propiamente dicha

La extracción puede realizarse manualmente (en desuso), por medios mecánicos y por explosivos.

Los materiales suaves (pizarra, calizas blandas, lignito, etc.), se extraen por medio de equipos análogos a los empleados para las operaciones de despalle.

El caso más general, es la extracción por medio de explosivos, con los cuales se dislocan los bancos de roca y se obtiene una fragmentación en bloques de un tamaño tal, que se permite su manejo con los medios de carga y de transporte disponibles, así como su entrada a la boca de la quebradora primaria.

En muchas ocasiones, a pesar de las precauciones tomadas en las voladuras masivas de los bancos de roca, un porcentaje medio del 20% al 30% de bloques, son demasiado grandes para manejarse con los medios de que se dispone. Es necesario una reducción secundaria de dichos bloques por medio de dinamita (barrenación secundaria o plastas) o por medios mecánicos (pilón o "drop-ball").

La carga se realiza por cargadores frontales sobre neumáticos o sobre orugas y por palas mecánicas y el transporte a la planta de trituración, por camiones de diversas capacidades. En caso de acarreos relativamente cortos, el cargador frontal sobre neumáticos, puede satisfactoriamente realizar la operación de transporte a la planta de trituración.

1.2.4 Pruebas para determinar las características de una roca

Para conocer las características de la roca que se piensa emplear, es necesario hacer algunas pruebas como son: Esfuerzo de compresión, gravedad específica, absorción, dureza de Dorry y de abrasión, a través de las pruebas Deval y Los Angeles, siendo esta última la más usual.

La prueba de Los Angeles evalúa la resistencia a la abrasión a partir del incremento en material fino que se produce al golpear los agregados con balas de acero dentro de un recipiente. La prueba se lleva a cabo de la siguiente manera:

Se carga un tambor como el que se muestra en la figura 2, con

5000 gr de material limpio y seco (A) cuya granulometría sea muy parecida o en su caso igual a la que se pretende utilizar.

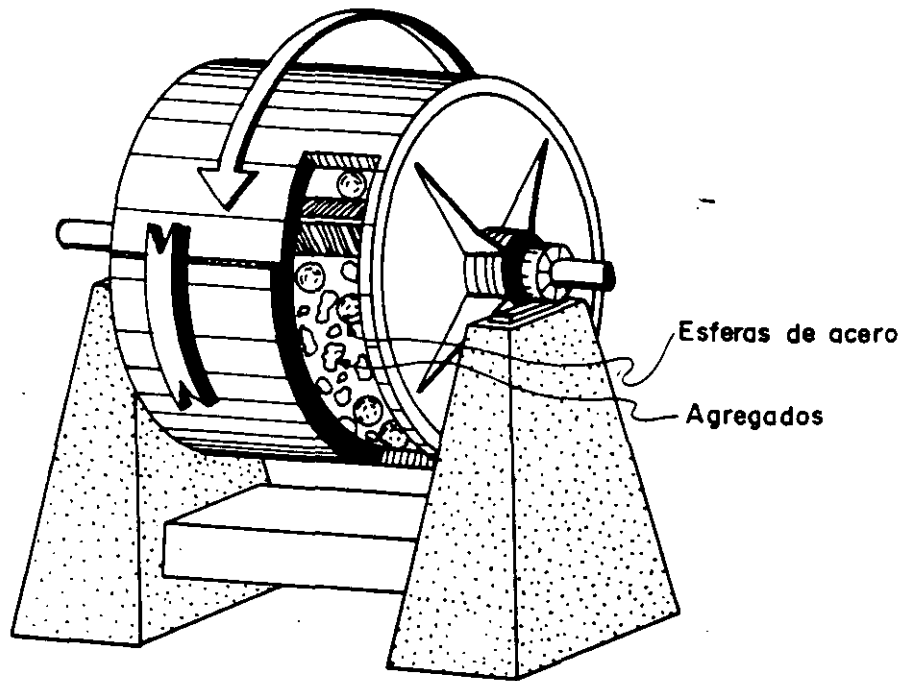


FIG. 2 TAMBOR PARA PRUEBA "LOS ANGELES"

A continuación, se coloca un peso normalizado de esferas de acero, las cuales habrán de actuar como carga abrasiva. El tambor se hace girar 500 veces a una velocidad de 30 a 33 R.P.M.; el agregado se saca y repasa por una criba del # 12, el material retenido se lava, se seca y se pesa (B) para calcular el porcentaje de desgaste.

$$\text{Porcentaje de desgaste} = \frac{A - B}{A} \times 100$$

Entre más bajo sea este coeficiente, más dura es la roca.

2

2. EQUIPO DE TRITURACION

2.1 GENERALIDADES

La preparación de los agregados tiene por objeto transformar el "Material en Greña" proveniente de la pedrera o de un banco de agregados naturales, y compuesto de elementos de todas dimensiones, desde bloques grandes hasta elementos finos e impurezas de arcilla y limo, en materiales limpios, clasificados en las categorías granulométricas requeridas.

Para realizar dichas operaciones, se cuenta con equipo de trituración propiamente dicho y equipo complementario, o sea aquellas máquinas que sin participar directamente en las operaciones de trituración, son indispensables para realizar los procesos necesarios en la transformación del material en greña o natural, a material útil que reúna ciertas especificaciones.

Por lo que respecta al equipo de trituración, desgraciadamente hasta la fecha no se ha diseñado una máquina universal que en un solo paso o etapa, convierta el material natural en agregados útiles, sino que dicha transformación se deberá realizar en varios pasos o etapas de acuerdo con el material natural disponible y con las especificaciones que deban cumplirse.

Se describirán someramente los siguientes tipos de equipos:

Equipo de Trituración

- | | |
|--|---|
| 1.- <u>Trituración Primaria</u>
Greña a 10" - 4" | 1.1.- Quebradoras de Quijadas
1.2.- Quebradoras Giratorias |
| 2.- <u>Trituración Secundaria</u>
12" - 4" a 3" - 1" | 2.1.- Trituradoras de Cono "S"
2.2.- Trituradoras de Rodillo Doble
2.3.- Trituradoras de Impacto |
| 3.- <u>Trituración Terciaria</u>
3" - 1" a 3/4" - 1/4" | 3.1.- Trituradoras de Cono "FC"
3.2.- Trituradoras de Rodillo Triple
3.3.- Trituradoras de Martillos |
| 4.- <u>Trituración Cuaternaria</u>
ó <u>Molienda</u>
3/4" a 1/4" a menor de-
1/4" | 4.1.- Trituradora de Conos "VFC"
4.2.- Molinos de Barras
4.3.- Molinos de Bolas
4.4.- Pulverizadoras |

Equipo Complementario





5. Cribas vibratorias (horizontales e inclinadas)
6. Alimentadores (de delantal, de plano o reciprocantes, vibratorios)
7. Gusanos lavadores, ciclones, tanques clasificadores y tambores desenlodadores (scrubbers).
8. Bandas transportadoras
9. Elevadores de cangilones
10. Motores eléctricos y de combustión interna.

2.2 CONCEPTOS BASICOS

2.2.1 Efectos mecánicos

Todas las máquinas de trituración tiene como común denominador la reducción de tamaño de un material pétreo; para ello se le aplican esfuerzos a la roca hasta provocar su ruptura o falla a través de efectos mecánicos como: impacto, desgaste, corte y compresión.

Las máquinas de trituración más utilizadas en las obras civiles, emplean los métodos mecánicos de reducción indicados en el siguiente cuadro:

QUEBRADORA	METODO DE REDUCCION			
	IMPACTO 	DESGASTE 	CORTE 	COMPRESION 
IMPACTO	■			
PULVERIZADOR	■			
MARTILLOS	■	■	■	
RODILLOS			■	■
GIRATORIAS	■			■
QUIJADAS	■			■
CONO	■			■

Para decidir cuál es el equipo de trituración apropiado para resolver un determinado problema de producción de agregados, es necesario tener en consideración tanto la naturaleza de la materia prima por procesar, como el trabajo idóneo para cada tipo de trituradora, para poder hacer una selección de equipo técnica y económicamente válida.

Dos de los conceptos básicos que definen el comportamiento y campo de aplicación de los diferentes tipos de quebradoras son: índice de reducción y coeficiente de forma.

2.2.2 Índice de reducción

Se define el índice de reducción de una máquina de trituración, a la relación:

$$I_R = \frac{D}{d}$$

entre el tamaño "D" del fragmento de roca a la entrada de la máquina y el tamaño "d" del producto de la trituración a la salida. Dicho índice de reducción varía con cada tipo de trituradora, de acuerdo con la mecánica de su construcción y con los métodos de reducción por ella utilizados (fig. 3).

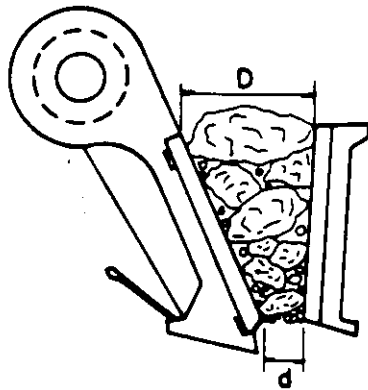


Fig. 3

Dicho índice varía según el tipo de la trituradora. Sus valores medios son:

TIPO DE TRITURADORA	INDICE DE REDUCCION
Quijada	8 a 1
Giratoria	8 a 1
Cono secundario	10 a 1
Rodillo doble	3 a 1
Impacto	30 a 1
Cono FC terciario	10 a 1
Rodillo triple	6 a 1
Martillos	20 a 1
VFC (cono cuaternario)	6 a 1
Molino de barras	15 a 1
Molino de bolas	30 a 1

2.2.3 Coeficiente de forma

Sea un fragmento de roca, cuya dimensión mayor sea representada por "L" y sea "V" el volumen de dicho fragmento y "v" el volumen de una esfera cuyo diámetro sea "L" (fig. 4).

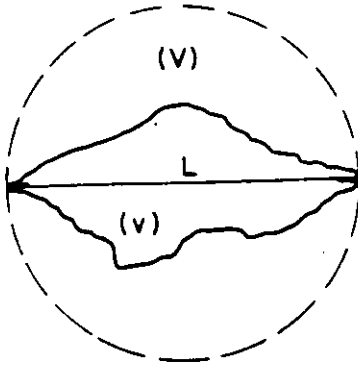


Fig. 4

Se define como "Coeficiente de Forma" de dicho fragmento a la relación:

$$C_F = \frac{v}{V} = \frac{v}{\frac{\pi L^3}{6}}$$

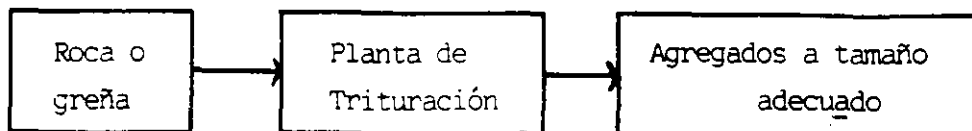
obteniéndose de la aplicación de dicha fórmula los valores promedio siguientes, en los fragmentos más comunes:

Forma de fragmento:	Valor del Coeficiente de Forma:
Esférico	1
Cúbico	$\frac{2}{\pi\sqrt{3}} = 0.37$
Tetraedro Regular	$\frac{1}{\pi\sqrt{2}} = 0.22$
Canto rodado	0.34
Grava triturada	0.22
Lajas	0.07
Agujas	0.01

Los dos últimos tipos de fragmentos (lajas y agujas), generalmente se prohíben por las normas de calidad de control de agregados pétreos admitiéndose como máximo de 5 a 8% en peso debido a que por su forma, son partículas débiles con mucha tendencia a fracturarse.

2.2.4 Proceso de producción de agregados

El proceso para la producción de agregados es el siguiente:



Los objetivos centrales en la producción de agregados son:

- Cumplir las normas de tamaño y calidad.
- Producir el agregado al costo mínimo posible.

El equipo de trituración, básicamente sigue siendo el mismo que hace 50 años, lo que se ha ido modernizando es el equipo complementario, incrementando la eficiencia de las Plantas de Proceso de Agregados Pétreos.

Para poder realizar una buena selección es necesario conocer las características del equipo de trituración.

2.3 TRITURACION PRIMARIA

Es la primera etapa de reducción de los materiales pétreos; en ella se convierte el material producto de la explotación del banco de roca o "greña", a fragmentos entre 12" y 4". Existen varios tipos de máquinas capaces de realizar esta reducción las más importantes son las quebradoras de quijadas y las giratorias.

2.3.1 Quebradoras de quijadas.

Definitivamente es la quebradora de quijadas de simple Togle con excéntrico superior (fig. 5), la que se utiliza para realizar la primera etapa de reducción de los materiales pétreos, en las plantas móviles camineras, en prácticamente todos los casos, así como en la mayoría de las instalaciones fijas de producción de agregados para la industria de la construcción.

Las trituradoras de quijadas se designan en base al ancho y longitud expresado en pulgadas del rectángulo que constituye la boca de admisión, las más comunes son 10"x 16", 10"x 21", 10"x 30", 12"x 36", 15"x 24", 20"x 36", 25"x 40", 30"x 42", 36"x46", 44"x48", 50"x60" y 66" x 84".

Equipo de mecánica simple. Se utiliza en las plantas portátiles, en tamaño que van desde 12"x48", con pesos de 5,300 Kg hasta 48,000 y producciones desde 18t/hr hasta 840 t/hr, de acuerdo con el tamaño de la máquina, abertura de salida y naturaleza geológica del material, alcanzado índices

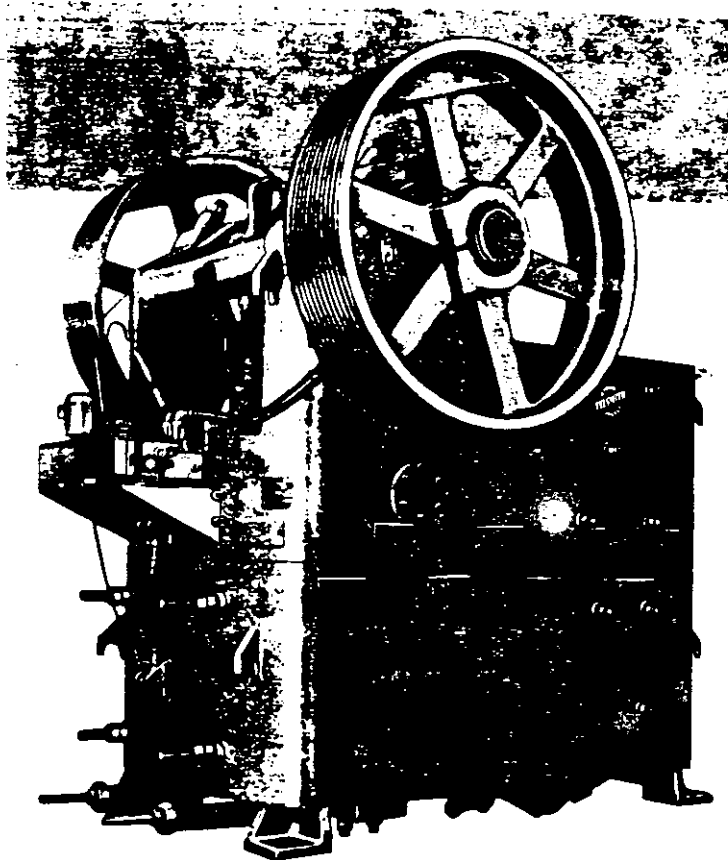


Fig. 5. Vista exterior. Quebradora de quijadas 44" x 48".

de reducción promedio de 8 a 1.

El trabajo de estas trituradoras se basa principalmente en los efectos de impacto y de compresión.

La quebradora de quijadas (Fig. 6) consta de un bastidor construido generalmente de placas de acero electrosoldadas y relevadas de esfuerzo (1), en el cual está apoyada una flecha (2) elaborada de acero de alta resistencia al impacto con aleaciones de níquel, cromo y molibdeno. De la flecha o árbol principal cuelgan la biela o pitman (3) unida a la flecha por rodamiento de alta resistencia, la biela se fabrica de placas de acero electrosoldadas y constituye la quijada móvil propiamente dicha. En la parte inferior está articulada a través de un elemento llamado togle o trampilla de articulación (4) que es un elemento fabricado a base de un material estructuralmente débil como es el fierro fundido, con el objeto de cumplir una doble misión; además de articular la quijada móvil, sirve como fusible en el caso que por accidente se introduzca a la máquina un fragmento de material no triturable como puede ser la cabeza de un martillo o el diente de un cucharón. En ese momento, el togle se rompe y permite el libre paso del fragmento sin ocasionar daños mayores a la máquina.

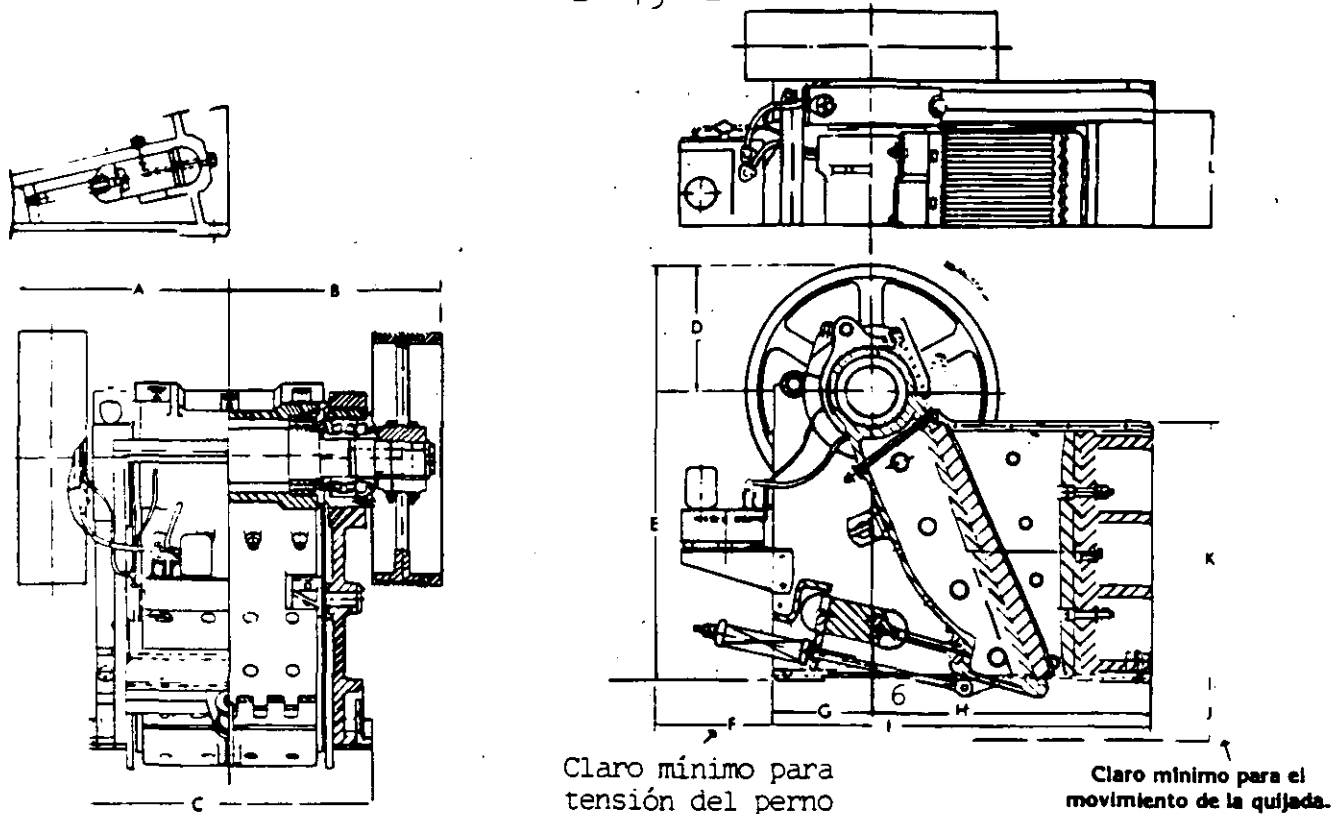


FIG. 6 CORTE ESQUEMATICO TRITURADORA DE QUIJADAS

Tanto la quijada móvil como la fija que está en el bastidor, están revestidas por las muelas o quijadas (5) que son piezas de desgaste intercambiables fabricadas de acero con 12% a 14% de manganeso. En las partes laterales de la cámara de trituración existen placas del mismo material de forma trapezoidal y triangular que periódicamente se sustituyen de acuerdo a la abrasión del material.

En la parte inferior de la quijada móvil existe un tirante (6) a base de una varilla que en su parte de apoyo al bastidor tiene un resorte para asegurar el retroceso adecuado de la máquina.

En el apoyo del togle se pueden quitar y poner libremente calzas o laines de placa metálica de diversos calibres, si se quiere aumentar o reducir la abertura de salida (7).

En la parte superior se encuentra la boca de entrada del material (8) y la flecha o eje excéntrico (2) que describe un movimiento de rotación, el cual provoca que el extremo superior de la Biela sufra un movimiento circular, mientras que el extremo inferior, describe también un arco de círculo, haciendo que la quijada tome de esta forma un movimiento complejo. El material es triturado por la compresión y el impacto que las quijadas le aplican hasta llegar al tamaño de salida.

La quebradora de quijadas, es una máquina que se diseñó a principios del siglo XX y que en realidad ha sufrido pocos cambios, pudiéndose señalar entre ellos la lubricación automática a base de aceites y la regulación hidráulica de la abertura de salida.

En algún tiempo se utilizaron las quebradoras de quijadas gemelas (Fig. 7) móviles, pero hoy prácticamente han quedado en desuso debido a su alto costo de adquisición y de operación así como la de doble Togle o Blake (Fig. 8). Existen también las tipo Dodge y de percusión que se usan exclusivamente para pruebas de laboratorio.

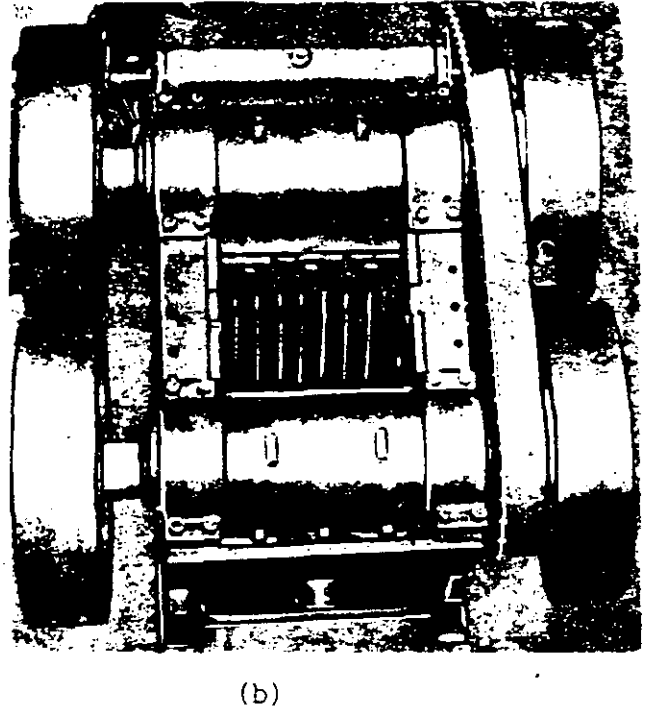
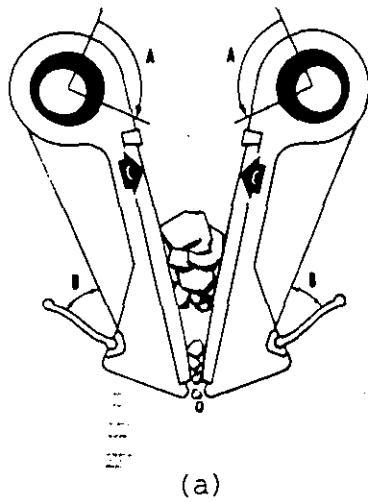


Fig. 7. Quebradora de Doble Quijada Móvil.

a).- Corte esquemático.

b).- Vista exterior.

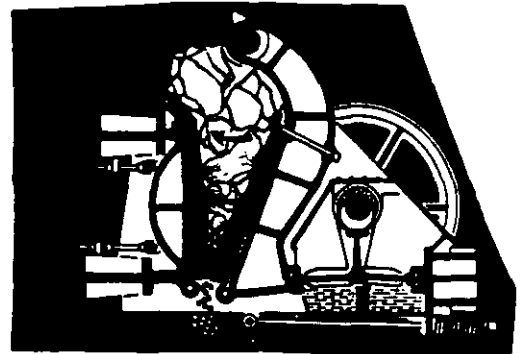


Fig. 8. Quebradora de Quijadas tipo Blake "Doble Togle" o "Doble Biela"

2.3.2 Quebradoras Giratorias

Este tipo de máquinas se utilizan generalmente en instalaciones mineras y cementeras o en obras de ingeniería donde se necesiten producciones de más de 1000 t/h.

En las trituradoras giratorias (Fig. 9), la reducción del material se obtiene por la presión entre un bastidor anular fijo (1) en forma de cono llamado anillo cóncavo y un pilón o cabeza (2) también en forma troncocónica, pero en sentido inverso el cual está apoyado en una flecha (3) que cuelga de una araña (4) localizada en la parte superior sostenida por un travesaño a través de la abertura de entrada (5). El apoyo inferior de la flecha está alojado en un mecanismo excéntrico (6), que al accionarse a través de la polea ranurada (7), flecha horizontal (8), piñón (9) y corona dentada produce un movimiento de campaneó que provoca a la roca alimentada por la parte superior los efectos de impacto y compresión, evacuándola por la parte inferior de acuerdo a un tamaño que dependerá de la abertura de salida (10).

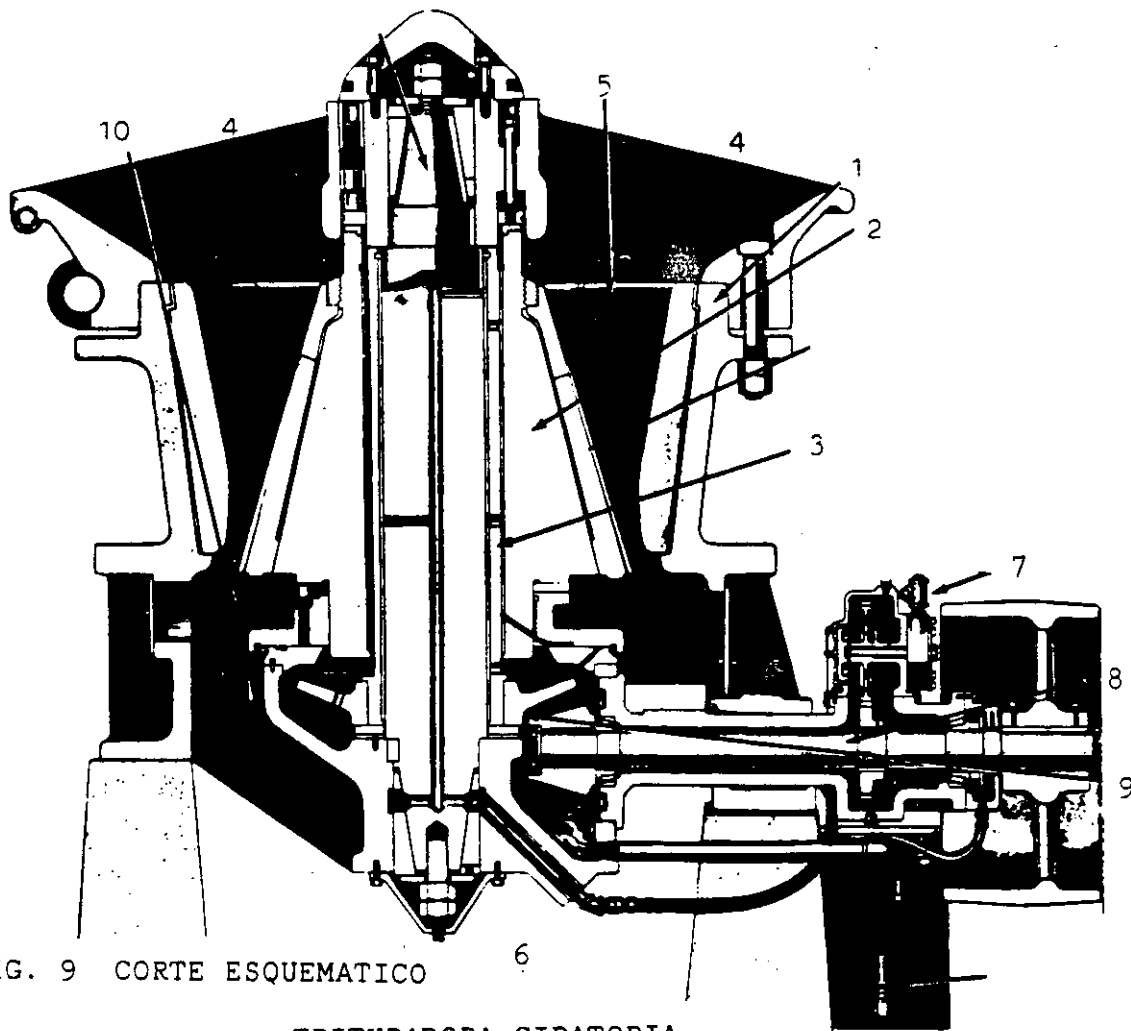


FIG. 9 CORTE ESQUEMATICO

TRITURADORA GIRATORIA

Estas máquinas tienen una gran capacidad de producción, pero a su vez son muy pesadas, muy costosas y con dimensiones en su altura superiores a los 5 metros, lo que las hace poco prácticas para instalarse en grupos móviles o plantas portátiles.

El tamaño de este tipo de trituradoras se designa por el diámetro de admisión en pulgadas, siendo las más comunes de 8, 10, 13, 16, 20, 25, 30, 36, 42, 48, 54 y 60 pulgadas.

2.4 TRITURACION SECUNDARIA Y TERCIARIA

El material producto de una trituración primaria puede ya usarse en la elaboración de concretos hidráulicos (grava # 4), para ornamento, etc. Sin embargo, para obras civiles es necesario reducirlo aún más de tamaño.

Si bien la etapa primaria de trituración, desde hace ya muchos años se ha definido a la quebradora de quijadas como el equipo idóneo para las instalaciones de producción de agregados, en la etapa secundaria han existido en los últimos años cambios sensibles en la preferencia de los usuarios de dichos equipos.

En la etapa secundaria se reduce el material producto de la trituración primaria, es decir de 12" a 14", a fragmentos entre 3" a 1", que bien podrían ser material útil como grava para concreto, material de subbase, etc.

Las máquinas comúnmente utilizadas para realizar esta etapa son las trituradoras de cono, impacto y martillo y de rodillos.

2.4.1 Trituradoras de rodillos

Este tipo de trituradoras de mecánica simple, utiliza los efectos de compresión y corte para efectuar la reducción de tamaño del agregado pétreo.

En el pasado éste era el equipo más popular, hoy en día, su utilización ha quedado reducida al tratamiento de materiales suaves y poco abrasivos como son caliza, carbón y yeso debido a que con rocas altamente abrasivas, el desgaste que se presenta en forma de surcos profundos en la superficie cilíndrica de los rodillos hace que se tengan altos costos de mantenimiento, presentándose también las siguientes limitaciones:

- 1.- El diámetro de los rodillos debe ser de 20 a 30 veces mayor al tamaño de los fragmentos en la alimentación para que pueda apresarlos y triturarlos.

- 2.- La producción es directamente proporcional al ancho de los rodillos (Fig. 10) sin embargo un ancho demasiado grande, provoca desgaste irregular y rápido más fuerte en el centro que en los extremos.

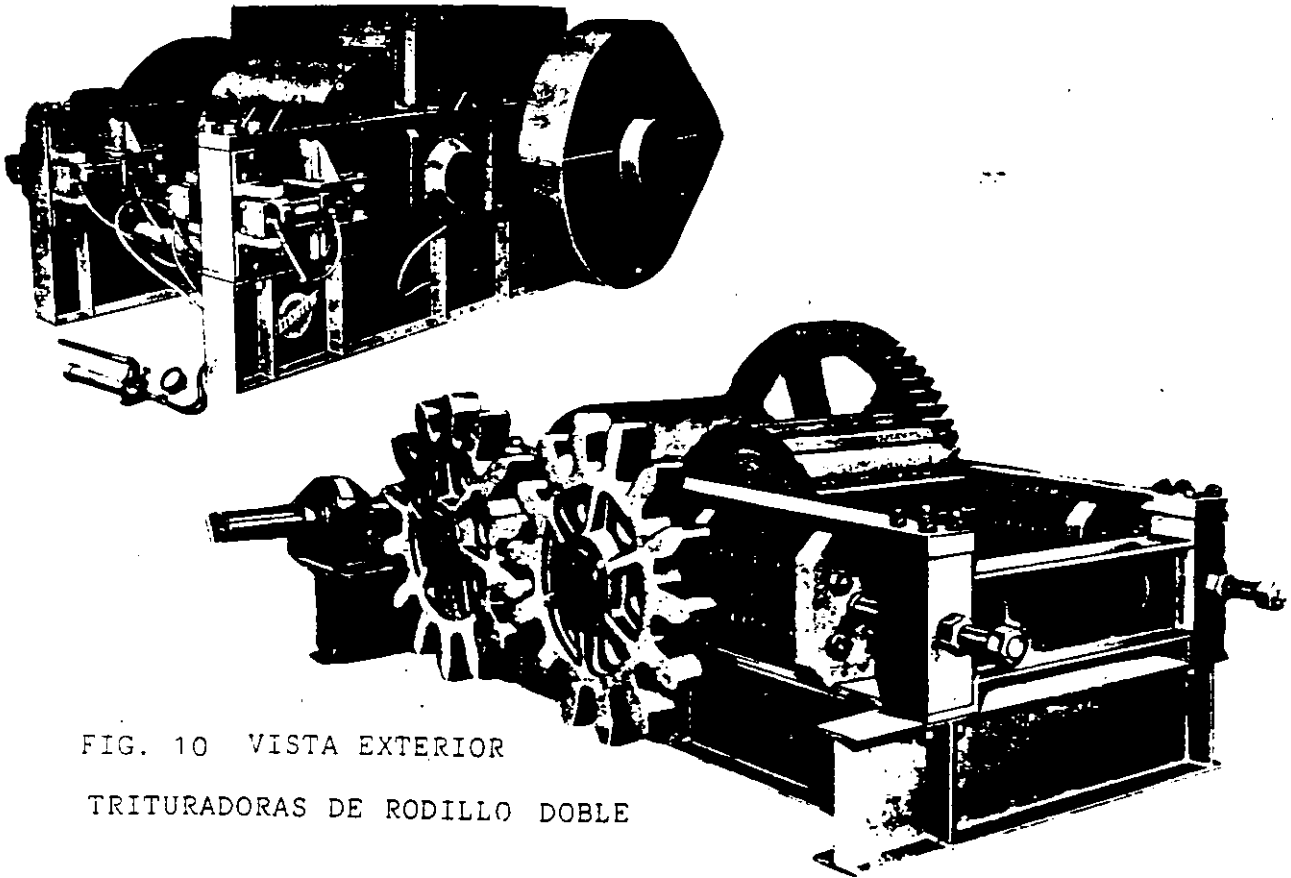


FIG. 10 VISTA EXTERIOR
TRITURADORAS DE RODILLO DOBLE

El índice de reducción que se logra con estas máquinas es relativamente bajo 3 a 1 como máximo debido fundamentalmente a las limitaciones que se tienen en los tamaños de los alimentadores. Se ha procurado disminuir un poco este inconveniente, introduciendo un tercer rodillo, obteniéndose así una máquina que puede trabajar con mayores índices de reducción, aún cuando más costosa en inversión inicial y en operación (Fig. 11).

Para disminuir los problemas de alto costo de mantenimiento en dinero y tiempo, en el rectificando de los surcos de desgaste, se han diseñado máquinas de soldadura automática (Fig. 12) que mitigan un poco estos inconvenientes.

Los rodillos pueden ser lisos, para producir material fino y corrugados que no lo producen tan fino pero admite tamaños mayores.

El coeficiente de forma del material triturado en los rodillos es por regla general bajo, con una gran tendencia a formar muchas laminas en cierto tipo de rocas.

Por los motivos anteriormente descritos, en muchas instalaciones de producción de agregados, las trituradoras de rodillo han venido siendo sustituidas por otro tipo de máquinas, limitándose el uso de las mismas al proceso de cierto tipo de materiales suaves y poco abrasivos como se había mencionado anteriormente.

El tamaño de estas máquinas se designa por dos cifras, diámetro del rodillo por ancho del mismo, generalmente en pulgadas. Los más usuales son 24 x 16, 40 x 30, 30 x 26 en rodillo doble y 24 x 30, 40, 50 y 60 y 30 x 40, 50, 60 y 72 en rodillo triple.

2.4.2 Trituradoras de impacto y de martillo

Tanto las trituradoras de impacto (Fig. 13) como las de martillos (Fig. 14), utilizan básicamente el efecto de fuertes impactos de la roca contra las placas del bastidor, impulsadas por uno o dos rotos que están girando a elevadas revoluciones por minuto. En las trituradoras de martillo con rejilla que funciona como controlador del tamaño máximo del producto, existen también los efectos secundarios de corte y desgaste de la roca entre el martillo y la rejilla.

Con este tipo de máquinas se obtiene material cúbico de elevado coeficiente de forma, con índices de reducción de 20 a 1 y en ocasiones de 30 a 1. Desgraciadamente estas máquinas no son adecuadas para procesar rocas con más del 6% de contenido de sílice (SiO_2), por el fuerte desgaste que sufren sus martillos y barras de impacto, con los materiales pétreos abrasivos siendo aconsejable su empleo para tratar calizas, dolomitas, yesos, asbestos y en general todo tipo de minerales no abrasivos, pues de lo contrario se elevan muy fuertemente sus costos de mantenimiento.

El tamaño de estas trituradoras se designa con el diámetro del rotor por el ancho del mismo en pulgadas generalmente, indicando si es de simple o de doble rotor y si cuenta o no con rejilla de clasificación.

Generalmente las barras de impacto así como las cabezas de martillo se fabrican con aleaciones de acero resistentes a la abrasión ya que es necesario cambiarlas frecuentemente de acuerdo con el desgaste que les ocasiona el proceso de trituración.

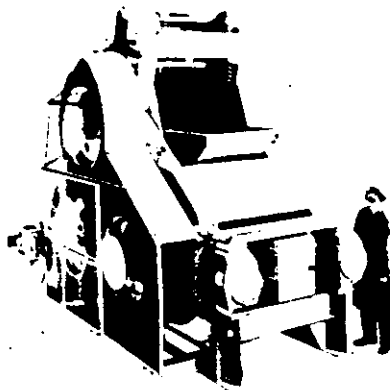
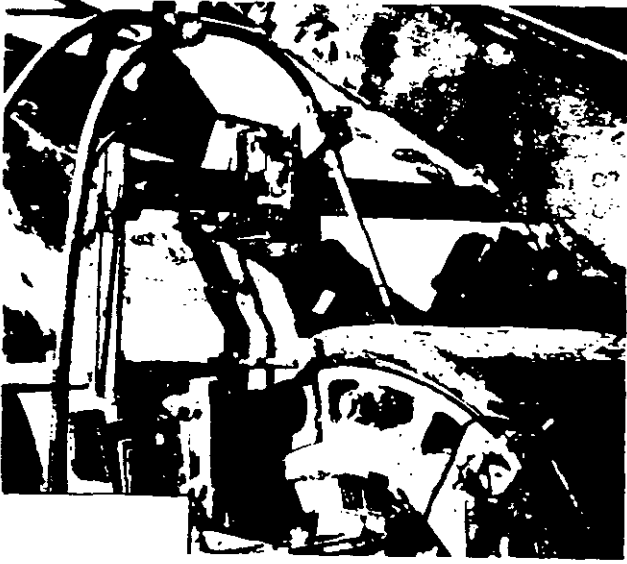
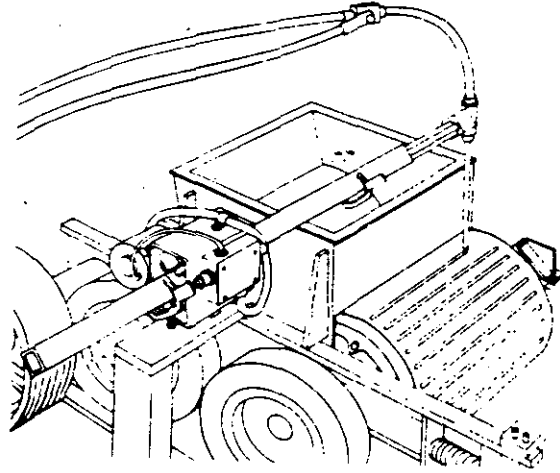


FIG. 11 TRITURADORA SECUNDARIA DE RODILLO TRIPLE

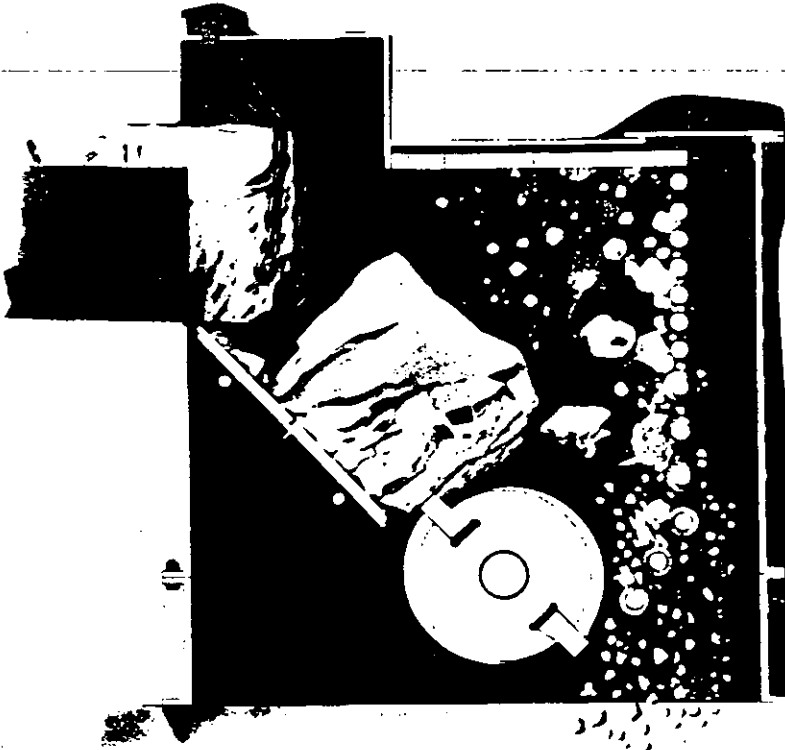


A) VISTA EXTERIOR

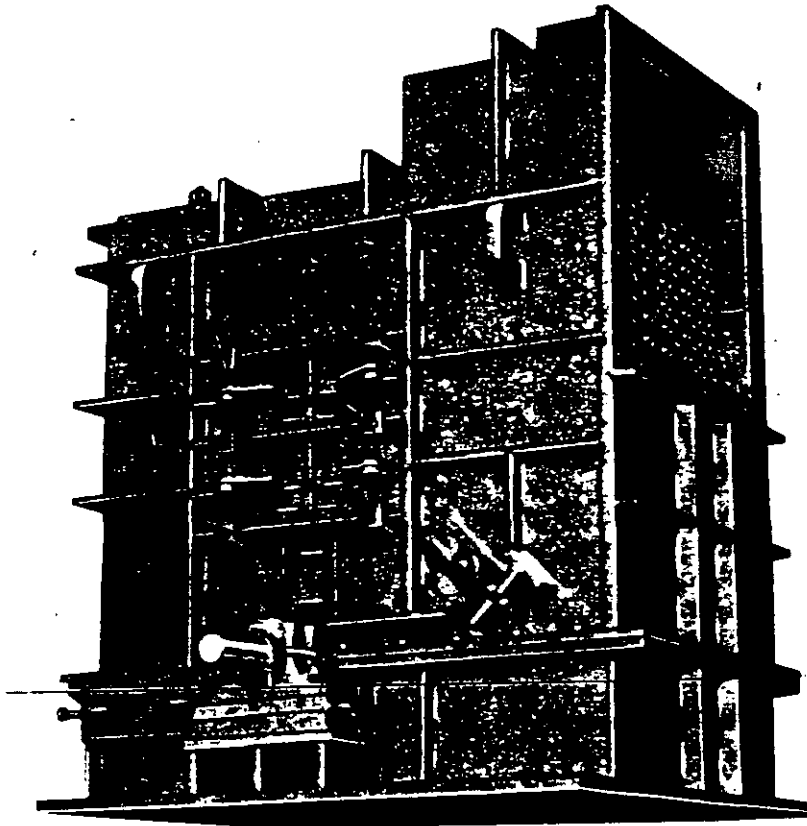


b) ESQUEMA DE APLICACION

FIG. 12 VISTA GENERAL Y ESQUEMA ILUSTRATIVO DE LA APLICACION CON EQUIPO AUTOMATICO, DE SOLDADURA RESISTENTE A LA ABRASION, PARA COMPENSAR EL DESGASTE SUFRIDO POR LAS SUPERFICIES CILINDRICAS DE UNA TRITURADORA DE RODILLO DOBLE.



(a) CORTE ESQUEMATICO



(b) VISTA EXTERIOR

FIG. 13 TRITURADORA DE IMPACTO DE SIMPLE ROTOR

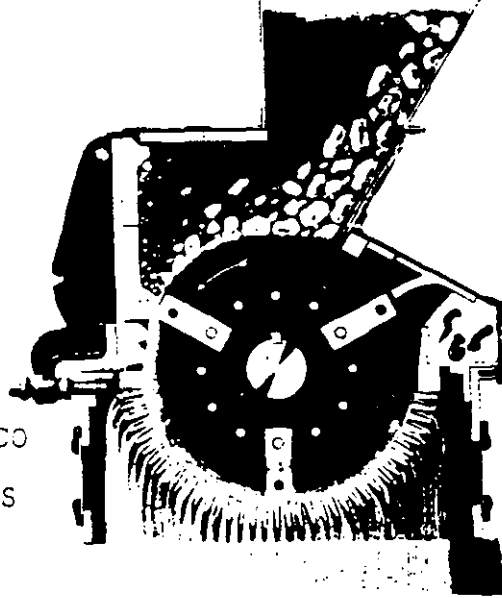
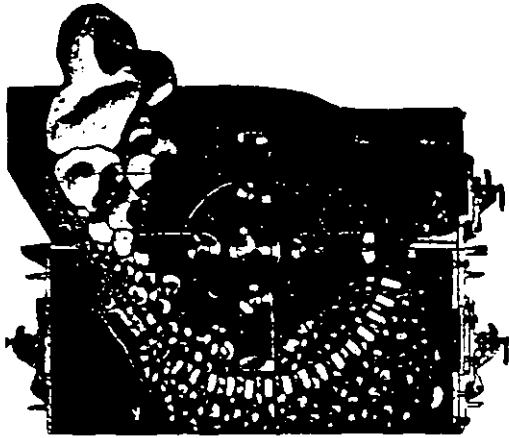


FIG. 14 CORTE ESQUEMATICO
TRITURADORAS DE MARTILLOS

2.4. 3 Trituradoras de Cono

Las trituradoras de cono (Fig. 15) son las más utilizadas en lo que respecta a trituración secundaria. Su fabricación y la constitución de sus principales componentes son semejantes a los de las quebradoras giratorias ya descritas. La diferencia principal es que la flecha (1) en que se apoya el pilón o cabeza (2) no cuelga, sino está sostenida en la parte inferior, donde se localiza el mecanismo excéntrico (3) que se acciona a través de una flecha horizontal (4) que trae la energía del motor (5) y a base de un piñón (6) y corona dentada (7) produce un movimiento de campaneó para realizar los efectos de impacto y compresión.

En estas máquinas se puede apreciar que tanto el bastidor como el cono cabeza están contruidos de acero fundido, aún cuando últimamente ha habido diseños de placa soldada, tanto el tazón que es fijo (8) y la nuez o cono móvil están recubiertas por acero al manganeso (9). Son piezas de desgaste que deberán sustituirse periódicamente de acuerdo con la abrasividad del material.

El dispositivo de seguridad contra los productos no triturables está constituido por una serie de resortes perimetrales (Fig. 16).

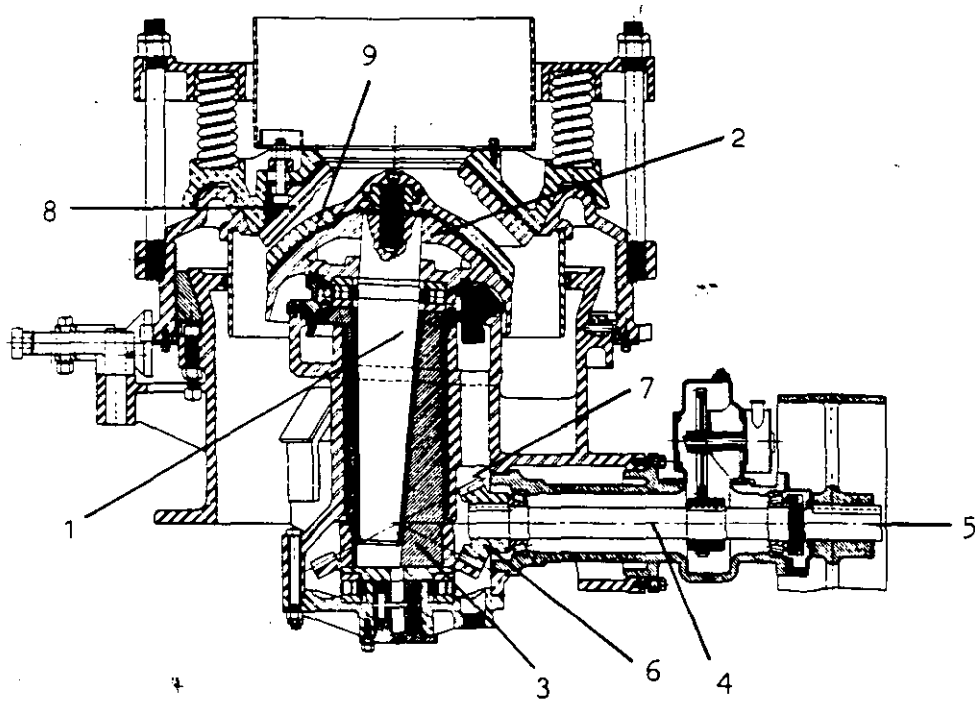


FIG. 15 CORTE ESQUEMATICO TRITURADORAS DE CONOS

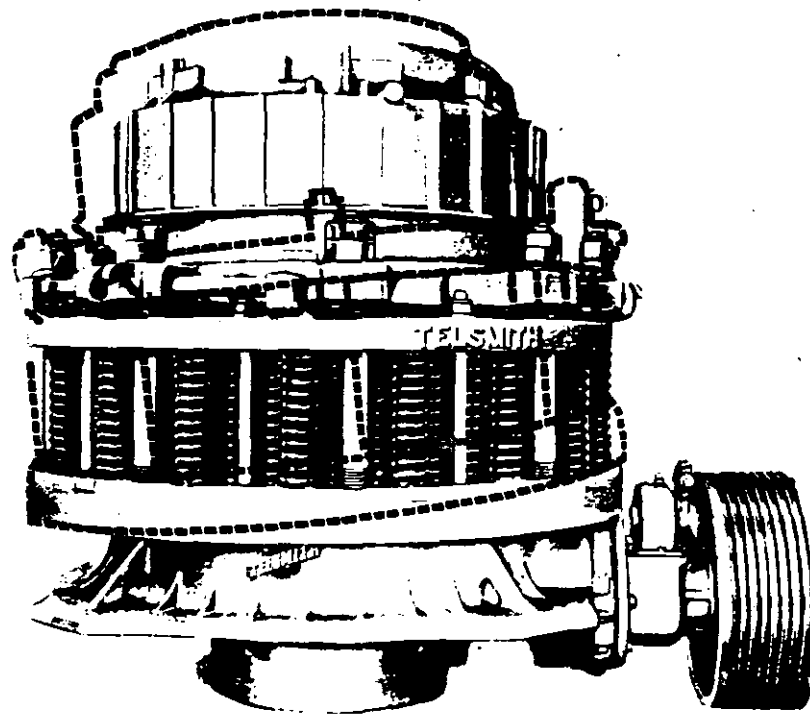


FIG. 16 ACCIONAMIENTO DE LOS RESORTES PERIMETRALES DE SEGURIDAD

Este tipo de máquinas son muy eficientes ya que tienen un alto índice de reducción que puede llegar hasta 10 a 1; sus dimensiones son compactas lo cual las hace prácticas para su instalación en grupos móviles de trituración y sus costos de mantenimiento muy bajos, por la elevada duración de sus piezas de desgaste.

La regulación del tamaño se logra subiendo o bajando el anillo cóncavo y generalmente puede procesar cualquier tipo de material por duro y abrasivo que sea.

La designación de este equipo es según el diámetro inferior del pilón expresado en pulgadas, siendo las más comunes 24", 36", 48" y 66".

Las trituradoras de cono más utilizadas en México son las de la marca Telesmith donde se conocen como giroesferas, así como las marcas Symmons-Rexnord, Allis-Chalmers, etc.

Los constructores de caminos empezaron a utilizar, en unidades portátiles, el tamaño de 36", que es una máquina aproximadamente de 11,000 kilogramos de peso, con una producción de 80 toneladas a una abertura de salida de 1" (para producir material de 1½"). Posteriormente los grandes volúmenes de materiales requeridos en los nuevos proyectos de autopistas, obligaron a utilizar los tamaños de 48", máquinas de 22,000 kilogramos de peso y producciones del orden de 170 toneladas por hora de materiales de 1½" y hoy en día ya los tamaños de 66" (Fig. 17), máquinas con peso de 42,000 kilogramos y producción de 275 toneladas por hora de material de base, tienen bastante demanda entre los grandes contratistas de caminos.

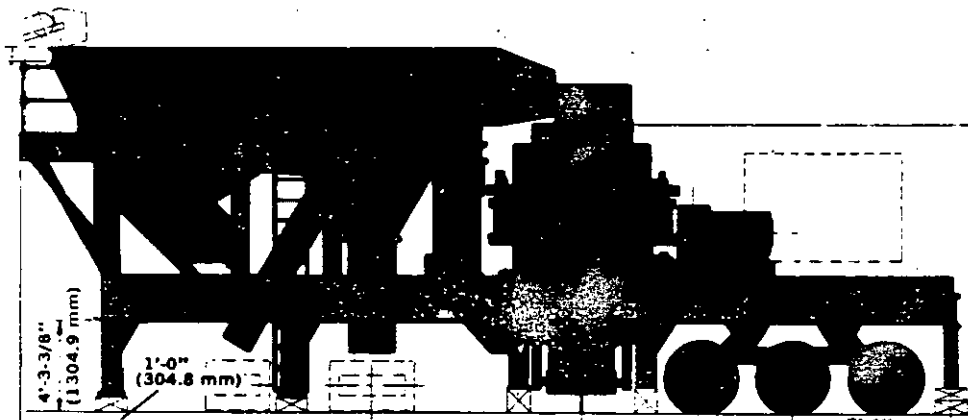


FIG. 17 USO DE LAS TRITURADORAS DE CONO EN LA CONSTRUCCION DE CAMINOS, (PLANTAS PORTATILES O GRUPOS MOVILES DE TRITURACION)

El material producto de la trituración secundaria puede ser utilizado como agregado para la producción de concretos hidráulicos y en la construcción de bases y sub-base de caminos y aeropistas, sin embargo en muchas ocasiones, como en el caso de la producción de concreto asfáltico y material de sello para carpetas, es necesaria la presencia de material aún más fino, para ello es necesaria la trituración terciaria que se encarga de reducir el material de $3/4''$ a $1\frac{1}{2}''$ producto de la trituración secundaria a tamaños de $1/4''$ a $3/4''$, para esta etapa se usan las mismas máquinas descritas anteriormente en la secundaria, es decir las trituradoras de cono, de rodillos y de impacto.

Las trituradoras de cono se fabrican en modelos especiales para cumplir las etapas secundaria, terciaria y cuaternaria de reducción, modelos que si bien desde el exterior presentan prácticamente el mismo aspecto (figura 18), la geometría de sus cámaras de trituración tiene grandes diferencias, según se trate de una trituradora secundaria (figura 19), terciaria (figura 20) o cuaternaria (figura 21), siendo lógicamente las máquinas que se pueden cerrar a menor dimensión para producir material más pequeño, las que admiten menor tamaño de piedra a la entrada. Para la trituración terciaria estas máquinas se designan por Telsmith como FC (Fine Crushing) y en la Symmons como Short-head (cabeza corta).

En lo que respecta a las otras trituradoras generalmente se utiliza la de rodillo triple, las de impacto y de martillo conservan las mismas características que en la trituración secundaria pero con menores dimensiones tanto en la abertura de admisión así como del rotor.

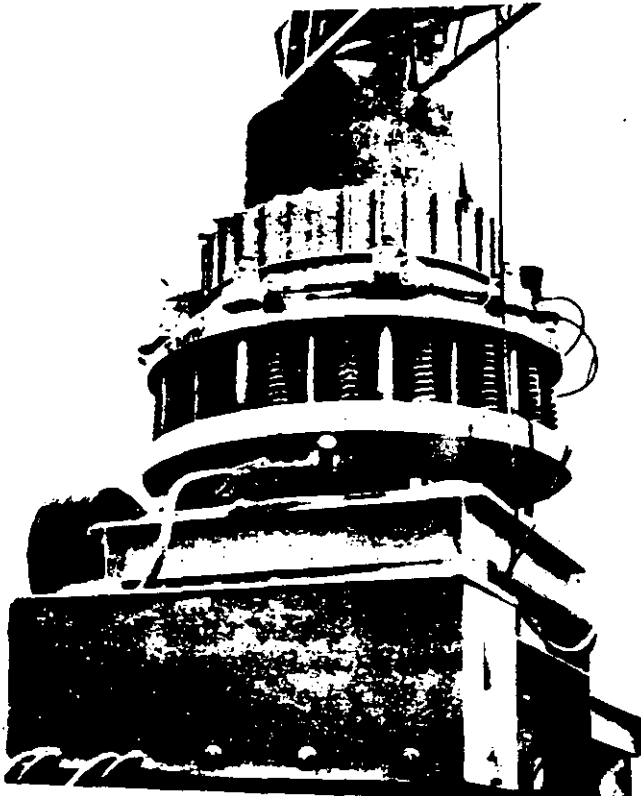


FIG. 18 ASPECTO EXTERIOR
TRITURADORAS DE CONO

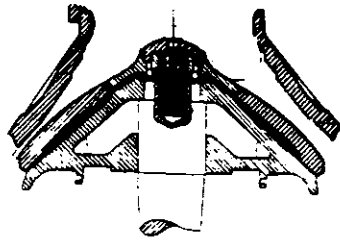


FIG. 19 CAMARA DE TRITURACION SECUNDARIA "S" O - STANDAR.

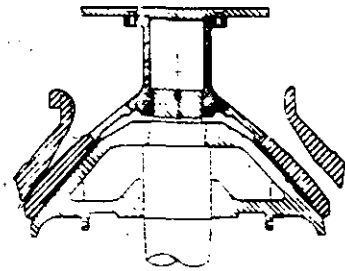


FIG. 20 CAMARA DE TRITURACION TERCIARIA, "FC" O - CABEZA CORTA.

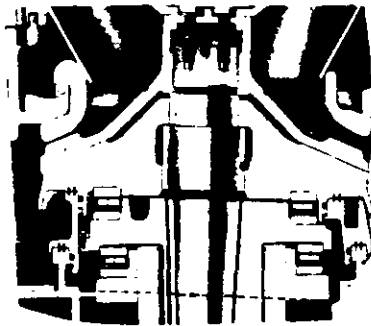
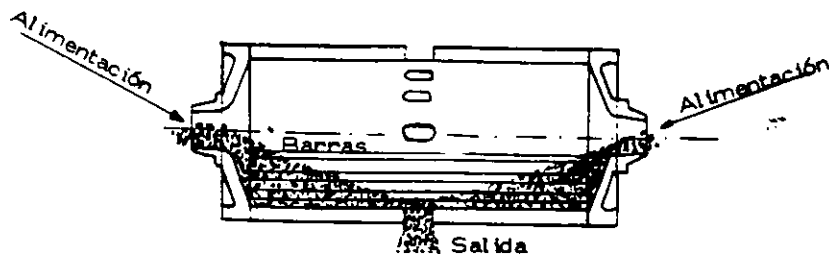


FIG. 21 CAMARA DE TRITURACION CUATERNARIA "VFC" O - "GYRADISC."

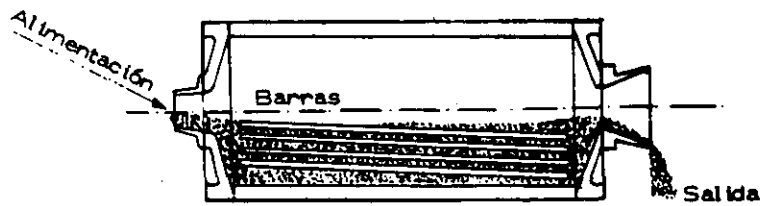
En algunos casos de producción de arenas calibradas, tanto para la elaboración de concretos hidráulicos, como para corregir las curvas granulométricas de los materiales producto de las trituraciones secundarias y terciarias que acusan déficit de partículas de 0 a 2 mm para cumplir con las especificaciones de los materiales de base y carpeta asfáltica para la construcción de caminos, es necesario efectuar una cuarta etapa en la reducción de los materiales pétreos, para lo cual se utilizan básicamente la trituradora de conos VFC (very fine crushing) anteriormente descrita y los molinos de barras y de bolas.

Los molinos de barras están constituidos esencialmente por un tambor cilíndrico de placa de acero estructural, horizontal, y revestido con placas de acero al manganeso para su protección interior, estando accionado bien a través de neumáticos con ejes horizontales, o bien a través de un Mecanismo de Piñón y Corona Dentada. El cilindro está cargado con barras cilíndricas de acero duro de 2" y 3" de diámetro, de longitud ligeramente inferior a la del cilindro. Estas barras accionadas por la rotación del tubo, ruedan las unas sobre las otras, y su movimiento relativo genera una acción intensa de molienda. Los molinos pueden trabajar por vía húmeda o por vía seca, y según el grado de finura del producto por obtener, existen tres tipos de alimentación y descarga, los cuales se ilustran en la figura 22. Existen

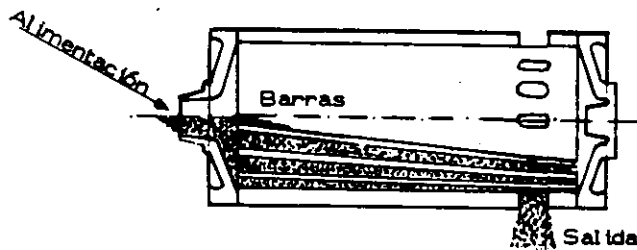
también los molinos de bolas que trabajan con el mismo principio que los anteriores, contando con los mismos elementos, pero en lugar de barras se utilizan esferas de diversos diámetros de acuerdo a la finura del material que se requiere.



Con doble entrada axial y salida periférica por la parte media. Finuras hasta malla # 4



Con entrada y salida axiales. Se obtienen finuras hasta malla # 50



Con entrada axial y salida periférica por un extremo. Finuras hasta malla # 20

FIG. 22 DIFERENTES TIPOS DE ALIMENTACION Y DESCARGA EN MOLINOS DE BARRAS.

3

3. EQUIPO COMPLEMENTARIO

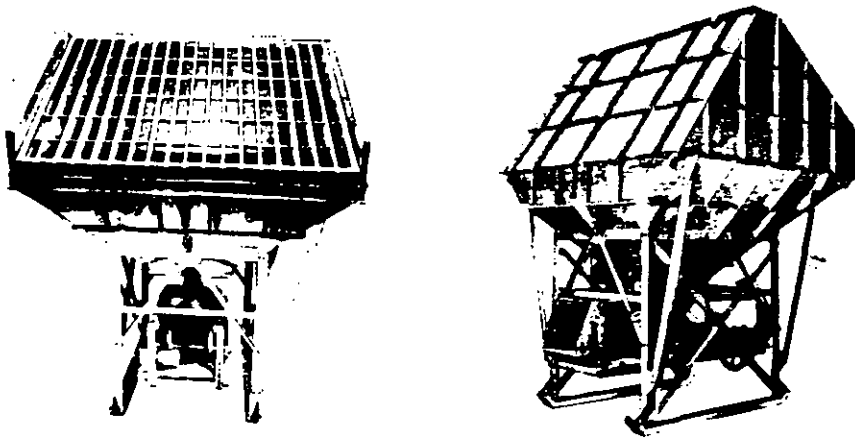
Como se indicó anteriormente, el equipo complementario no actúa directamente en el triturado de una roca, sino que ayuda de una u otra manera a transportar, depositar, distribuir y clasificar el material, existiendo un equipo idóneo para cada una de estas actividades. De igual forma que con el equipo de trituración, es necesario seleccionar el equipo complementario más adecuado, considerando las condiciones tanto del material como de la obra; para ello es necesario conocer las características específicas del equipo disponible.

En este capítulo se describen los equipos complementarios más utilizados, así como sus diferentes variantes.

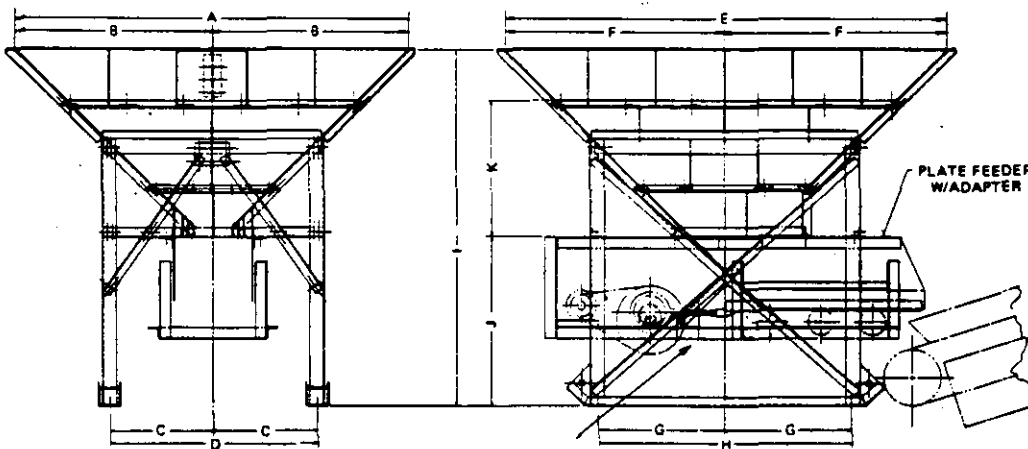
3.1 TOLVAS

La tolva es el componente de la planta donde el material se deposita por la parte superior y se extrae por la parte inferior.

La fig. 23 muestra en forma esquemática una tolva tipo.



a) VISTA GENERAL EN LA QUE SE APRECIA LA REJILLA SUPERIOR DE PRE-CRIBADO



b) ESQUEMA CON LOS CORTES TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL CONJUNTO.

FIG. 23 VISTA GENERAL Y ESQUEMA DE TOLVA DE RECEPCION DE GRAVA-ARENA DE RIO, EQUIPADA CON ALIMENTADOR DE PLATO-RECIPROCANTE.

2.1. Usos de las tolvas

1. En la alimentación de las plantas, donde el material en greña es transportado por medio de camiones, bandas transportadoras, cargadores, etc. hasta la tolva. En la parte inferior se coloca un alimentador que irá dosificando la cantidad necesaria de material a la boca de admisión de la quebradora. Fig. 24.

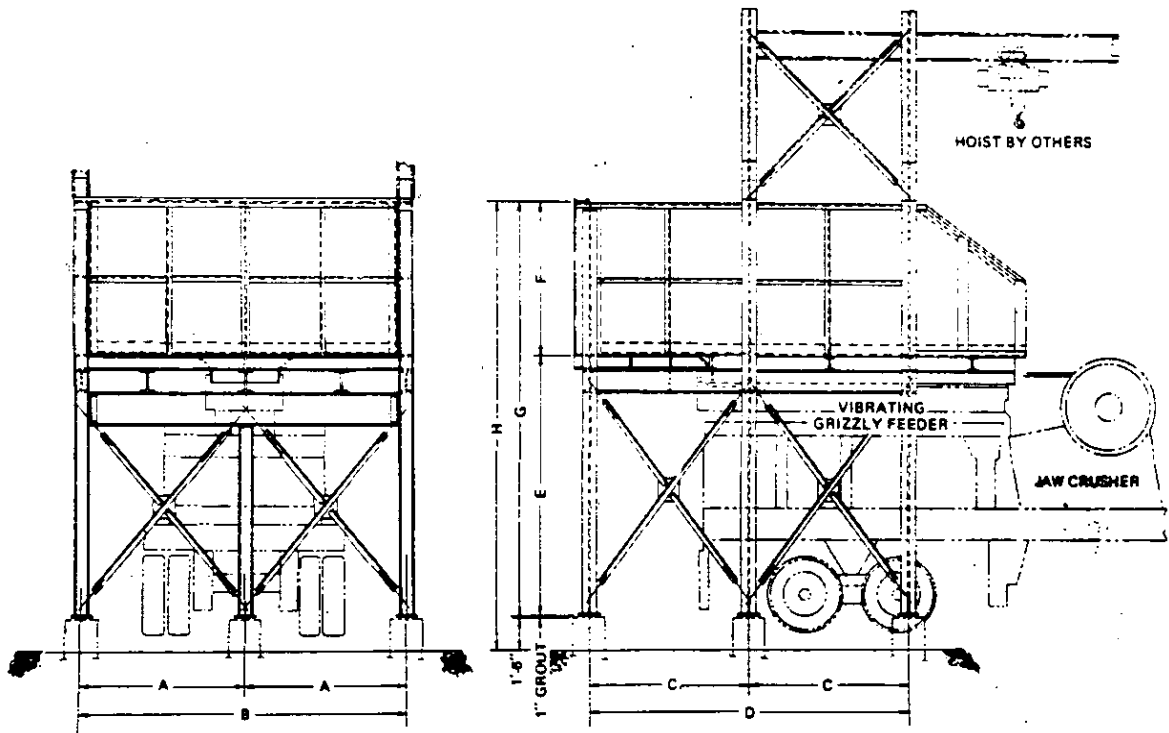


FIG. 24 CROQUIS CON LAS SECCIONES TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE UNA TOLVA DE RECEPCION, EQUIPADA CON ALIMENTADOR GRIZZLY VIBRATORIO PARA QUEBRADORA DE QUIJADAS.

2. Durante el proceso de trituración el material al salir de una quebradora, es depositado sobre bandas transportadoras, en donde se puede requerir de cambios de dirección del flujo, éstos se facilitan gracias al uso de pequeños canalones llamados chutes (Fig. 25).

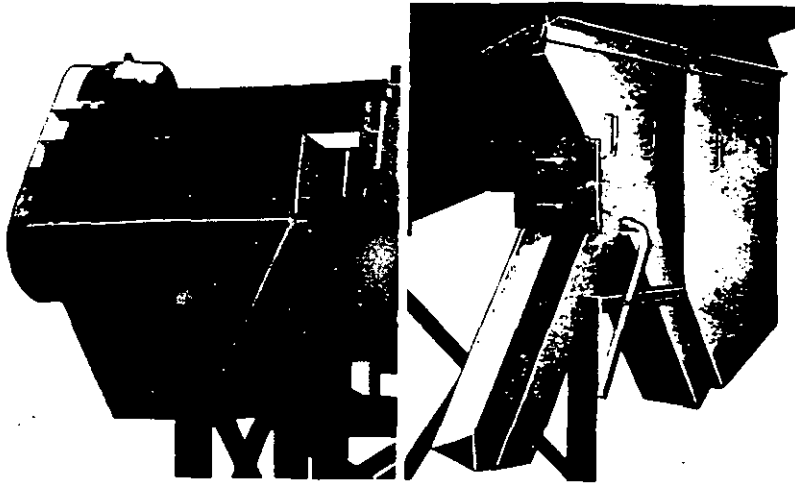


FIG. 25 CANALONES O "CHUTES" DE DESCARGA

3. Al finalizar el proceso de trituración el agregado es clasificado y depositado en tolvas, en donde se almacena temporalmente, mientras es requerido. Fig. 26.

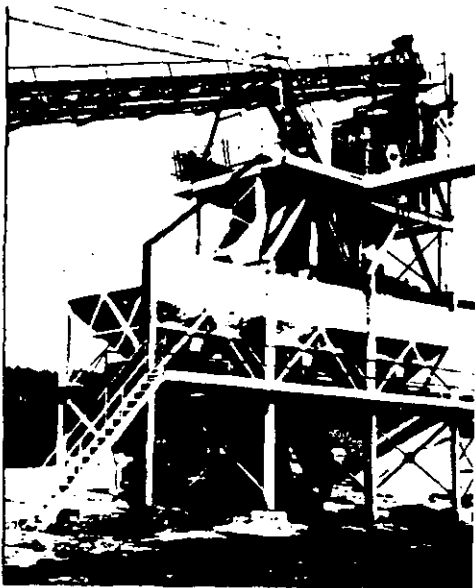


FIG. 26 DISTRIBUCION CON AYUDA DE TOLVAS

3.1.2 Recomendaciones

Una de las desventajas que presenta el uso de tolvas es su alto costo, debido al rápido desgaste que sufren sus componentes. En este sentido, es recomendable observar una serie de medidas preventivas a fin de incrementar su vida útil; algunas de las más utilizadas son las presentadas a continuación:

a) Encamisados (liners) de hule o de acero, dependiendo de la abrasividad del material. Estos se colocan en las paredes de la tolva, fijándose con tornillos de cabeza plana; en caso de desgaste pueden ser removidos con facilidad. Fig. 27

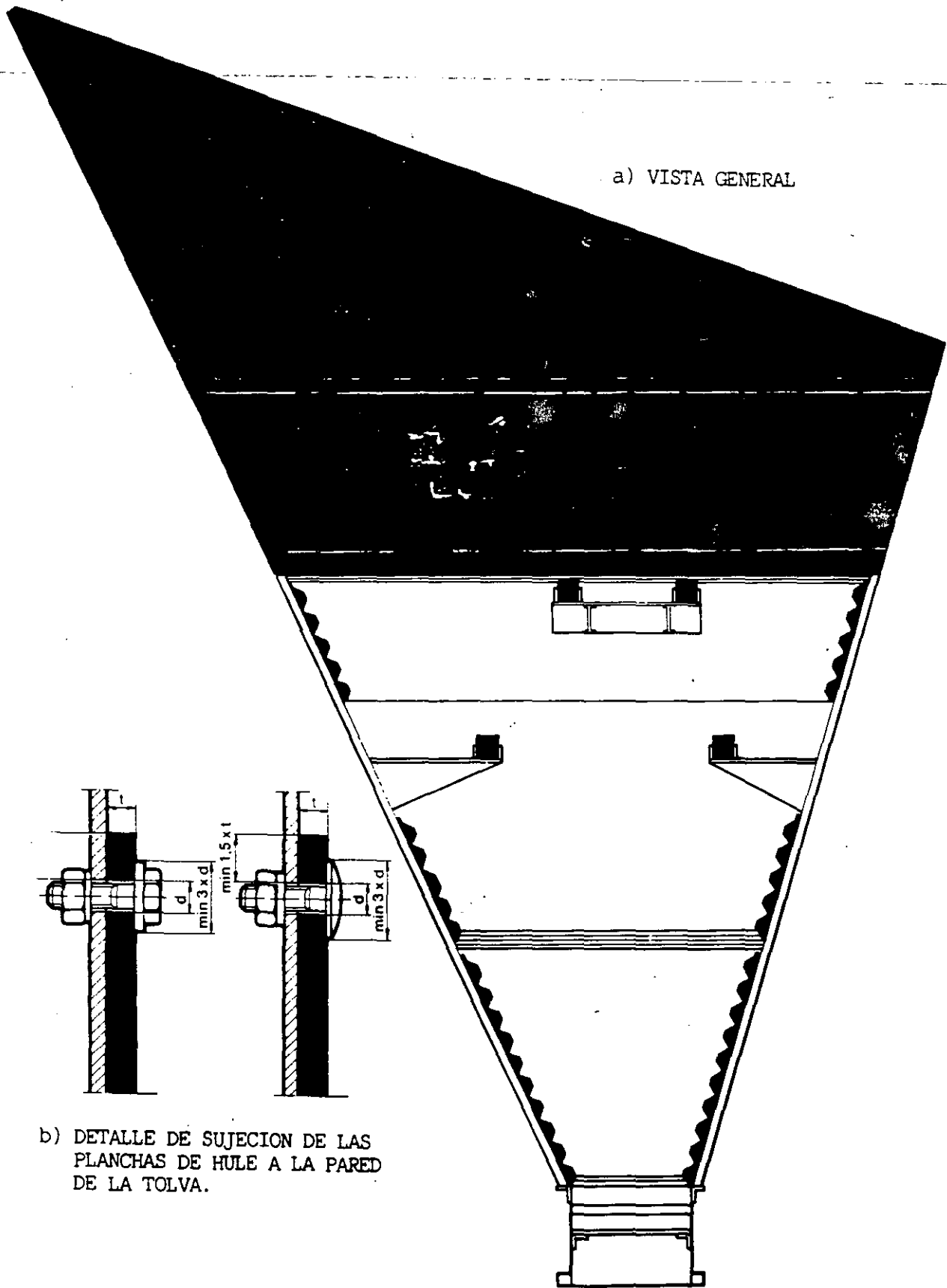


FIG. 27 ESQUEMA DE UNA TOLVA DE ACERO CON PROTECCION DE PLANCHAS DE HULE

b) Una forma muy recomendable para evitar el desgaste es provocar que el material, ya sea roca o agregado, se deslice sobre el mismo material. Esto se logra con un achatamiento en la parte posterior de la tolva, el cual deberá formar un ángulo α con respecto a la horizontal. Este ángulo debe ser ligeramente menor al ángulo de reposo del material γ , de tal manera que se provoque un acumulamiento de material, sobre el cual deslizará todo material depositado, posterior a éste, provocando impacto y fricción en la misma roca o agregado, evitando así el desgaste de la tolva. Fig. 28.

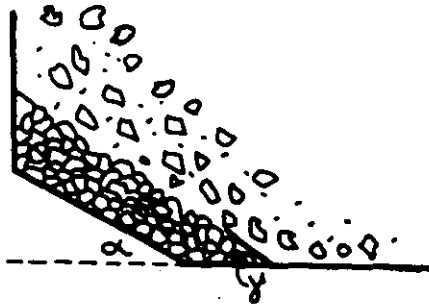
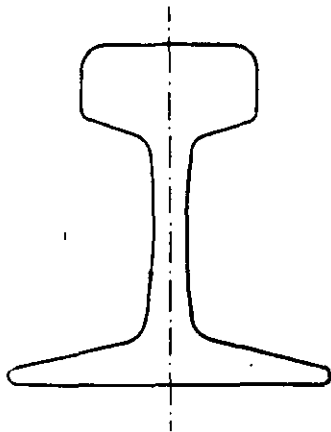


FIG. 28 DISPOSITIVO DE UNA -
TOLVA PARA EVITAR -
DESGASTE

Las dimensiones de las tolvas deben de ser acordes con la cantidad de material que se va a manejar; regimen de alimentación de la cantera y regimen de salida.

Las tolvas tienen en la parte superior rieles que impiden que el material caiga bruscamente sobre las bandas o quebradoras según sea el caso, estos rieles cuentan asimismo con una protección contra fricción y desgaste, precribando el material que se recibe. Fig. 29.



a) DETALLE



b) CONJUNTO

FIG. 29 RIELES DE PROTECCION Y PRE-CRIBADO EN LA
PARTE SUPERIOR DE LAS TOLVAS DE RECEPCION

3.2 CRIBAS

En toda planta de producción de agregados es necesario clasificar el material; ésto se hace mediante el cribado, que además ayuda a dirigir, separar y controlar el material a través de todo el proceso de trituración.

Los principales objetivos del cribado son:

- 1) Clasificación del producto por tamaños.
- 2) Separación de los agregados que no tengan el tamaño adecuado.
- 3) Separación de los agregados finos que no necesiten más trituración.

El pre-cribado durante la etapa primaria de trituración, se lleva a cabo separando aquel material de un tamaño susceptible de usarse sin necesidad de trituración, reduciendo así la carga total de la quebradora y aumentando la capacidad total de la planta.

Durante las etapas secundaria y terciaria el cribado se realiza por la misma razón que en la etapa primaria, así como para separar los agregados mayores al tamaño máximo aceptado y regresarlos nuevamente al proceso de trituración. En estas etapas es importante el cribado ya que clasifica los tamaños del agregados ya producido.

Los pisos de clasificación son mallas cuadradas formadas por alambres entretrejidados o bien por placas con perforaciones de diferentes aberturas de acuerdo al tamaño requerido, las más usuales en base a las especificaciones son las siguientes:

1. ESTADOS UNIDOS: NORMA A.S.T.M.

DESIGNACION DE MALLA	CLARO ENTRE MALLAS (mm)
3"	76
1½"	38
¾"	19
¼"	6.3
# 4	4.76
# 8	2.38
# 16	1.19
# 30	0.59
# 50	0.297
#100	0.149
#200	0.074
#400	0.037

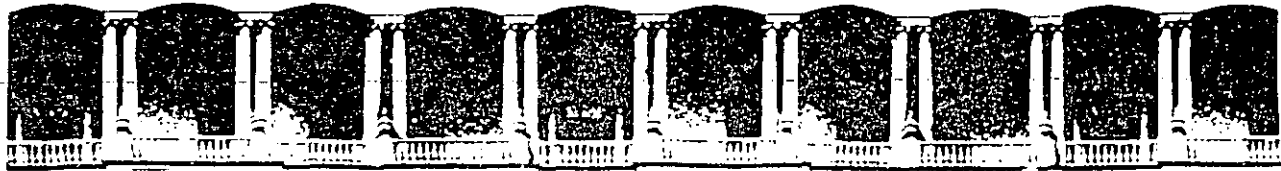
2. FRANCIA: NORMA AFNOR NF-XII-501

DESIGNACION DE LA MALLA	CLARO ENTRE MALLAS (mm)
50	50
20	20
15	15
10	10
5	5
Módulo 37	4
35	2.5
32	1.25
28	0.50
25	0.25
22	0.125
20	0.080
17	0.040

3. INGLATERRA: NORMA BSA-410

DESIGNACION DE LA MALLA	CLARO ENTRE MALLAS (mm)
3"	76
1½"	38
¾"	19
¼"	6.3
# 5	3.35
#10	1.67
#22	0.699
#44	0.353
#85	0.178
#100	0.172
#200	0.076
#300	0.053

En México se utilizan las normas de la SCT, SARH, CFE, etc., basadas en las de la A.S.T.M.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I**

CARPETA DE MEZCLAS ASFALTICAS

ING. RAFAEL LIMON LIMON

CARPETAS DE MEZCLAS ASFALTICAS.

I MEZCLAS.

Clasificación:

Las mezclas asfálticas pueden clasificarse como sigue:

Frías : Elaboradas con asfaltos rebajados y con emulsiones asfálticas.

Calientes: Elaboradas en planta estacionaria.

Carpetas de riegos.

Las mezclas llamadas "Frías" son producidas en el lugar; como en su nombre se indica, se incorporan los agregados con el cementante en frío; el cementante usa como vehículo: gasolina, para el caso de los asfaltos rebajados; agua, en el caso de las emulsiones, la mezcla pueda transportarse a la temperatura ambiente, lo que solamente se ve limitado por bajas temperaturas.

Se usan asfaltos rebajados de fraguado rápido que se incorporan al pétreo, previamente "acamellonado"; la dosificación se hace en volumen, en forma aproximada, por lo que no se logra un producto homogéneo. Por ello, generalmente se usan materiales en "greña" cuya granulometría no ha sido controlada. El asfalto más comúnmente usado en México, para estos propósitos es el denominado FR-3 que contiene 73% de Residuo y 27% de Solventes.

Se emplean estas mezclas en bacheos de carreteras, reconstrucciones de caminos, sobrecarpetas, recomendándose que su uso se vea limitado a caminos con intensidad de tránsito de menos de 1000 vehículos por día.

Es importante que antes del tendido y compactación hayan sido eliminados, por evaporación, la mayor parte de los solventes y de la humedad contenida por los agregados. Se recomienda colocar la mezcla cuando la humedad sea del 1% aproximadamente. Ello impone una limitación más a su uso en lugares donde la humedad del medio ambiente sea elevada, pues el contenido de agua en los agregados nunca será menor que la del aire.

No deben usarse cuando se requieran altos niveles de servicio en la superficie de rodamiento, o cuando las cargas sean de importancia, por su frecuencia, o por su magnitud. El tendido se hace con motoconformadora por lo que el acabado es defectuoso, además no es posible fabricarlos impermeables y están limitados también por condiciones climatológicas (lluvias y temperaturas bajas, cercanas a los 5°C).

II MEZCLAS DE EMULSION.

Las emulsiones de asfalto usan agua como vehículo, la que, ubicada entre las partículas del cemento las separan, permitiendo su transporte en forma de líquido.

Se clasifican en: Aniónicas.

Catiónicas.

Al incorporarse al pétreo, según la carga eléctrica que presente, habrá de permitir su acercamiento con el cementante, expulsando al agua, que hasta entonces había mantenido separadas a las partículas de cementante; así se formará una estructura de agregados y cemento que constituye a la mezcla.

Al momento la expulsión del agua se le conoce como "rompimiento" de la emulsión y es hasta entonces cuando debe procederse a la compactación.

Las mezclas pueden hacerse en camellones o en máquinas revolventoras.

Pueden esperarse de estas mezclas, características de bases estabilizadas.

Su uso queda entonces restringido a carpetas de caminos de poca intensidad del tránsito, bacheos y desde luego bases estabilizadas de autopistas y aeropuertos, y se prefieren para lugares lluviosos, o de alta humedad del ambiente, donde es particularmente difícil el uso de mezclas de asfaltos rebajados.

III CARPETA DE RIEGOS.

Son de uso muy generalizado en nuestro país y se reducen a la colocación de un riego de asfalto caliente sobre la base terminada, para regarles un producto pétreo fino (materiales 3-A ó 3-E), las que se adhieren a la base, la sellan y la protegen de la acción del tránsito.

No añaden capacidad estructural a las capas de sub-base y base, las que habrán de soportar los refuerzos que imponen las cargas.

ANEXO 4

TRANSPORTADORES DE BANDA

Tablas numéricas y gráficas para la resolución de problemas de selección de bandas transportadoras para manejo , almacenamiento y recuperación de materiales pétreos a granel.

FORMA DE SELECCIONAR ADECUADAMENTE LAS BANDAS TRANSPORTADORAS

CAPACIDAD DE ACARREO DE LAS BANDAS

La capacidad de acarreo de las bandas transportadoras depende de su ancho, velocidad y configuración de su artesa o rodillos.

En la tabla 1 se dan las capacidades teóricas de acarreo para diferentes velocidades de las bandas y ángulos de inclinación de los rodillos, considerando una velocidad de 100 pies por minuto (ppm) y un peso del material de 100 libras por pie cúbico. En la nota de pie (1) se indica la manera de calcular las capacidades teóricas para otras velocidades y pesos de material.

Los pesos en libras por pie cúbico y otras características de algunos de los materiales más comunes se indican en la tabla 2.

ANCHO DE LA BANDA.— Para determinar el ancho de la banda, velocidad de la misma y configuración de la artesa, se selecciona la banda de ancho menor que conduzca al material extendido y lo transporte con la capacidad requerida sin exceder la velocidad máxima recomendable. Ver la tabla 3.

RODILLOS LATERALES INCLINADOS.— Se tienen varias ventajas importantes que se pueden aprovechar con el uso de rodillos laterales inclinados, colocados para formar la artesa. Estas son:

1. Una alta capacidad de la banda, dado que al incrementar la sección transversal se tiene una mayor capacidad de carga transportada.
2. Ahorro en espacio, en costo estructural y de mantenimiento porque con el uso de rodillos de carga lateral de elevación inclinada es frecuente utilizar bandas angostas para conducir la capacidad calculada.
3. Menor deterioro en la protección de la banda dado que el material "almacenado arriba" está en menor contacto directo con la banda.
4. Reducción de desperdicios por derrame de material.

Antes de tomar la decisión final ya sea que se emplee o no rodillos laterales inclinados, es necesario ser cuidadoso

con algunos aspectos críticos para la transportación de la carga calculada. Entre estos, primero está la construcción de la banda. La estructura de la banda debe ser bastante flexible en la curvatura de la artesa; esto es, donde se encuentra la zona central de los rodillos inclinados. De igual manera, en algunas ocasiones no es necesario que la banda sea lo bastante flexible en la zona de los rodillos inclinados.

La velocidad de la banda debe ser lo suficientemente alta para que la descarga del material tenga una trayectoria bien definida, y no se realice por los lados de la banda ni muy alejada del lugar de la descarga principal. Para que lo anterior tenga una alta aplicación, se sugiere una velocidad mínima en la banda de 350 pies por minuto (ppm) para un ángulo de inclinación de la artesa de 35° , ó de 450 ppm para un ángulo de inclinación de la artesa de 45°

Otro factor que es necesario considerar para la aplicación de los rodillos profundos de la artesa es la distancia de transición entre la carga y la descarga final. Esta distancia es la comprendida entre la última polea y el rodillo próximo colocado en la profundidad de la artesa. Dicha distancia debe ser lo suficientemente grande para prevenir excesos de tensión en los bordes de la banda ya que va desde una condición de artesa afilada hasta la condición de rodillo liso sobre la polea.

De otra manera, la distancia no debe ser tan grande que provoque derrame de material.

Para rodillos de carga lateral de la artesa con una inclinación de 35° a 45° , las siguientes recomendaciones mantendrán la tensión de los bordes de la banda a un nivel seguro.

Para 35° de inclinación.- La colocación del último rodillo de carga lateral deberá estar alejado de la polea a no menos de 1.5 veces el ancho de la banda.

Para 45° de inclinación.- La colocación del último rodillo de carga lateral deberá estar alejado de la polea a no menos de 2 veces el ancho de la banda.

Si la aplicación de cualquiera de estas guías provoca un tramo mayor que el espaciamiento normal de rodillos en el transporte, entonces se debe considerar usar un rodillo de transición, esto es, un rodillo con un ángulo de inclinación de aproximadamente la mitad de la inclinación que tenga el último rodillo colocado en la profundidad de la artesa.

TABLA 1.- CAPACIDADES MAXIMAS DE LA BANDA

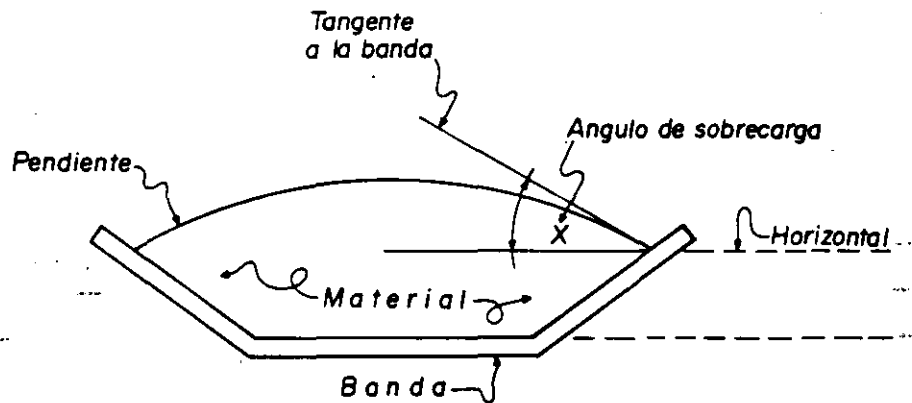
Ancho de la banda en pulgadas	Angulo de inclinación de la artesa en grados	CAPACIDAD MAXIMA DE LA BANDA EN TON/H. (1)					Tamaño máximo del material en pulgadas	
		Angulo de sobrecarga (2)					Tamaño uniforme	Mezclado con 50% de finos (3)
		5°	10°	20°	25°	30°		
18	20	--	--	50	56	63	4	4
	35	No recomendable						
	45	No recomendable						
24	20	--	--	96	108	120	5	7
	35	--	102	122	132	142	5	7
	45	106	115	132	140	170	5	7
30	20	--	--	157	175	195	6	10
	35	--	167	200	215	232	6	10
	45	175	187	215	230	244	6	10
36	20	--	--	230	260	290	7	12
	35	--	248	295	318	343	7	12
	45	258	278	318	340	360	7	12
42	20	--	--	320	360	400	8	14
	35	--	344	408	442	475	8	14
	45	358	386	440	470	500	8	14
48	20	--	--	430	480	530	10	16
	35	--	457	540	645	630	10	16
	45	475	510	584	623	660	10	16
54	20	--	--	547	612	678	11	18
	35	--	585	693	750	806	11	18
	45	608	655	748	797	845	11	18
60	20	--	--	680	762	844	12	20
	35	--	730	863	933	1000	12	20
	45	758	815	930	992	1050	12	20

(1) Todas las capacidades están en función para un peso del material de 100 libras/pie³ y para una velocidad de la banda de 100 ppm. Para otros materiales, para obtener sus capacidades equivalentes hay que multiplicar los valores de la tabla $\times \frac{\text{Lb/pie}^3}{100}$

Para otras velocidades de la banda, las capacidades equivalentes se obtienen multiplicando los valores de la tabla $\times \frac{\text{ppm}}{100}$

- (2) El ángulo de sobrecarga es el formado entre una línea horizontal y la tangente de la pendiente del material, ambas líneas pasan por el punto donde se toca dicha pendiente con la banda inclinada. Generalmente este ángulo es 10° ó 15° menor que el ángulo de reposo.

Ver la figura que se indica a continuación.



- (3) "Material mezclado con 50% de finos", por lo menos la mitad de este material deberá ser menor que la mitad del tamaño máximo contenido en el material.

TABLA 2.- CARACTERISTICAS VOLUMETRICAS DE MATERIALES COMUNES

Material	Tamaño y Estado	Peso Lb/pie ³	Angulo de sobrecarga en grados	Angulo máximo de transporte en grados
Acido fosfórico		60		
Alúmina		50- 65		12
Alumbre	Pedazo	55		
Asbesto	Roca pequeña	81	20	
Asbesto	Partícula	22		
Cenizas	Secas	35	25	22
	Húmedas	45		27
	Produce gas húmedo	78		

Asfalto	Triturado	45		
	Pavimentación	80		
Bagazo		5		
Cebada		40		15
Barita	Pedazo, $\frac{1}{2}$ "-3"	130-150		
	Polvo	110-130		
Basalto	$\frac{1}{2}$ " - 3"	85-110		
	Polvo	80- 90		
Bacha	Cristal	85- 90		22
Bauxita	Apiñado	75- 85	20	
Pulpa de remolacha	Seca	12- 15		
	Humeda	25- 45		
Bentonita		50		
Hueso	Carbonizado	25		
Harina de hueso		55		
Bórax	$\frac{1}{2}$ " - 3"	55- 65		
	Polvo	45- 50		
Ladrillo, loseta	Duro	125		
	Blando	100		
Carburo de calcio	Polvo	70		
Cemento	Portland	75- 85	25	20
	Clinker	80- 95	20	18
		90		
Creta, tiza	$\frac{1}{2}$ " - 3"	70- 85		
	Polvo	65- 75		
Carbón		45		
Arcilla	Partícula	60		20
	Fina seca	100-120		22
Hulla, carbón de piedra	Color carbón	52- 57		
	Gran tamaño	52- 58	12	16
	Tamaño doméstico	52- 56		16

	Muy pequeño	50- 54		18
Carbón de piedra	Bituminoso	43- 52	20	18
	Abundado	43- 50	22	22
	Pulverizado	30- 37		18
	Lignito	45- 55		22
Coque	Del Homo	25- 30	15	20
	Brisa	25- 35	-	22
Abono	Establo	50		
Concreto	Fraguado	110		12-30
	Fresco	110-150		12
Mineral de cobre	Triturado	120-150		
Criolita	$\frac{1}{2}$ " - 3"	90-105		
	Polvo	75- 90		
Desperdicio	Cristal	80-100		20
Polvo de Carbón		45- 50		20
Dolomita	Triturada	100		22
Tierra	De mina	70- 80	15-30	20
	Húmeda	100-110	30	22
Feldespató	$\frac{1}{2}$ " - 3"	80- 95		18
	Polvo	75- 80		
Pescado	Crudo	52- 56		
	Harina	40		
Flounspato	$\frac{1}{2}$ " - 3"	95-120		
	Polvo	85- 95		
Arena fundida	Suelta	80- 90		
	Apisonada	100-110		
Tierra de batán	Seca	30- 40		
	Grasosa	60- 65		
Basura	Normal	30		
	Doméstica	50		
Cristal	Roto	80-100		
Granito	$\frac{1}{2}$ " - 3"	80- 95		
	Polvo	75- 80		
Grava	Seca	90-100	15-25	15-20
	Húmeda	100-120		15-20

Grava y arena (Mezcladas)	Húmeda	100-130		
	$\frac{1}{2}$ " - 3"	70- 80		15-21
Yeso	Polvo	60- 70		23
Ilmenita		140-160		
Mineral de hierro	$\frac{1}{2}$ " - 3"	130-145	20	22
	Polvo	105-120		25
Caolín	Arcilla	65		20
	Pigmento blanco	250-260		
Plomo				
Piedra caliza	Suelta	100		
	Apiñada	90	25-30	20
	Fina	80- 85		20
Manganeso	Oxido	120		
Marmól	Sólido, compacto	165		
	Suelto	100		
Mica	$\frac{1}{2}$ " - 3"	85- 95		
	Polvo	75- 80		
Mortero	Húmedo	150		
Concha de ostra		62		
Turba	Sólida seca	30		
	Suelta seca	20		
Petróleo (combustible)		35- 40		
Roca fosfórica	Suelta quebrada	75	25	15
	Húmeda quebrada	85		
	Granular	95		
Brea		72		
Plástico	Polvo	30- 40		
Sal potásica	Silvestre	80		
Piedra pómez	Tierra	40		
Cuarzo	$\frac{1}{2}$ " - 3"	80- 95		
	Polvo	70- 80		

Roca	Triturada	125-145		21
	Ordinaria	56	10	20
	Fina	75	15	11
Arena	Húmeda	110-130	20-30	22
	Seca	90-110	10-20	15
Escama	Laminadero	125		
Pizarra		85-100	25	20
Sinterizado		125		
Granulado	Granular seco	60- 65	12	18
	Granular húme <u>do</u>	90-100		22
Pizarra, esquis <u>to</u>	$\frac{1}{2}$ " - 3"	85- 95	15	20
	Polvo	70- 80		15
Cenizas de sosa	Encendidas	30- 65	17	20
	Densas		22	20
Azucar	En forma de <u>co</u> no	25		
	En bruto	55- 65		
	Refinada	55		
Sulfuros	Sólido	125		
	$\frac{1}{2}$ " - 3"	75- 90	20-25	20
	Polvo	65- 75		
Talco	$\frac{1}{2}$ " - 3"	85- 95		
	Polvo	75- 80		
Roca ígnea (basalto)		105		
	Polvo	95		
Césped	seco	30		
Madera (asti- llas)		12- 25	7	25
Zinc	Triturado	150-160		22
	Concentrado	75- 80		
	Oxido	10- 30		

TABLA 3.- VELOCIDADES MAXIMAS RECOMENDADAS DE LAS BANDAS EN PIES POR MINUTO (P.P.M.)

M A T E R I A L			VELOCIDAD DE LA BANDA (PPM)							
			ANCHO DE LA BANDA							
CARACTERISTICAS		EJEMPLO	18"	24"	30"	36"	42"	48"	54"	60"
Los fragmentos son del tamaño máximo recomendado (1)	No abrasivo	Carbón de piedra, tierra	350	400	450	500	550	600	600	600
	Semi-abrasivo	Grava, cascajo	300	350	400	450	500	550	550	550
	Altamente abrasivo	Roca, mineral	250	300	350	400	450	500	500	500
Los fragmentos son de 1/2 del tamaño máximo recomendado (1)	No abrasivo	Carbón de piedra, tierra	400	450	500	550	600	650	700	750
	Semi-abrasivo	Grava, cascajo	350	400	450	500	550	600	650	700
	Altamente abrasivo	Roca, mineral	300	350	400	450	500	550	600	650
Granular 1/8" - 1/4"		Arena, grano, astilla	400	500	600	700	800	900	900	900
Finos aereados		Cemento, cenizas	200 - 300							
Transporte con descarga Móvil			200							

(1) Ver la Tabla 1, columna correspondiente a "Tamaño Máximo del Material en pulgadas"

SELECCION DE RODILLOS

SERIES DE RODILLOS (TIPOS)

Después de determinar el ancho y la velocidad de la banda, se debe seleccionar adecuadamente la serie o tipo de rodillo. Esta selección está regida por tres condiciones que se deben considerar:

1.- TIPO DE SERVICIO:- Condiciones de operación bajo las cuales van a operar los rodillos. En éstas se incluyen las horas de operación por día y la vida útil del sistema de transporte.

Un factor de servicio, llamado Factor "A", se da en la Tabla 4 para diferentes tipos y condiciones de servicio de los rodillos. Los primeros cuatro factores se utilizan para determinar adecuadamente la serie de rodillos para un trabajo dado.

2.- TIPO DE MATERIAL.- Las características del material juega un papel importante en la selección de la serie de rodillos. El Factor del material, "B", se enlista en la Tabla 5, estos están en base al peso/pie³ y al tamaño máximo del material que será manejado.

3.- VELOCIDAD DE LA BANDA.- Este factor determina el grado de la rotación de los rodillos, y por tanto la frecuencia entre los contactos superficiales de la banda y los rodillos. En consecuencia, la velocidad de la banda afecta la vida útil de los rodillos y en su capacidad. Como se observa, en la Tabla 6 se dan los diámetros de los rodillos de acuerdo con la serie de los mismos.

PROCEDIMIENTO PARA LA SELECCION DE LAS SERIES.- La serie de rodillos más adecuada para un trabajo en particular, se puede determinar por el siguiente procedimiento:

- 1.- En la Tabla 4, se encuentra el Factor de Servicio "A", para las condiciones específicas de aplicación.
- 2.- En la Tabla 5, se localiza el Factor de Material "B", para el material que será transportado.
- 3.- Multiplicar el Factor "A" por Factor "B". Con esto se obtiene el Factor "C" para su aplicación.
- 4.- Ir a la Tabla 6: Dibujar una línea horizontal correspondiente a la velocidad de la banda previamente determinada, y con una línea vertical para la aplicación del Factor "C".
- 5.- Usar el tipo de serie y el diámetro de rodillo designado para la "zona" en la cual se intersectan las dos líneas.

Ejemplo A: Determine la serie correcta de rodillos para su uso en la siguiente aplicación:

Operación de la banda transportadora en dos turnos, 12 horas al día.

Material con peso volumétrico de 100 Lb/pie³, con un tamaño máximo de 10" .

Velocidad de la banda predeterminada: 450 pies/minuto.

- Paso 1.- De la Tabla 4, el Factor de Servicios "A" es 12.
- Paso 2.- De la Tabla 5, el Factor de Material "B" es 96.
- Paso 3.- El Factor "C" = $(12 \times 96) = 1152$
- Paso 4.- En la Tabla 6, dibujar una línea horizontal para una velocidad de la banda de 450 pies/minuto, y una línea vertical para un factor "C" de 1152.
- Paso 5.- Se elige la serie R con 6" de diámetro para los rodillos, ya que la intersección de las dos líneas se encuentra en la zona de este tipo de rodillos.

Ejemplo B: Determine la serie correcta de rodillos para esta aplicación.

Transporte operando con dos turnos, 14 horas al día.

Material con peso volumétrico de 125 Lb/pie³, con un tamaño máximo de 12".

Velocidad de la banda predeterminada: 650 pies/ minutos.

- Paso 1.- De la Tabla 4, el Factor de Servicio "A" es 15.
- Paso 2.- De la Tabla 5, el Factor de Material "B" es 140.
- Paso 3.- El Factor "C" = (15 x 140) = 2100
- Paso 4.- En la Tabla 6, dibujar una línea horizontal para una velocidad de la banda de 650 pies/minutos, y una línea vertical para un factor "C" de 2100.
- Paso 5.- Se elige la serie S con 7" de diámetro para los rodillos, ya que la intersección de las dos líneas se encuentra en la zona de este tipo de rodillos.

NOTA: En la mayor parte de las aplicaciones, los rodillos de retorno no deben ser de la misma serie que la de los rodillos de carga laterales.

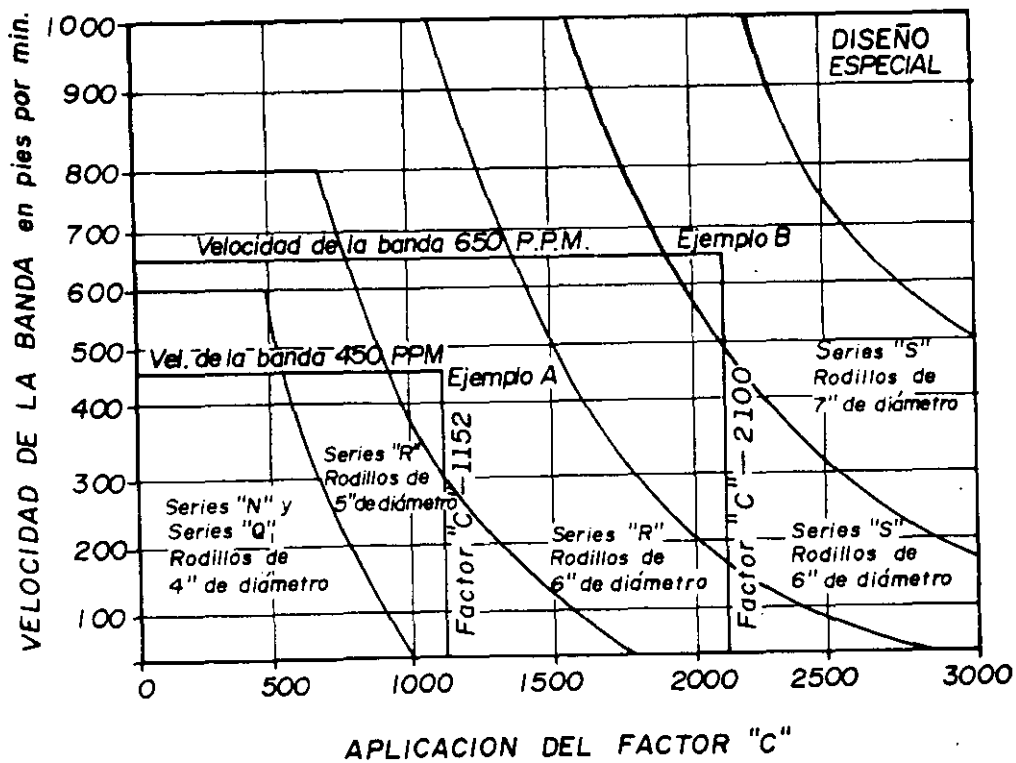
Tabla 4.- FACTOR DE SERVICIO "A" PARA RODILLOS

Tipos de Servicios	Factor "A"
<p>1.- OPERACION INTERMITENTE</p> <p>a) Menor que 6 horas por día</p> <p>b) Instalaciones temporales portátiles</p> <p>c) Carga temporal</p> <p>d) Transporte de materiales con peso mayor a 120 lb/pie³.</p>	<p>6</p> <p>6</p> <p>12</p> <p>15</p>
<p>2.- OPERACION CON UN TURNO</p> <p>a) Operando de 6 a 9 horas por día</p> <p>b) Tamaño graduado con material hasta 80 lb/pie³ inclusive</p> <p>c) Tamaño graduado con material hasta 120 lb/pie³ inclusive</p> <p>d) Tamaño grad. con mat. mayor de 120 lb/pie³ de peso.</p> <p>e) Cualquier tamaño del material pero limitado por el ancho de la banda</p>	<p>9</p> <p>9</p> <p>12</p> <p>15</p> <p>15</p>
<p>3.- OPERACION CON DOS TURNOS</p> <p>a) Operando de 10 a 16 horas por día</p> <p>b) Cualquier tamaño del material pero hasta 100 lb/pie³ de peso inclusive.</p> <p>c) Tamaño grad. con mat. mayor a 100 lb/pie³ de peso.</p> <p>d) Cualquier tamaño del material, pero limitado por el ancho de la banda</p>	<p>12</p> <p>12</p> <p>15</p> <p>15</p>
<p>4.- OPERACION CONTINUA</p> <p>a) Operando más de 16 horas por día, todos los materiales</p>	<p>15</p>

----- TABLA 5.- FACTOR DE MATERIAL "B". -----

Tamaño máximo del material en pulgadas	FACTOR "B"						
	Peso volumétrico del material, en Lb/pie ³						
	50	75	100	125	150	175	200
4	24	36	48	60	72	84	96
6	32	48	64	80	96	112	128
8	40	60	80	100	120	140	160
10	48	72	96	120	144	168	192
12	56	84	112	140	168	196	224
14	64	96	128	160	192	224	256
16	72	108	144	180	216	252	288
18	80	120	160	200	240	280	320

TABLA 6.- SELECTOR DE SERIES



ESPACIAMIENTO ENTRE RODILLOS

El espaciamiento adecuado para los rodillos de carga lateral depende primeramente del ancho de la banda y del peso del material. En la Tabla 7 se da el espaciamiento normal para los rodillos de carga lateral y para los de retorno para su aplicación en la práctica en general.

Para algunas aplicaciones, en distancias de acarreo en particular, es conveniente que el espaciamiento entre rodillos sea gradual. En estos casos, se debe tener cuidado en el diseño tanto en el peso individual de cada rodillo como en la curvatura (catenaria) entre los mismos. Si cree que el espaciamiento gradual sería más ventajoso en el transportador, debe ponerse en contacto con el especialista.

PUNTOS DE CARGA.- Los rodillos de carga lateral suplementarios estarán montados debajo de los puntos de carga con el fin de prevenir desperdicios por derrames.

Generalmente los rodillos están colocados en esta posición para que cuando el material sea cargado, estén en contacto con la banda, y no directamente sobre uno de estos. El espaciamiento para los puntos de carga debe ser de una y media veces aproximadamente del espaciamiento normal para los rodillos de carga lateral, según se muestra en la Tabla 7.

TABLA 7.- ESPACIAMIENTO ENTRE RODILLOS

Ancho de la Banda en pulgadas	ESPACIAMIENTO NORMAL RECOMENDADO						
	Rodillos de carga lateral						Rodillos de Retorno.
	Peso volumétrico del material, en Lb/pie ³						
	30	50	75	100	150	200	
18	5'-6"	5'-0"	5'-0"	5'-0"	4'-6"	4'-6"	10'-0"
24	5'-0"	4'-6"	4'-6"	4'-0"	4'-0"	4'-0"	10'-0"
30	5'-0"	4'-6"	4'-6"	4'-0"	4'-0"	4'-0"	10'-0"
36	5'-0"	4'-6"	4'-0"	4'-0"	3'-6"	3'-6"	10'-0"
42	4'-6"	4'-6"	4'-0"	3'-6"	3'-0"	3'-0"	10'-0"
48	4'-6"	4'-0"	4'-0"	3'-6"	3'-0"	3'-0"	10'-0"
54	4'-6"	4'-0"	3'-6"	3'-6"	3'-0"	3'-0"	10'-0"
60	4'-0"	4'-0"	3'-6"	3'-0"	3'-0"	3'-0"	10'-0"

RODILLOS DE TRANSICION.- Como se explicó anteriormente, la distancia mínima entre la zona de descarga y el último rodillo de carga lateral deberá ser como se indica a continuación:

Para 20° de inclinación de los rodillos laterales - 1.0 el ancho de la banda.

Para 35° de inclinación de los rodillos laterales - 1.5 el ancho de la banda.

Para 45° de inclinación de los rodillos laterales - 2.0 el ancho de la banda.

Si la distancia entre la polea y el rodillo de carga lateral de la artesa excede el espaciamiento normal recomendado en la Tabla 7, entonces la transportación requiere de una zona de rodillos de transición. Los rodillos comprendidos en esta zona deberán tener una inclinación de la mitad del ángulo del último rodillo de carga lateral. Si prescindimos de esta unidad de transición y utilizamos una unidad normal de rodillos de carga lateral, entonces el rodillo próximo a la descarga no debe estar colocado demasiado alto en relación con la descarga. De lo contrario la banda puede forzarse y provocar vaivenes en los puntos donde se encuentran los rodillos de carga lateral y puede llegar a plegarse.

NUMERO DE RODILLOS REQUERIDOS.

Para determinar el número de rodillos de carga lateral requeridos para el transporte se requiere de la fórmula siguiente: Divida la longitud o distancia de transporte (en pies) - entre el espaciamiento de rodillos (en pies, ver la Tabla 7). Después hay que aumentar dos rodillos por cada punto de carga.

Para los rodillos de retorno, divida la distancia de transporte (en pies) entre el espaciamiento de rodillos de retorno (en pies, ver Tabla 7), y réstele uno.

Ejemplo: Determine el número de rodillos de carga lateral y de retorno necesarios para la siguiente banda transportadora:

- 30" de ancho y 402' de longitud
- Recomendando un espaciamiento entre rodillos de carga lateral de 4'.
- Un punto de carga, el final de la banda.

Número de rodillos de carga lateral:

$$\frac{402}{4} + 2 = 102.5 = 103 \text{ rodillos de carga lateral}$$

Número de rodillos de retorno:

$$\frac{402}{10} - 1 = 39 \text{ rodillos de retorno.}$$

REPRESENTACION DE CAPACIDADES EN LAS PILAS DE ALMACENAMIENTO DE MATERIALES.

La gráfica y los ejemplos aquí mostrados tienen por objeto proporcionarle rapidez y facilidad para determinar el volumen y dimensiones aproximadas para las pilas de material más comunes.

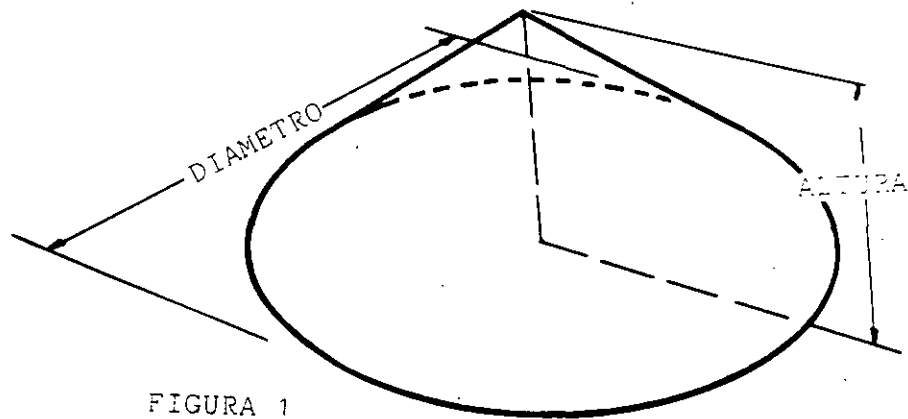


FIGURA 1

VOLUMENES Y DIMENSIONES DE PILAS CONICAS. Uso de la gráfica No. 1.

Como el ángulo de reposo y la densidad (en lb/pie³) de un material son conocidos, el tamaño y volumen de cualquier pila de material requerida se pueden determinar usando la gráfica No. 1.

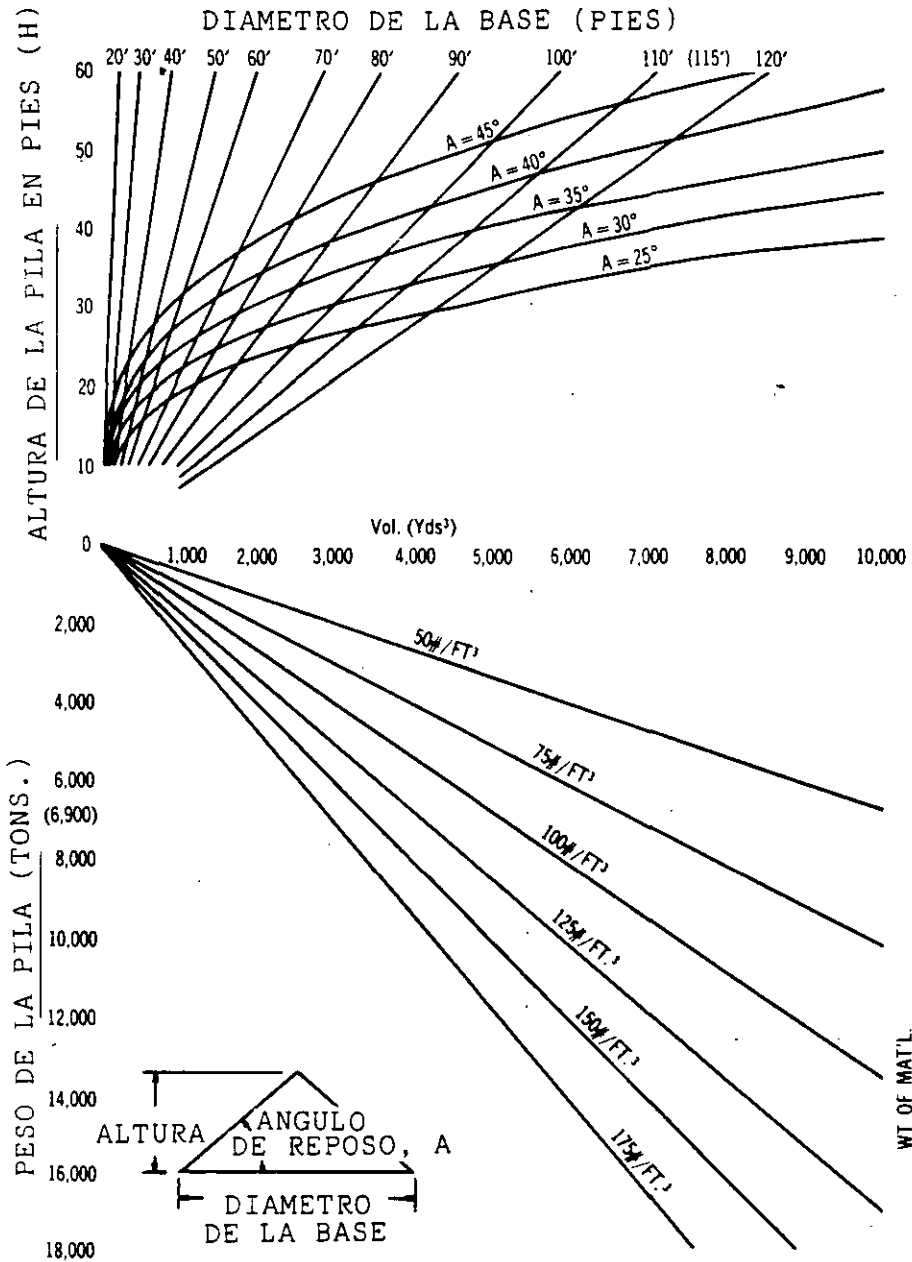
EJEMPLO: Se necesita una pila de material, de 6900 toneladas de capacidad,

con una densidad de 100 lb/pie^3 y un ángulo de reposo de 35° , del material almacenado.

- a) ¿Qué altura tendrá la pila del material?
- b) ¿Cuál será su diámetro?
- c) ¿Cuál será el volumen de la pila cónica?

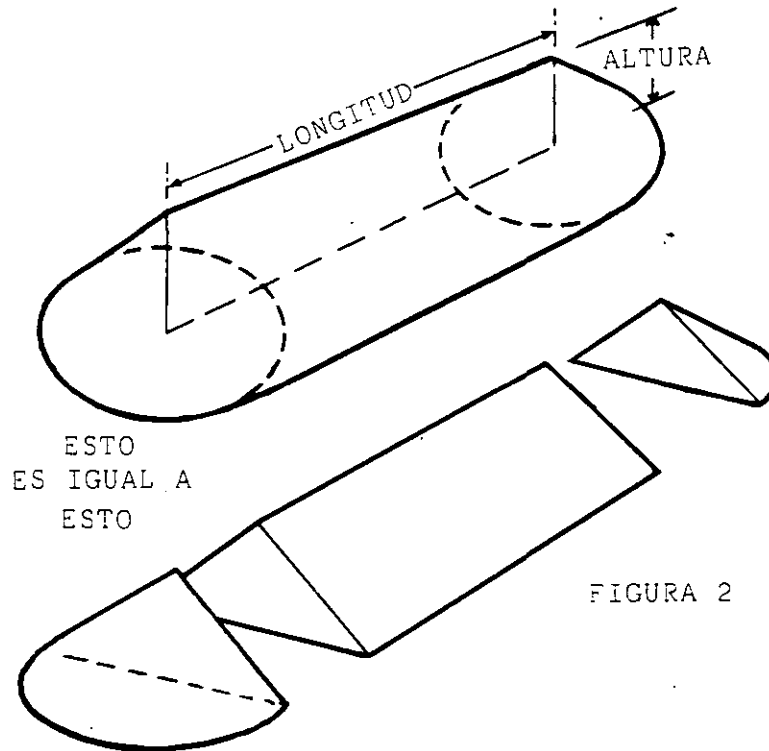
SOLUCION:

1. Seguir la línea correspondiente a 6900 toneladas, en la gráfica 1, hasta el punto donde se interseca con la línea inclinada marcada con el valor de $100\#/ft^3$.
2. Proyectar este punto hacia arriba hasta la curva marcada con $A = 35^\circ$. Esta línea interseca la escala de volumen en 5050 Yds^3 .
3. Ahora proyecte esta intersección a la escala iz—quierda que dice "altura de la pila en pies" (H). La línea interseca a la escala de ALTURA a los $40'$.
4. EL DIAMETRO de la pila se determina prolongando una línea desde el origen de la gráfica (Punto "0") pasando por la intersección formada por la curva del ángulo de reposo y la línea del volumen hasta la escala del Diámetro de la Base en la parte superior de la gráfica. (El Diámetro en este ejemplo supuesto es aproximadamente de $115'$).
5. Si se tiene alguno de estos factores, altura o diámetro se tiene el factor limitando, la tarea es proceder a la inversa desde este punto de la gráfica para determinar los otros factores.



VOLUMEN DE MATERIAL ACAMELLONADO DE LAS PILAS

Para determinar el volumen de una pila de material colocada en forma acamellonada es conveniente por facilidad separar la pila en dos formas básicas, una pila cónica y una pila en forma de prisma. (Ver figura No. 2). De nuevo en la gráfica No. 1, encontrar el volumen y las dimensiones de la pila cónica equivalente a los dos extremos, y a esta se le adiciona el volumen del prisma de la sección central.



EJEMPLO:

Una área de 115' de ancho y 415' de largo está disponible para una pila de material acamellonado. ¿Qué volumen tendrá la pila si el material tiene un ángulo de reposo de 35°?

1. De la gráfica No. 1 tenemos que el procedimiento del ejemplo anterior para la pila cónica es equivalente para los extremos de la configuración de la pila, y por lo tanto el volumen es 5050 Yds³.
2. Restar el ancho de la pila cónica a la longitud de la pila para determinar la longitud de la sección del prisma.

$$\begin{array}{r}
 415 \\
 - 115 \\
 \hline
 = 300
 \end{array}$$

3. Determine el volumen del prisma con:

$$V = \frac{\text{LONGITUD} \times \text{ANCHO} \times \text{ALTURA}}{2}$$

$$= \frac{300 \text{ ft.} \times 115 \text{ ft.} \times 40 \text{ ft.}}{2} = 690,000 \text{ ft}^3.$$

4. Puesto que se tienen 27 ft³ por Yd³, divida:

$$\frac{690,000 \text{ ft}^3}{27 \text{ ft}^3/\text{Yd}^3} = 25,550 \text{ Yd}^3 \quad (\text{volumen del prisma})$$

5. Sumar el volumen de los extremos y del prisma:

$$\begin{array}{r} 25,550 \text{ Yds}^3 \\ \underline{5,050} \\ 31,600 \text{ Yds}^3 \quad (\text{volumen total}) \end{array}$$

VOLUMEN DE CONFIGURACION RADIAL DE UNA PILA DE MATERIAL ACAMELLADO.

Para determinar el volumen de configuración radial de una pila de material acamellado, tendremos que separar la pila en estos dos elementos, una pila cónica y la porción de longitud radial comprendida entre los extremos (ver figura No. 3).

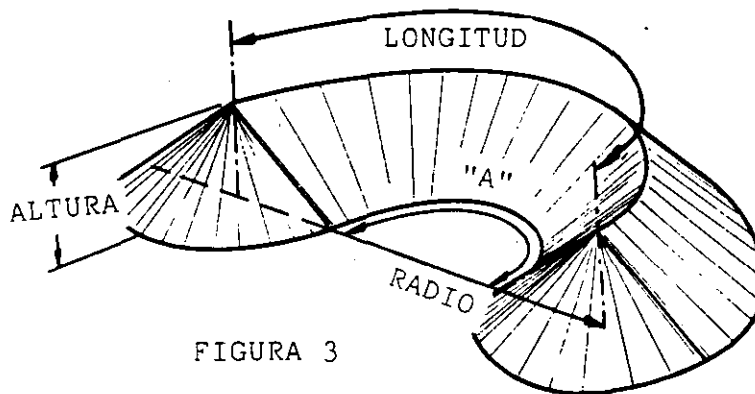


FIGURA 3

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

"HANDBOOK OF MINERAL DRESSING" por
Taggart, John Wiley and Sons.

"MINERAL PROCESING HANDBOOK" de
TelSmith, Division de Barber - Greene

"CONCASSAGE, BROYAGE, COMMUNUTION"
Revue de l'Industrie
Minerale, Saint Etienne, Francia.

"LES APPAREILS DE CONCASSAGE ET BROYAGE" por
F. C. Blanc. París, Francia

ARTICULOS TECNICOS DIVERSOS DEL "CENTRE D'ETUDES ET
DES RECHERCHES POUR L'INDUSTRIE DES LIANTS
HYDRAULIQUES" (CERILH). París, Francia

CATALOGOS TECNICOS DIVERSOS DE EQUIPOS
TelSmith, Barber-Greene, Pioneer, Cedarapids,
Trelleborg, Skega, Austin-Western.

EJEMPLO:

Determinar el volumen de una pila de configuración radial con un ángulo de reposo de 35° , un radio de 100', y una altura de 30' que es menor a "A" = 180° .

1. De la gráfica No. 1, se obtiene el volumen de los extremos de la pila cónica: = 2100 Yds³.
2. La longitud de la cresta es:

$$L = \frac{\pi r \angle "A"}{180^\circ} = \frac{3.14 \times 100 \times 180^\circ}{180^\circ} = 314'$$

3. La fórmula para la sección central de la pila es la misma que la del ejemplo anterior.

$$V = \frac{\text{longitud} \times \text{ancho (gráfica No. 1)} \times \text{altura}}{2}$$
$$= 314 \text{ ft} \times \frac{86 \times 30}{2} = 405,000 \text{ ft}^3$$

4. Divida entre 27 ft³/Yd³:

$$\frac{405,000 \text{ ft}^3}{27 \text{ ft}^3/\text{Yd}^3} = 15,000 \text{ Yd}^3 \quad (\text{volumen de la sección central})$$

5. Sumar:

$$\begin{array}{r} + 15,000 \text{ Yds}^3 \\ \underline{2,100} \\ 17,100 \text{ Yds}^3 \end{array} \quad (\text{volumen total})$$

PUBLICACIONES

TITULO	AUTOR
INTRODUCCION AL PROCESO CONSTRUCTIVO.	ING. JORGE H. DE ALBA CASTAÑEDA. ING. ERNESTO R. MENDOZA SANCHEZ.
FACTORES DE CONSISTENCIA DE COSTOS Y PRECIOS UNITARIOS	ING. JORGE H. DE ALBA CASTAÑEDA. ING. ERNESTO R. MENDOZA SANCHEZ.
MOVIMIENTO DE TIERRAS	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA ING. RAFAEL ABURTO VALDES. ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO. ING. EMILIO GIL VALDIVIA. ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO. ING. JORGE H. DE ALBA CASTAÑEDA. ING. JULIO CESAR ACEVES SERRANO. ING. LUIS CANDELA RAMIREZ. ING. ENRIQUE TAKAHASHI VILLANUEVA. ING. JOSE PIÑA GARZA.
BREVE DESCRIPCION DEL EQUIPO USADO EN CONSTRUCCION.	ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO.
PRINCIPALES MATERIALES, SU FABRICACION Y EMPLEO EN LA CONSTRUCCION.	ING. ERNESTO BERNAL VELAZCO
TECNICAS MODERNAS EN LA PRODUCCION DE AGREGADOS	ING. PEDRO L. BENITEZ ESPARZA.

###

ACERO DE REFUERZO	ING. JORGE H. DE ALBA CAS TAÑEDA.
DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA	ING. FEDERICO ALCARAZ LO- ZANO.
PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRAS	ING. EMILIO GIL VALDIVIA
ADMINISTRACION EN INGENIERIA	ING. FRANCISCO CANOVAS CORRAL.
CONTABILIDAD: ANEXOS Y EJERCICIOS.	ING. FRANCISCO CANOVAS CORRAL. ING. FERNANDO FÁVELA LO- ZOYA. ING. EMILIO GIL VALDIVIA

*

LOS AUTORES SON PROFESORES DEL DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.

Las cribas se pueden clasificar de la siguiente manera:

1. Cribas vibratorias inclinadas.
2. Cribas horizontales vibratorias.
3. Cribas giratorias (trommels).

3.2.1 Cribas vibratorias inclinadas

Este tipo de cribas tienen un plano inclinado para poder recibir el material. La vibración se provoca mediante un excéntrico simple, que gira en torno a un eje perpendicular al plano de la criba, la vibración hace que el material avance hacia abajo (fig. 30) sobre el plano inclinado de la misma. Estas cribas se utilizan generalmente en plantas fijas.

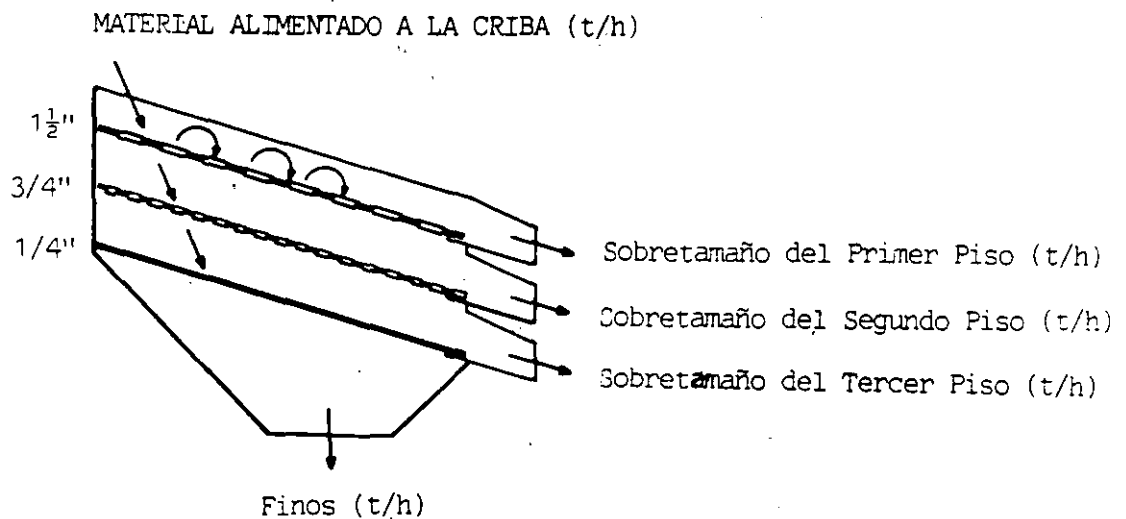


FIG. 30 CORTE ESQUEMATICO CRIBA VIBRATORIA INCLINADA DE TRES PISOS

La criba está dispuesta de amortiguadores que aislan el bastidor que las soporta, de la vibración. Los tamaños más utilizados hablando de ancho por longitud de la superficie de cribado son:

3' 6', 3' x 8', 4' x 8', 4' x 10', 4' x 12', 5' x 8', 5' x 12', 5' x 14', 5' x 16', 6' x 16', 7' x 16', 7' x 18', 7' x 20', 8' x 18', 8' x 20', 8' x 22', 8' x 24', en sus versiones de uno, dos y tres pisos (fig. 31).

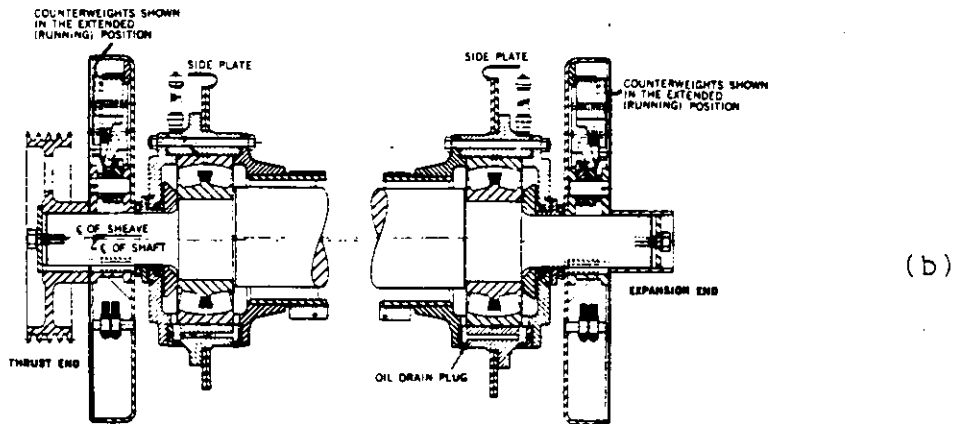
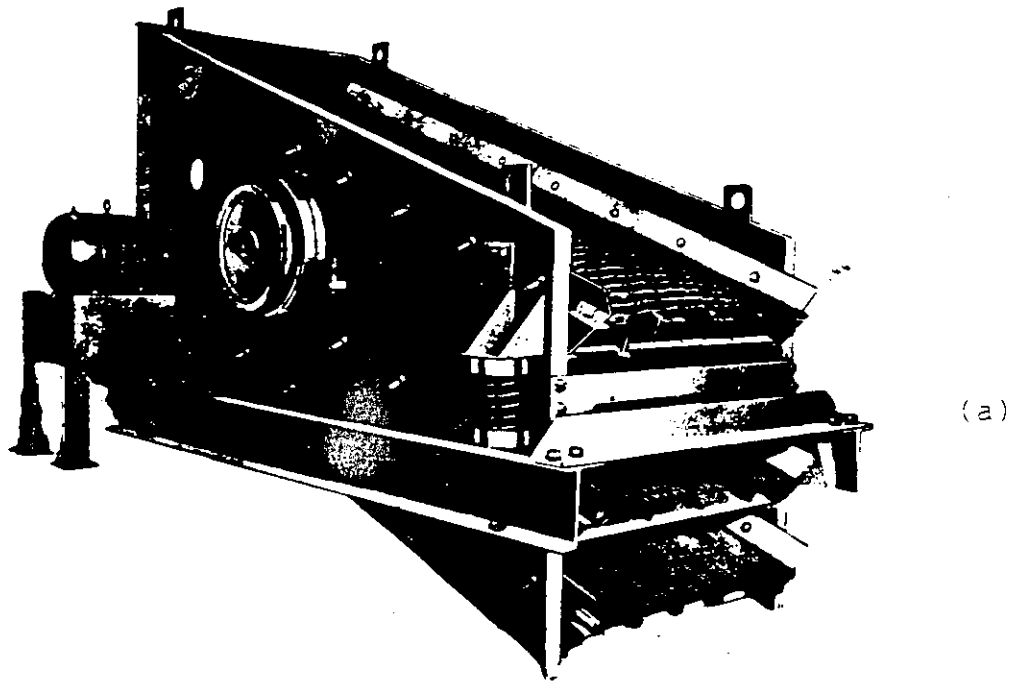


FIG. 31

- a) VISTA EXTERIOR DE UNA CRIBA VIBRATORIA INCLINADA DE TRES PISOS
- b) EXCENTRICO SIMPLE PARA CRIBA VIBRATORIA INCLINADA

3.2.2 Criba horizontal

Esta criba es similar a la vibratoria inclinada, la única diferencia es que tiene doble excéntrico como el que se muestra en la figura 32. En la Fig. 33 se muestra una criba de este tipo.

Con cualquiera de los dos tipos de criba descritos, horizontal e inclinada se logran las mismas producciones y eficiencias, siendo estas últimas las más económicas por su excéntrico simple, pero ocupan, para tamaños iguales, un mayor espacio vertical de instalación, que sus homólogas horizontales son aconsejables para equipar los grupos móviles siendo los tamaños más utilizados: 4' x 8', 4' x 10', 4' x 12', 5' x 12', 5' x 14', 5' x 16', 6' x 16', 6' x 18', 6' x 20', en sus versiones de uno, dos y tres pisos.

3.2.3 Criba giratoria

Esta criba consiste en un tambor grande de paredes cilíndricas perforadas el cual gira lentamente sobre su eje longitudinal inclinado. El material que se introduce por el extremo superior del cilindro, se mueve por el interior del mismo hasta que pasa por las aberturas; en cuanto a la cantidad de material que maneja este tipo de cribas, depende de la velocidad de rotación y de la inclinación, figura 34. En la actualidad, por su baja eficiencia con relación a las Cribas Vibratorias, este tipo de máquinas está prácticamente en desuso.

3.2.4 Capacidad de las cribas Vibratorias

Existen una gran variedad de tablas para obtener la capacidad de las cribas (dependiendo del fabricante) en base a la siguiente expresión:

$$\text{Area en piés cuadrados} = \frac{\text{Alimentación} - \text{Sobretamaño}}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

Donde A, B, C, D, E y F son factores que dependen de las características de las cribas y del material. Estos factores se especifican en las tablas. Anexo III.

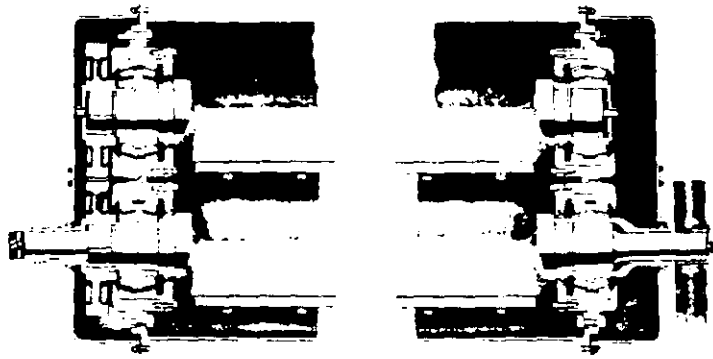
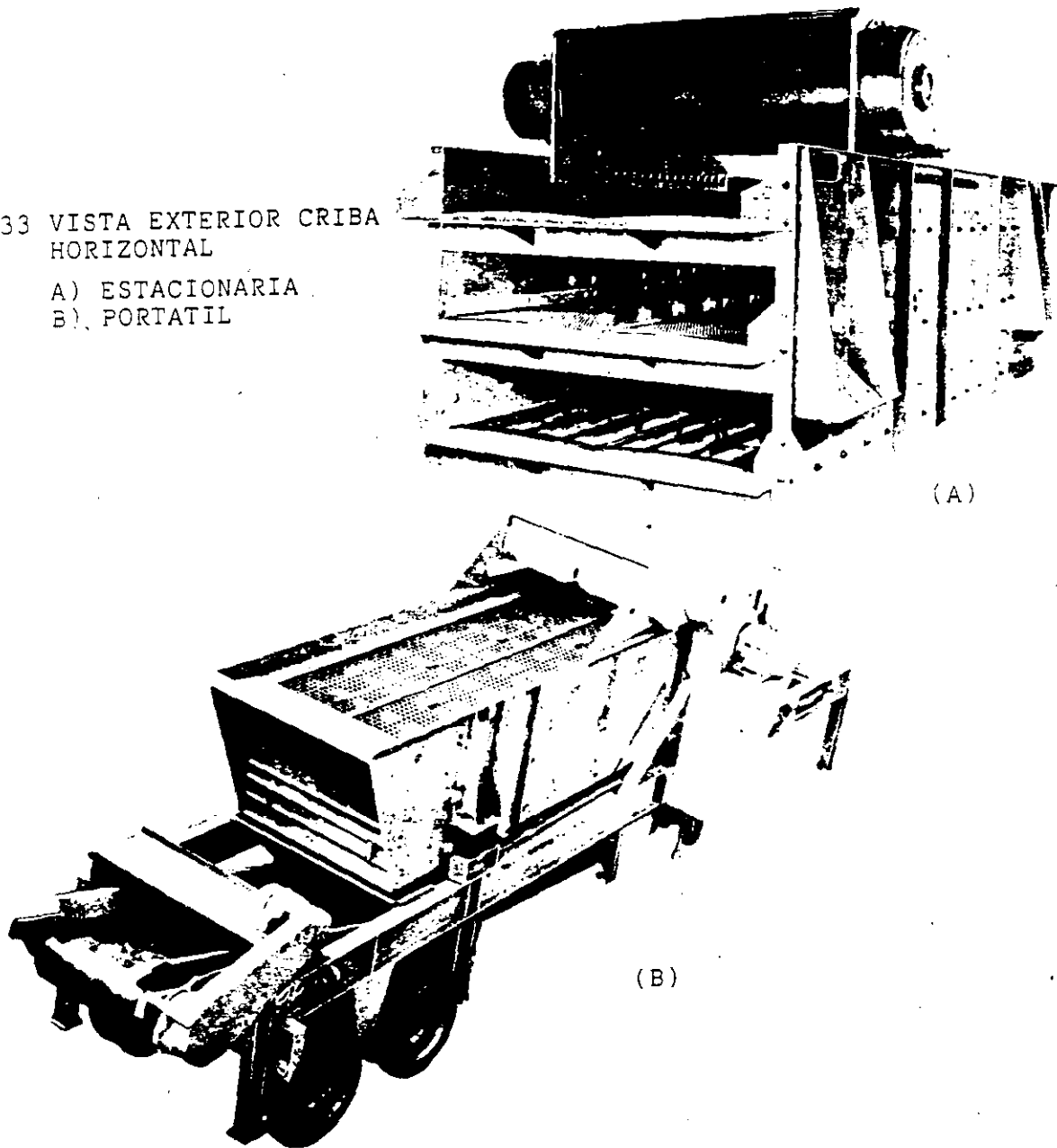


FIG. 32

DOBLE EXCENTRICO EN
CRIBA HORIZONTAL

FIG. 33 VISTA EXTERIOR CRIBA
HORIZONTAL
A) ESTACIONARIA
B) PORTATIL



(A)

(B)

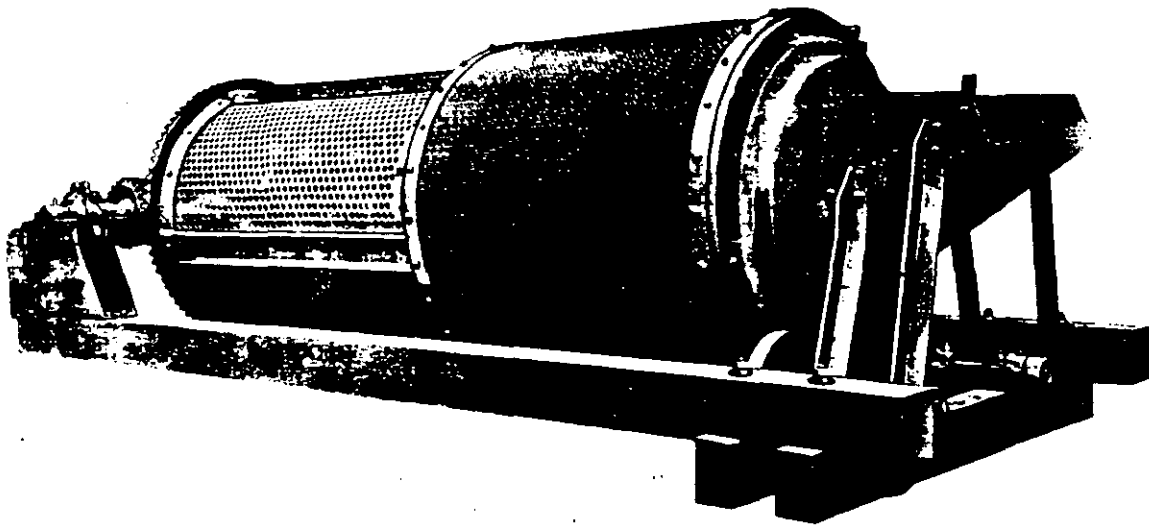


FIG. 34 VISTA GENERAL DE UNA CRIBA GIRATORIA (TROMMEL)

3.3 ALIMENTADORES

La alimentación del material en greña puede realizarse directamente en la boca de una trituradora, pero generalmente se hace por medio de tolvas en cuya parte inferior se encuentran los alimentadores, con o sin dispositivo de precibado, que conducirán el material hacia la quebradora.

Los principales propósitos de los alimentadores son:

1. Introducir el material a la planta de trituración.
2. Alimentarla uniforme, continuamente y sin fluctuación.
3. Proporcionar la cantidad requerida de material.
4. Recibir el material.
5. Adecuación de sus dimensiones a las condiciones y naturaleza de la alimentación.

Existen varios tipos de alimentadores, los más conocidos son:

Alimentador de mandil o de tablero metálico

Alimentador reciprocante o de plato.

Alimentador vibratorio con o sin rejilla (Grizzly) de precibado.

Alimentador de banda.

3.3.1 Alimentadores de mandil o tablero metálico (Apron Feeders)

Este alimentador está compuesto de paletas metálicas continuas que forman una especie de banda, la cual se mueve a una velocidad relativamente lenta (3 a 10 m/min.), accionado por un sistema de motor eléctrico, reductor, catarinas y cadenas; las paletas de acero forjado y la sobreposición de estas proveen al alimentador de un sistema de autolimpieza, por lo que está acondicionado para manejar material contaminado de arcilla; este tipo de equipo se recomienda para instalaciones de alta producción, donde se manejan grandes bloques de roca, en especial en plantas mineras y cementeras.

La alimentación que proporciona es continua y uniforme, pudiendo ser regulada equipando el alimentador con controles de velocidad.

Este equipo se puede encontrar en muy diversas dimensiones, siendo los anchos más utilizados:

24", 30", 36", 42", 48", 54", 60", 72" y 84" (Fig. 35)

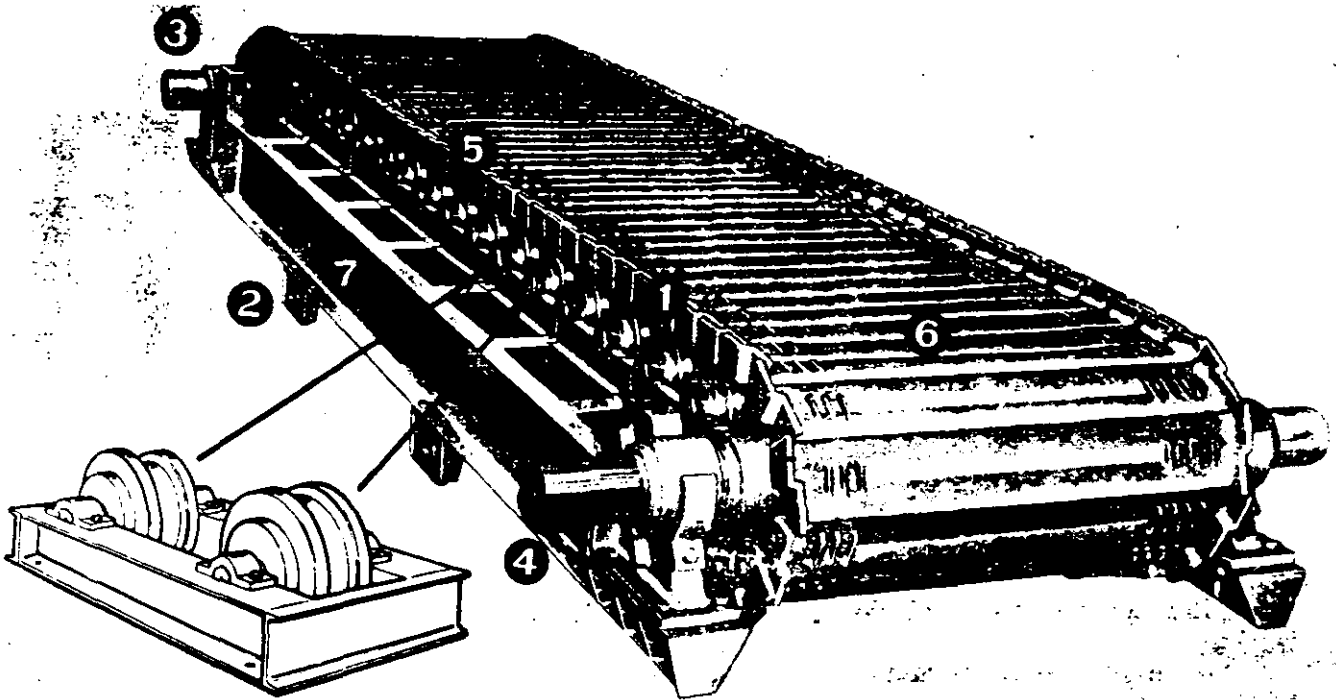


FIG. 35 ALIMENTADOR DE MANDIL O DE TABLERO METALICO (APRON FEEDER)

Tamaño mínimo del alimentador. Ancho x Longitud	Longitud máxima en pies	Capacidad en TPH para 25 PPM	H.P. REQUERIDOS PARA LAS LONGITUDES STANDAR.										Carga muy pesada. Mandil fabricado en fundición de acero al manganeso		Carga pesada. Mandil fabricado en placas de acero formadas	
			6'	9'	12'	15'	18'	21'	24'	27'	30'	Peso del alimentador de long. mínima (lbs).	Peso por pie adicional (lbs).	Peso del alimentador de long. mínima (lbs).	Peso por pie adicional (lbs).	
24" x 6'	15'	150	1½	2	3	3	--	--	--	--	--			4565	465	
30" x 6'	18'	234	2	3	3	5	5	--	--	--	--			4975	500	
36" x 9'	21'	338	-	3	3	5	5	5	--	--	--	11215	780	9860	665	
42" x 9'	21'	459	-	5	5	7½	7½	10	--	--	--	11885	830	10365	695	
48" x 12'	27'	600	-	-	7½	7½	10	10	15	15	--	15605	865	13215	720	
54" x 12'	27'	759	-	-	10	10	15	15	15	20	--	17290	945	14740	770	
60" x 15'	30'	937	-	-	--	15	15	20	20	20	25	24250	1120	20650	910	
72" x 15'	30'	1350	-	-	--	15	20*	20*	20*	30*	30*	31470	1580	22790	1075	
84" x 18'	30'	1838	-	-	--	--	20	30*	30*	40*	40*	**	**	**	**	

TABLA DE CAPACIDADES Y CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS ALIMENTADORES DE MANDIL O DE TABLERO METALICO

*.- Potencia total con dos motores eléctricos

**.- tamaño disponible únicamente en fundición de acero al carbón

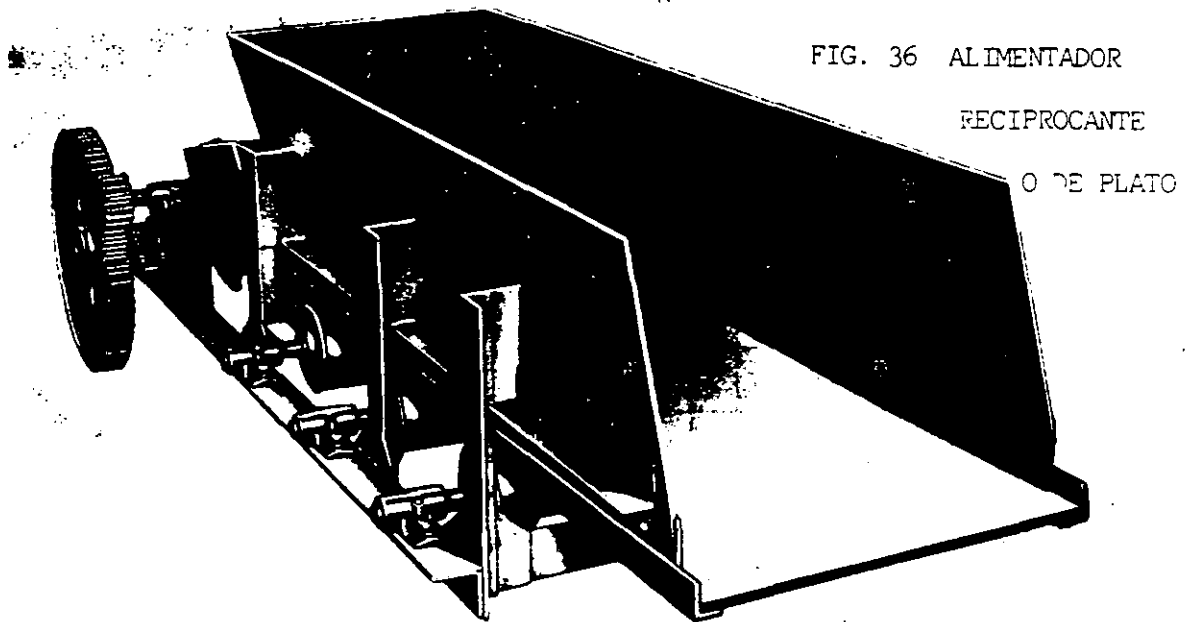
3.3.2 Alimentador reciprocante o de plato (Plate Feeder)

Se compone de una placa metálica rectangular montada sobre rodillos, animada de un movimiento de vaivén ocasionado por una biela excéntrica, con la cual se puede controlar el régimen de la alimentación.

Estos alimentadores se usan por lo general en instalaciones pequeñas para el manejo de arenas y gravas, son relativamente económicos tanto en costo como en mantenimiento.

Los anchos más utilizados son:

16", 20", 24", 30", 36", 48", 60" y 72". (Fig. 36).



Tamaño del Alimentador de Plato Estandar (ancho x long)	TRABAJO NORMAL				TRABAJO PESADO				
	16"x5'	20"x5'	24"x5'	*30"x5'-6"	*30"x5'-6"	36"x6'	*48"x7'	60"x8'	*72"x10'
Capacidad, en Tons. por hora	15-60	25-100	35-140	55-220	55-220	75-300	150-600	240-960	280-1100
Ajuste de la carrera, en pulg.	2-6	2-6	2-6	2-6	2-6	3-8	3-8	3-8	3-8
Velocidad de la flecha excéntrica, en R.P.M.	50	50	50	50	50	40	40	40	30
Caballos de fuerza requeridos	1½	1½	2	3	5	7½	10	20	40
Peso de la unidad, en lbs.	1100	1150	1320	2180	3200	4100	6700	10000	16700
Peso del empaque de madera para exportarse, en lbs.	1250	1300	1500	2450	3600	4600	7500	11250	18000
Volumen, en pies ³	70	90	100	170	170	250	520	650	930

* Alimentadores con dos excéntricos

TABLA DE CAPACIDADES Y CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS ALIMENTADORES RECIPROCANTES DE PLATO

3.3.3 Alimentador vibratorio con o sin rejilla de precibado (Grizzly).

Este tipo de alimentador es el de mayor uso en la actualidad. Por medio de vibraciones a 45° con respecto a la horizontal, el material es conducido hacia adelante. El rango de alimentación puede ser controlado por un motor de velocidad variable y un control del mismo que regula la frecuencia de las vibraciones.

Se utilizan generalmente en instalaciones de mediana y elevada producción, para elaborar agregados pétreos para la industria de la construcción.

Las rejillas (Fig. 37) hacen una preclasificación del material enviando a la quebradora primaria únicamente el material que necesita de esta primera etapa de trituración. El material pequeño que pueda contener la greña será almacenado o mandado a trituración secundaria o terciaria según sea el caso, evitándose así un desgaste innecesario del equipo, obteniéndose un mayor rendimiento en la producción. Los anchos más utilizados son: 36", 42", 48", 60" y 72" (Fig. 38).

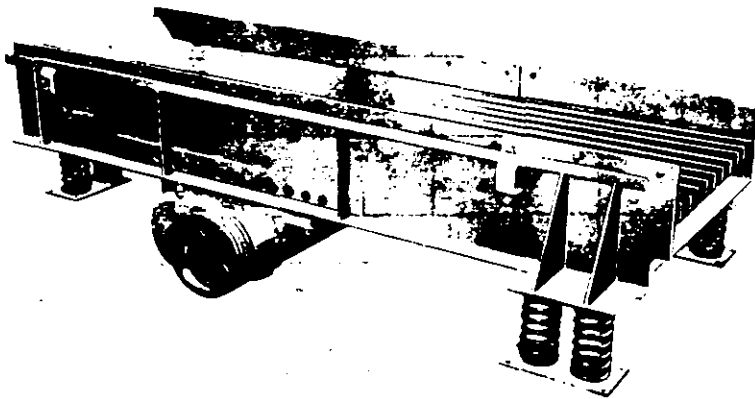


FIG. 37 ALIMENTADOR VIBRATORIO CON REJILLA DE PRECRIBADO

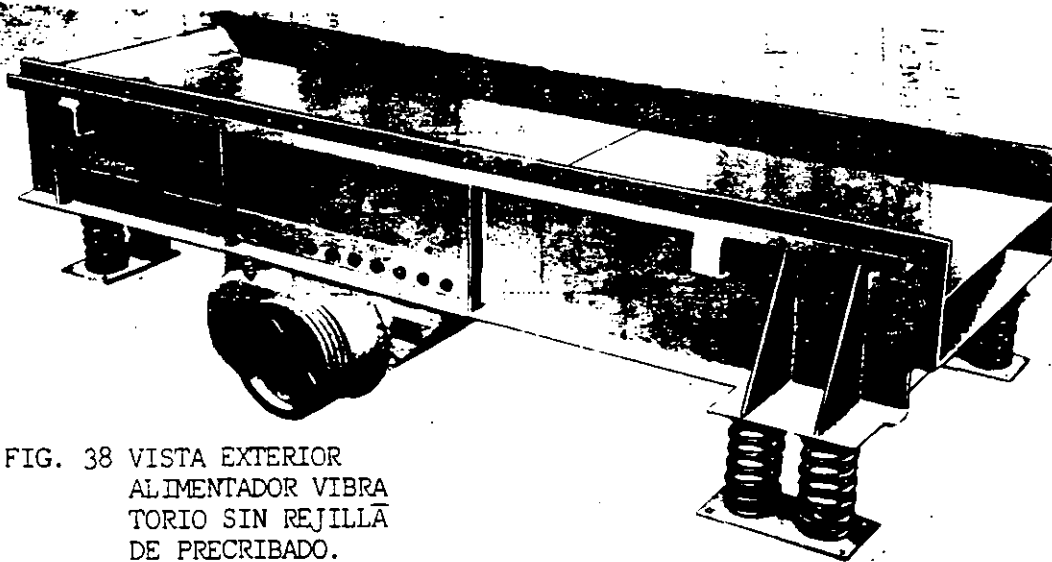


FIG. 38 VISTA EXTERIOR ALIMENTADOR VIBRATORIO SIN REJILLA DE PRECRIBADO.

ESPECIFICACIONES Y CAPACIDADES DE LOS ALIMENTADORES GRIZZLY Y VIBRATORIOS

ANCHO ESTANDAR LONGITUD ESTANDAR	36" DE ANCHO			42" DE ANCHO			48" DE ANCHO					60" DE ANCHO				72" DE ANCHO			
	12'	14'	16'	12'	14'	16'	12'	14'	16'	18'	20'	16'	18'	20'	22'	16'	18'	20'	22'
Alimentador Vibratorio - Peso Total lb	6375	6910	8145	6800	7390	8260	7345	7765	9340	19000	20400	19850	21350	22600	24300	22450	24750	24350	25850
Alimentador Grizzly vibra- torio con sección de rejilla de 5' - peso total lb	6525	7005	8310	7090	7625	8550	7640	8015	9625	19350	20750	20300	21800	23050	24750	22900	24550	24750	26300
Alimentador Grizzly vibratorio con Sección de rejilla de 8' peso total lb	--	--	8900	--	--	9270	--	--	11420	--	--	21800	23200	--	--	23550	--	--	--
Alimentador Grizzly vibratorio con Sección de rejilla de 9' Peso total lb	--	--	--	--	--	--	--	--	--	19900	21650	--	22850	24700	--	--	25250	27000	--
Alimentador Grizzly vibratorio con Sección de rejilla de 10' Peso total lb	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	25300	--	--	--	28000
Extensiones fuera de la zona de carga - ancho	7' 6"	7' 6"	7' 6"	8' 0"	8' 0"	8' 0"	8' 6"	8' 6"	8' 6"	8' 6"	8' 6"	9' 6"	9' 6"	9' 6"	9' 6"	10' 5"	10' 5"	10' 5"	10' 5"
Dentro de la zona - ancho	13' 6"	13' 6"	13' 6"	14' 0"	14' 0"	14' 0"	14' 6"	14' 6"	14' 6"	14' 6"	14' 6"	15' 6"	15' 6"	15' 6"	15' 6"	16' 5"	16' 5"	16' 5"	16' 5"
Extens. fuera de la zona de carga - peso	8950	10200	11250	9050	10350	11400	12050	12850	13500	14250	15850	13650	14450	16050	16950	13900	14700	16400	17200
Dentro de la zona - peso	13850	15250	16350	14000	15400	16500	18800	20600	22250	26000	28250	24800	26400	29650	30550	26900	26950	30250	31100
Motor eléctrico - H.P.	15	15	20	15	20	20	20	20	25	30	30	30	30	40	40	40	40	50	50
Rango de capacidades en tons. por hora	325- 975	325- 975	325- 975	400- 1150	400- 1150	400- 1150	450- 1325	450- 1325	450- 1325	450- 1325	450- 1325	575- 1700	575- 1700	575- 1700	575- 1700	700- 2050	700- 2050	700- 2050	700- 2050

TABLA DE CAPACIDADES Y CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS ALIMENTADORES VIBRATORIOS

La rejilla que caracteriza este tipo de alimentador es conocido como grizzly. Este tipo de alimentador necesita menor mantenimiento que cualquier otro tipo. Se fabrica en anchos de 36", 42", 48", 60" y 72".

3.3.4 Otros tipos de alimentadores

Alimentador de banda

Este tipo de alimentador trabaja con el mismo principio que el de tipo mandil pero se utiliza para material de menores dimensiones. Tiene una compuerta en la parte superior que ayuda a controlar la alimentación (Fig. 39).

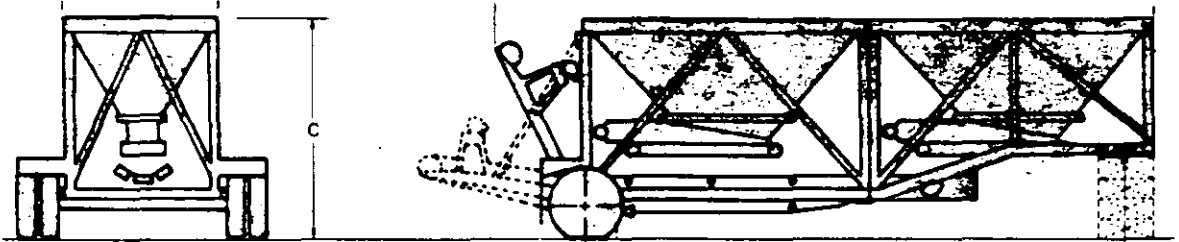


FIG. 39 TOLVAS EQUIPADAS CON ALIMENTADORES DE BANDA.

3.3.5 Selección de los alimentadores

Datos requeridos para seleccionar un Alimentador:

1. Toneladas por hora que deben ser manejadas, incluyendo alimentaciones máxima y mínima.
2. Peso volúmetrico del material.
3. Distancia a la cual debe transportarse el material.
4. Altura a la cual el material debe ser elevado.
5. Limitaciones de espacio.
6. Método utilizado para la carga del alimentador.
7. Características del material.

Procedimiento seguido para seleccionar un Alimentador:

Etapa 1: Seleccionar el tipo de Alimentador de acuerdo con el cuadro de "APLICACION DE LOS ALIMENTADORES".

Etapa 2: Seleccionar el ancho del Alimentador. El ancho puede depender de la quebradora que va a ser alimentada; por ejemplo, una Quebradora de Quijadas con una determinada boca de admisión o por el tamaño de la abertura de la Tolva que va a utilizarse. El ancho del Alimentador puede también ser determinado por el

tamaño máximo de la roca en la alimentación, o por la profundidad deseada del material y su velocidad de transporte. (ver nota).

Etapa 3: Verificar la capacidad del Alimentador seleccionado, contra las cifras indicadas en las páginas de capacidades respectivas.

Etapa 4: Determinar los HP (caballos de potencia) requeridos de las tablas de selección del tipo de Alimentador respectivo (Etapa 1).

Nota: La profundidad para un material con peso volumétrico de 100 libras por pié cúbico (aproximadamente 1600 kilogramos por metro cúbico), puede encontrarse por medio de la fórmula siguiente:

$$D = \frac{4 \times \text{TPH}}{W \times \text{FPM}}$$

en la cual:

- D = Profundidad en pulgadas
- TPH = Toneladas por hora
- FPM = Piés por minuto a los cuales es alimentado el material
- W = Ancho neto del Alimentador en piés

APLICACION DE LOS ALIMENTADORES

TIPO DE TRABAJO

Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer, pala o draga. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder el 75% del ancho del Alimentador

Alimentación de una tolva de carga de material no abrasivo. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder el 75% del ancho del Alimentador.

Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer, pala o draga. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 50% del ancho del Alimentador.

TIPO DE ALIMENTADOR RECOMENDADO

Alimentador de tablero metálico tipo Apron, para trabajo extrapesado con paletas de acero al Manganeso.

Alimentador de tablero metálico tipo Apron, para trabajo extrapesado con paletas de acero al carbón.

Alimentador de tablero metálico tipo Apron, para trabajo pesado.

TIPO DE TRABAJO

TIPO DE ALIMENTADOR RECOMENDADO

Alimentación de una tolva de carga de material no abrasivo. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 30% del ancho del Alimentador.

Alimentador de tablero metálico tipo Apron, para trabajo Standard.

Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 75% del ancho del Alimentador.

Alimentador vibratorio de charola o Alimentador vibratorio de rejilla.

Alimentador bajo la Quebradora Primaria para proteger a la Banda Transportadora de evacuación.

Alimentador Vibratorio de Rejilla.

Alimentador bajo tolvas o pilas de almacenamiento. El tamaño máximo del Agregado no deberá exceder al 50% del ancho del Alimentador.

Alimentador reciprocante de plato.

Alimentador bajo tolvas o pilas de almacenamiento. El tamaño máximo del Agregado no deberá exceder al 30% del ancho del Alimentador.

Alimentador de Banda.

3.4 EQUIPO DE LAVADO Y DESENLODADORES

En la producción de agregados pétreos por vía húmeda, fundamentalmente para la elaboración de concretos hidráulicos, es necesario lavar el material, ésto se hace por medio del equipo de lavado, existiendo diversos tipos y modelos:

3.4.1 Flautas de Riego

1) Lavadores de grava. El lavado de la grava se hace durante el cribado aplicándole chorros de agua a alta velocidad (chiflones) los cuales remueven la arena y polvo adheridos. (Fig. 40).

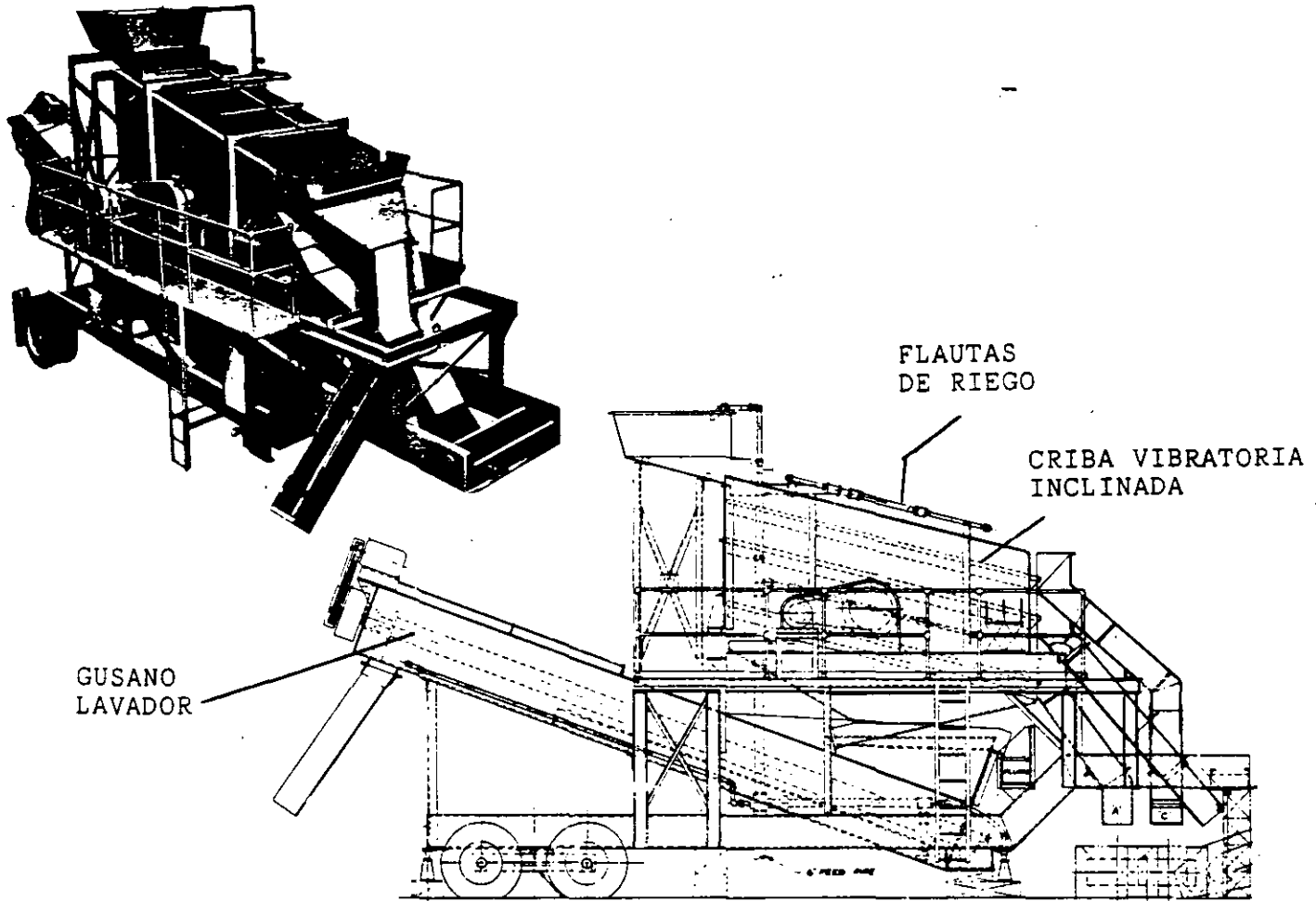
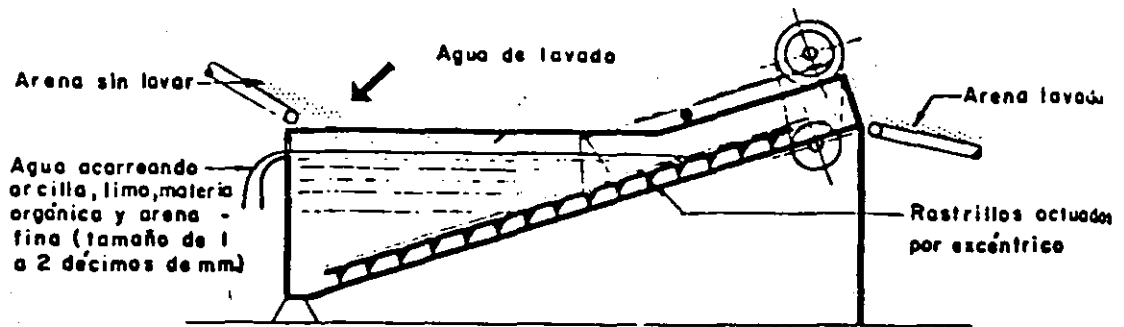


FIG. 40 PLANTA PORTATIL DE CRIBADO Y LAVADO DE AGREGADOS PETREOS

2) Rastrillos. Existen dos tipos de lavado por rastrillo, basándose en el mismo principio: El material contaminado entra por el mismo lado que lo hace el agua, los finos del material son capturados por ésta y el material grueso cae en los rastrillos que lo conducen al exterior por el extremo contrario. Los rastrillos pueden actuar mediante excéntricos o bien por medio de bandas o eslabones. (Fig. 41 a y b respectivamente).



a) ACTUADOS POR EXCENTRICO

b) EN-ESLABON O BANDA

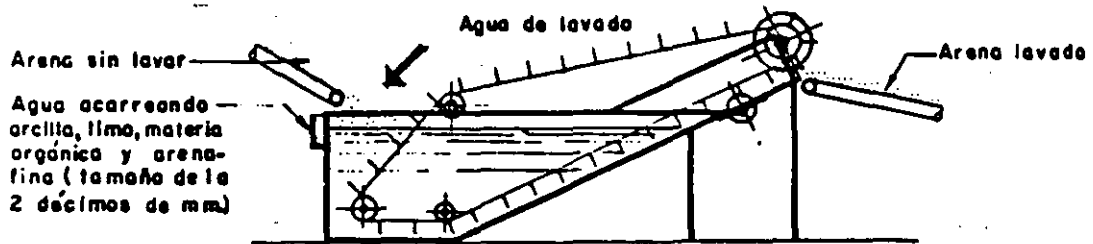


FIG. 41 RASTRILLOS

3) Gusano lavador o clasificador de tornillo de Arquímedes. Está compuesto de un recipiente metálico que por lo general se ensancha en la parte inferior formando un tanque de clasificación, en su interior se encuentra una espiral que lava las impurezas de las arenas escurriéndolas del agua excedente y evacuándolas por su parte antero-superior para su almacenamiento, (Figs. 42 y 43). Se fabrican en diámetros de 20", 24", 30", 36", 42", 48", 60" y 72", en sus versiones de Gusano Simple y Gusano Doble.



FIG. 42 CORTE ESQUEMATICO DE GUSANO LAVADOR

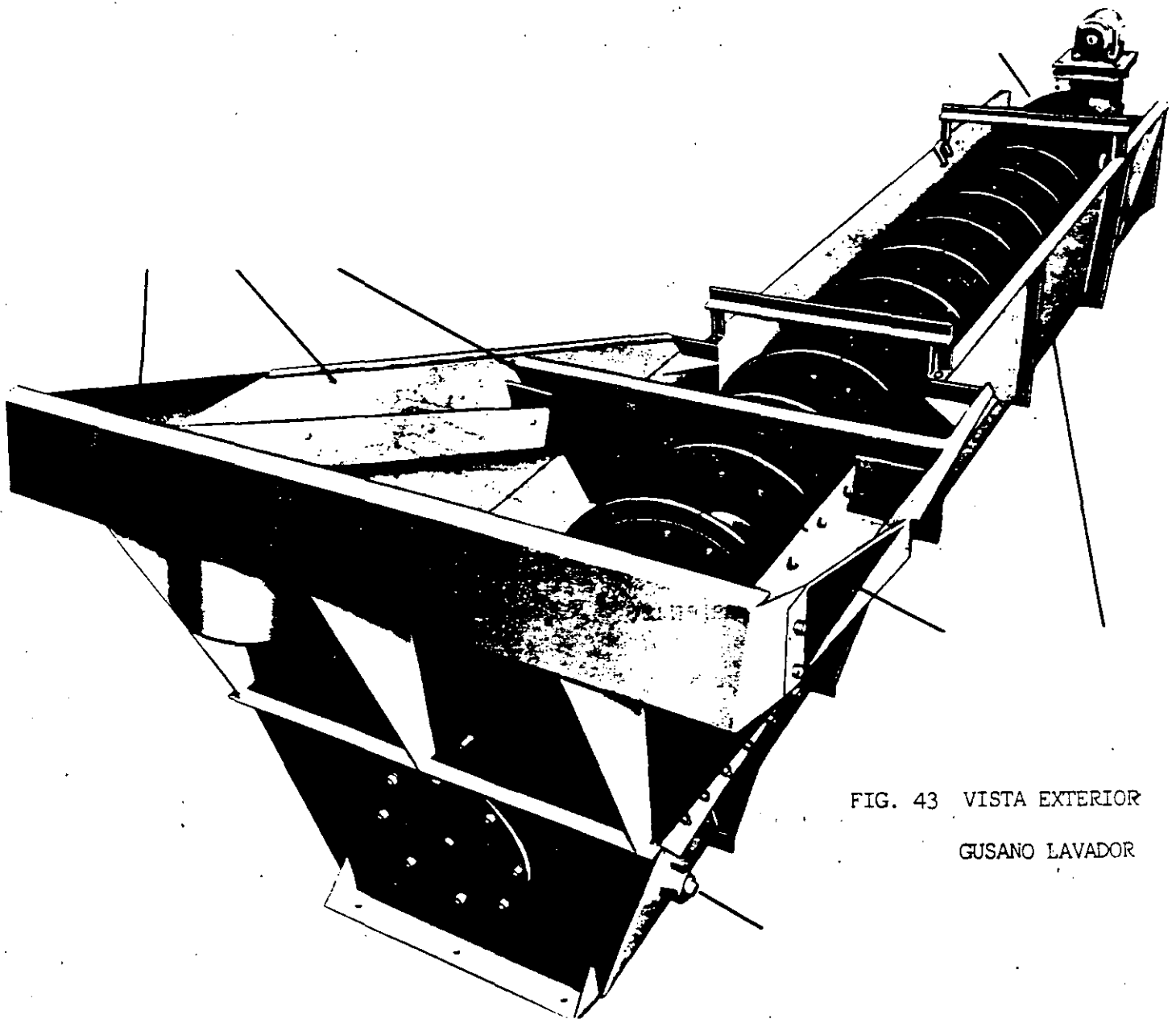


FIG. 43 VISTA EXTERIOR
GUSANO LAVADOR

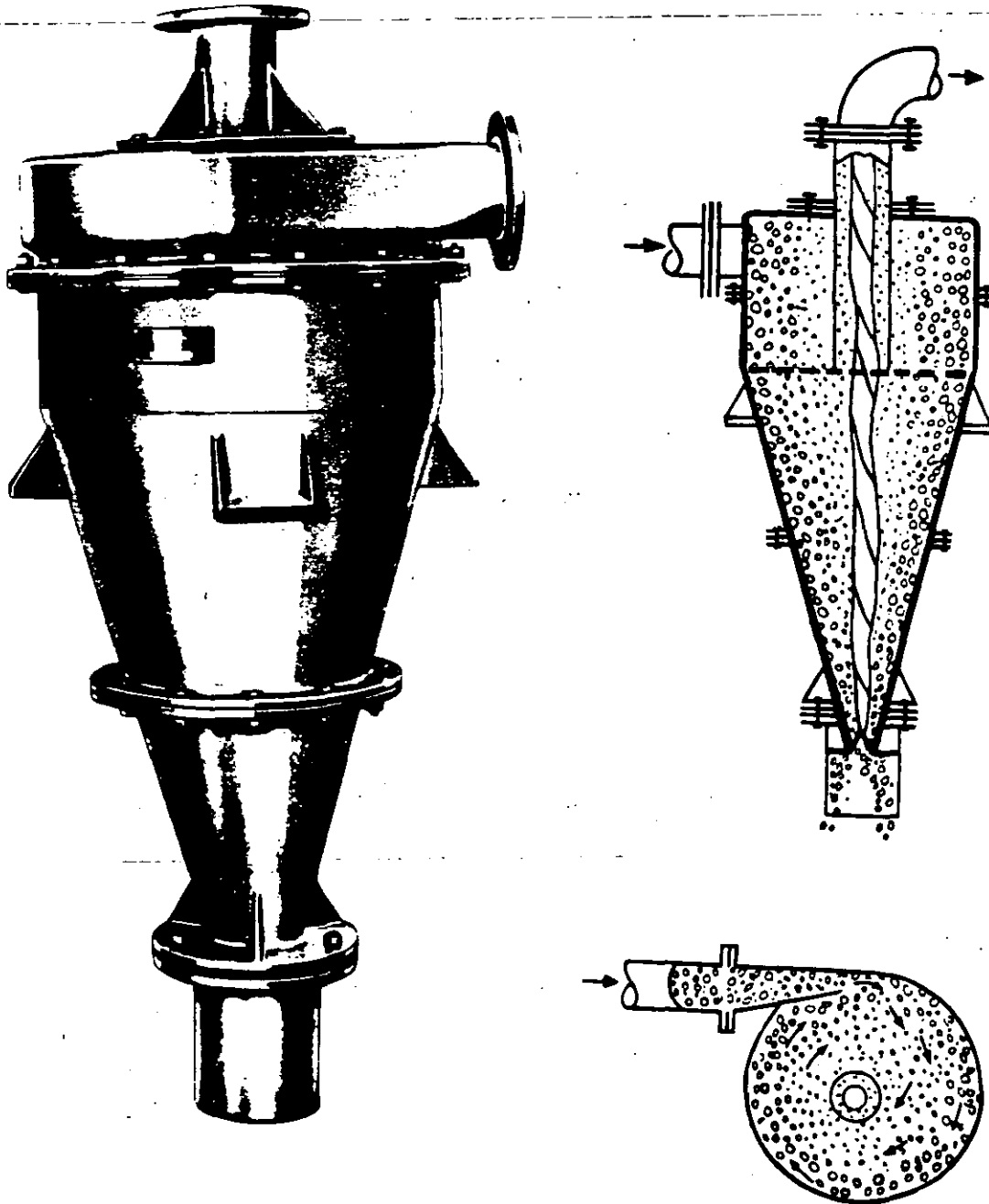


FIG. 44 CICLON HIDRAULICO PARA LA RECUPERACION DE PARTICULAS FINAS DE ARENA ARRASTRADAS EN EL VERTEDOR DE UN GUSANO LAVADOR. VISTA GENERAL Y CROQUIS LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE SU PRINCIPIO DE OPERACION.

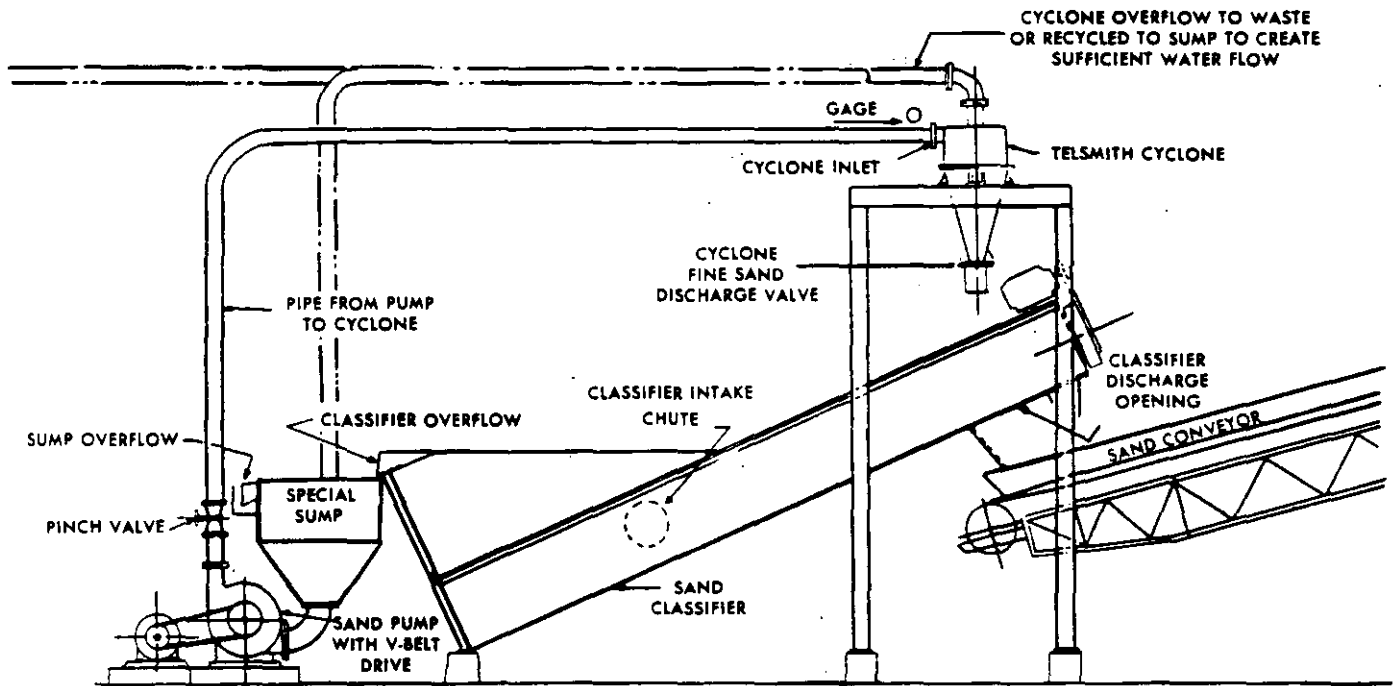
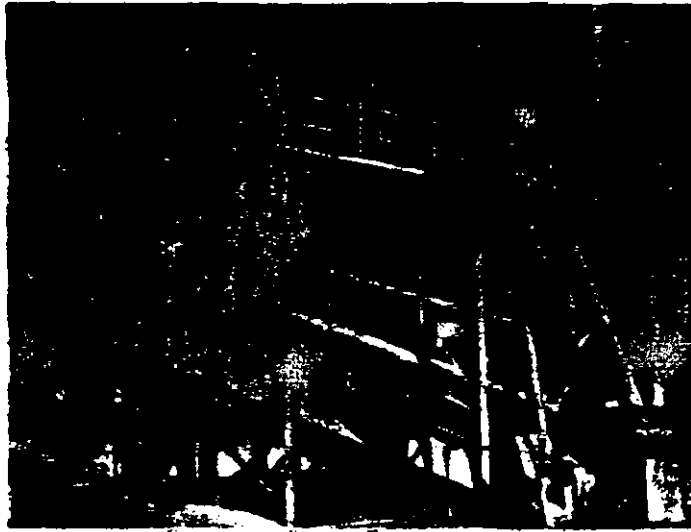


FIG. 45 VISTA GENERAL Y ESQUEMA DE INSTALACION DE UN GUSANO LAVADOR Y CICLON HIDRAULICO, PARA LA CLASIFICACION POR VIA HUMEDA Y RECUPERACION DE FINOS UTILES DE ARENAS DESTINADAS A LA ELABORACION DE CONCRETOS HIDRAULICOS.

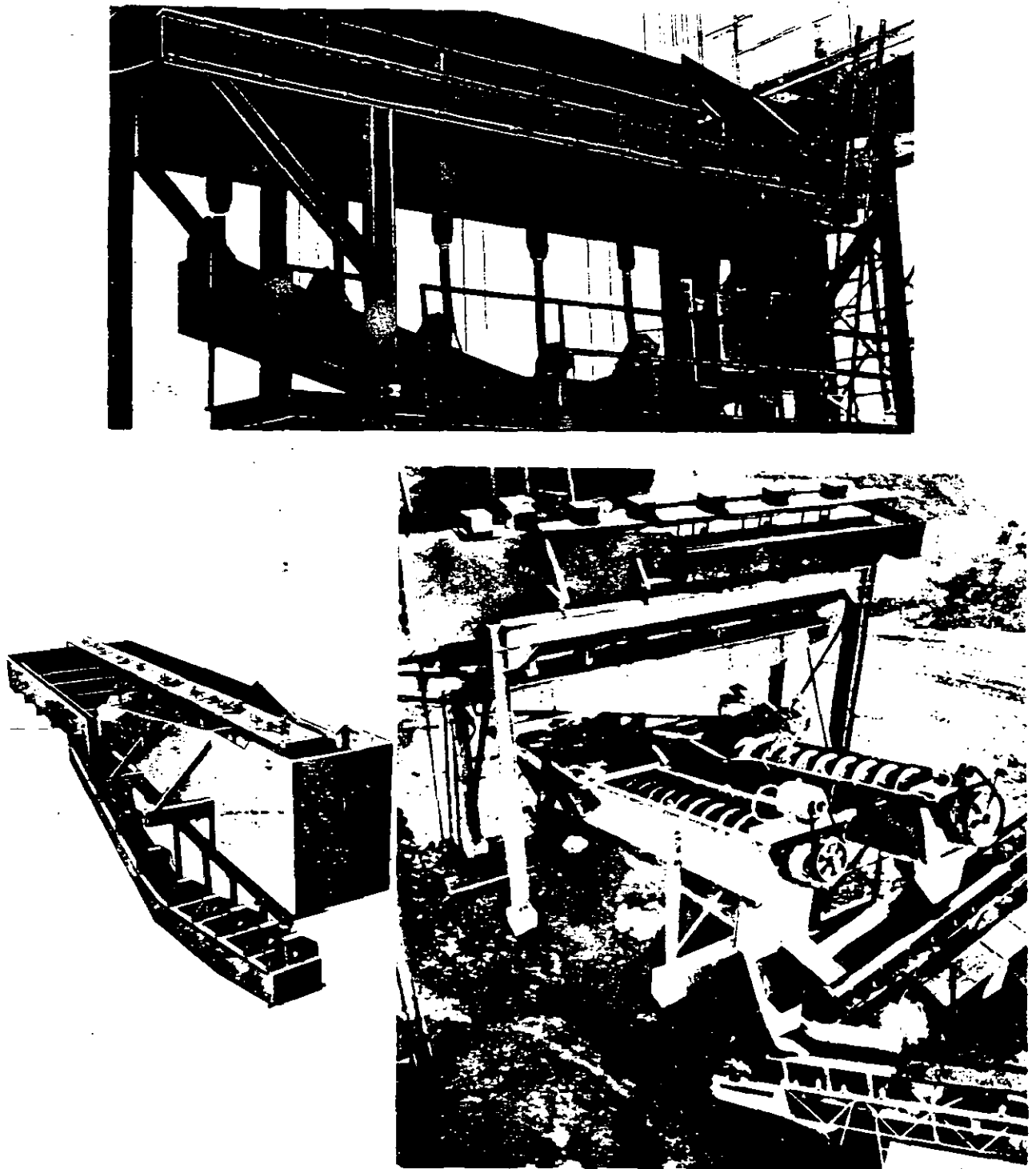


FIG. 46 VISTAS INFERIOR, SUPERIOR Y EN OPERACION, DE UN TANQUE CLASIFICADOR DE ARENAS POR SEDIMENTACION PROGRESIVA DE PARTICULAS GRUESAS, MEDIANAS Y FINAS, PARA EL CONTROL DE SU MODULO DE FINURA.

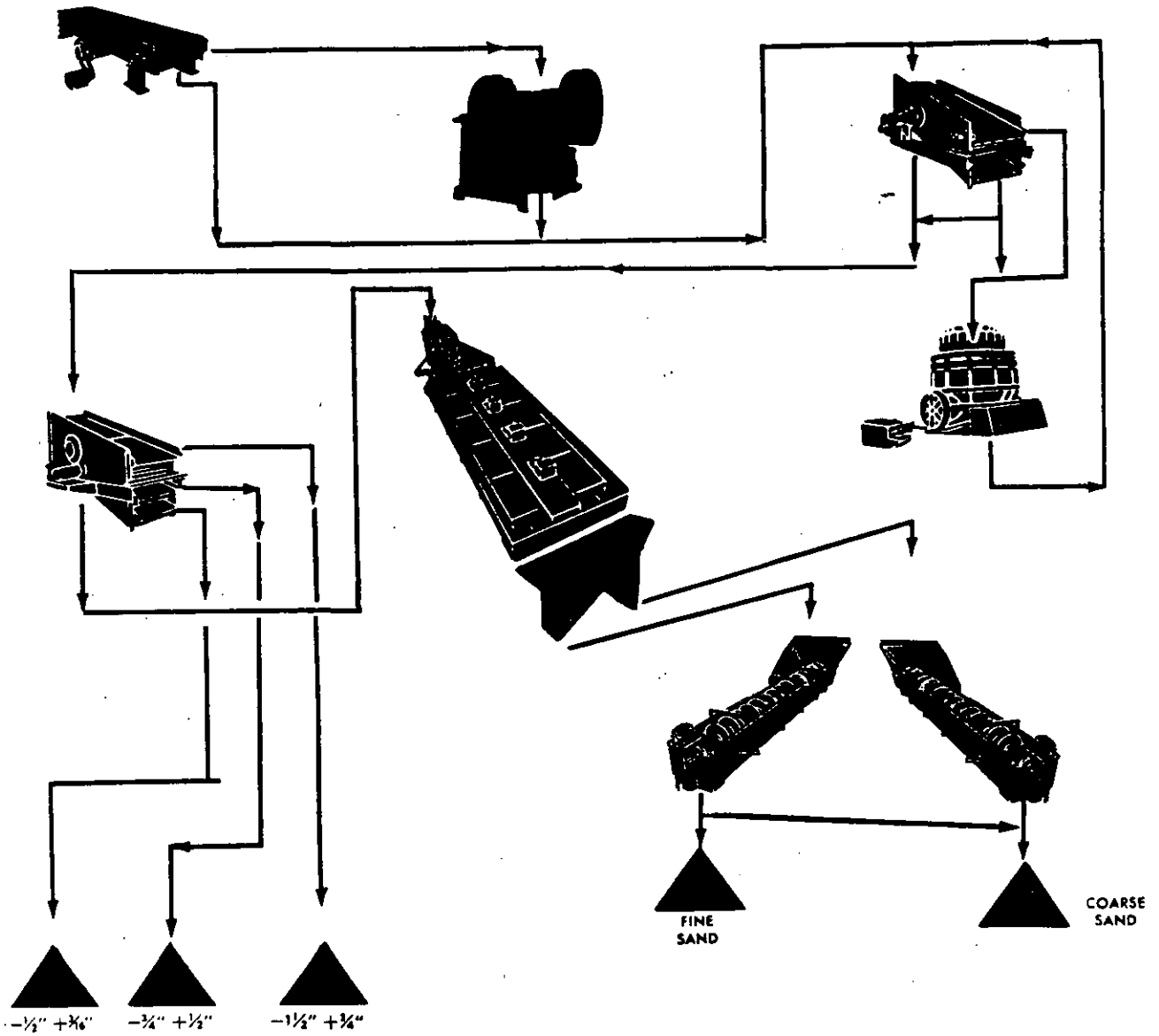


FIG. 47 ESQUEMA DE LA HOJA DE FLUJO (FLOW SHEET), DE UNA PLANTA DE PRODUCCION POR VIA HUMEDA, DE AGREGADOS LAVADOS DESTINADOS A LA ELABORACION DE CONCRETOS HIDRAULICOS CON ALIMENTADOR GRIZZLY VIBRATORIO, QUEBRADORA PRIMARIA DE QUIJADAS, CRIBAS VIBRATORIAS INCLINADAS, TRITURADORA SECUNDARIA DE CONOS, TANQUE CLASIFICADOR DE ARENAS Y GUSANOS LAVADORES-ESCURRIDORES.

3.4.2 Desenlodadores

Tambores desenlodadores. Para el lavado enérgico de minerales y de gravas naturales fuertemente contaminadas con arcilla, se emplean los tambores desenlodadores o scrubbers que constan de un cilindro o placa de acero en cuyo interior se montan aspas o paletas metálicas, que mueven el material en su interior. A su vez constan de un dispositivo de riego de agua a presión para realizar dentro del tambor el lavado de los agregados, así como de orificios en la parte exterior para la evacuación del agua (Figs. 48 y 49). Se fabrican en diámetros de 72", 96" y 120".

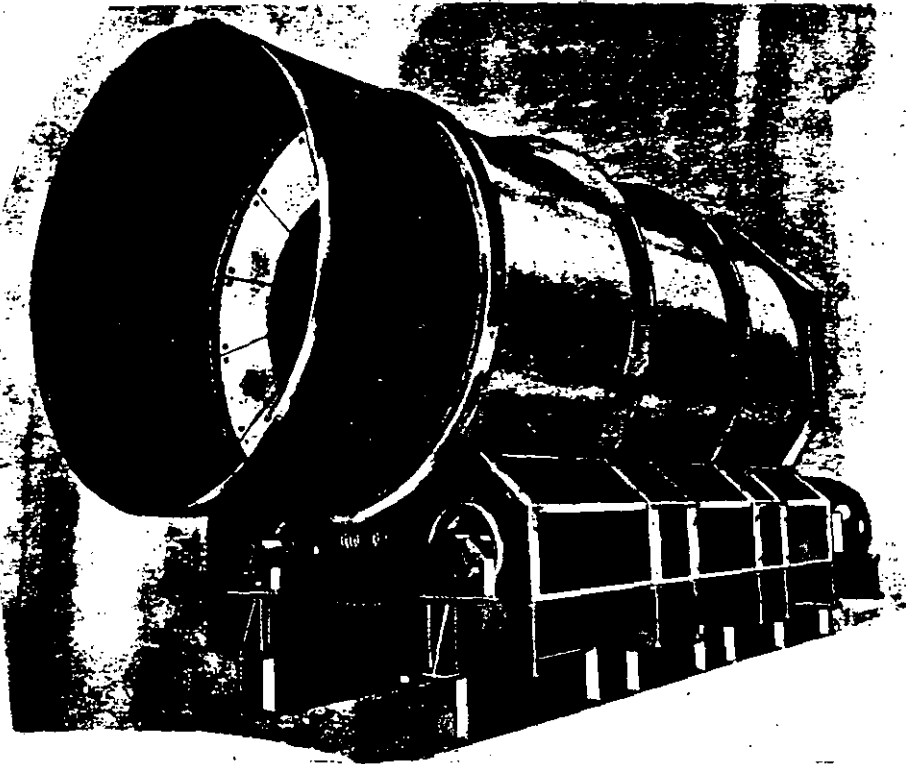


FIG. 48 VISTA EXTERIOR TAMBOR DESENLODADOR (SCRUBBER)

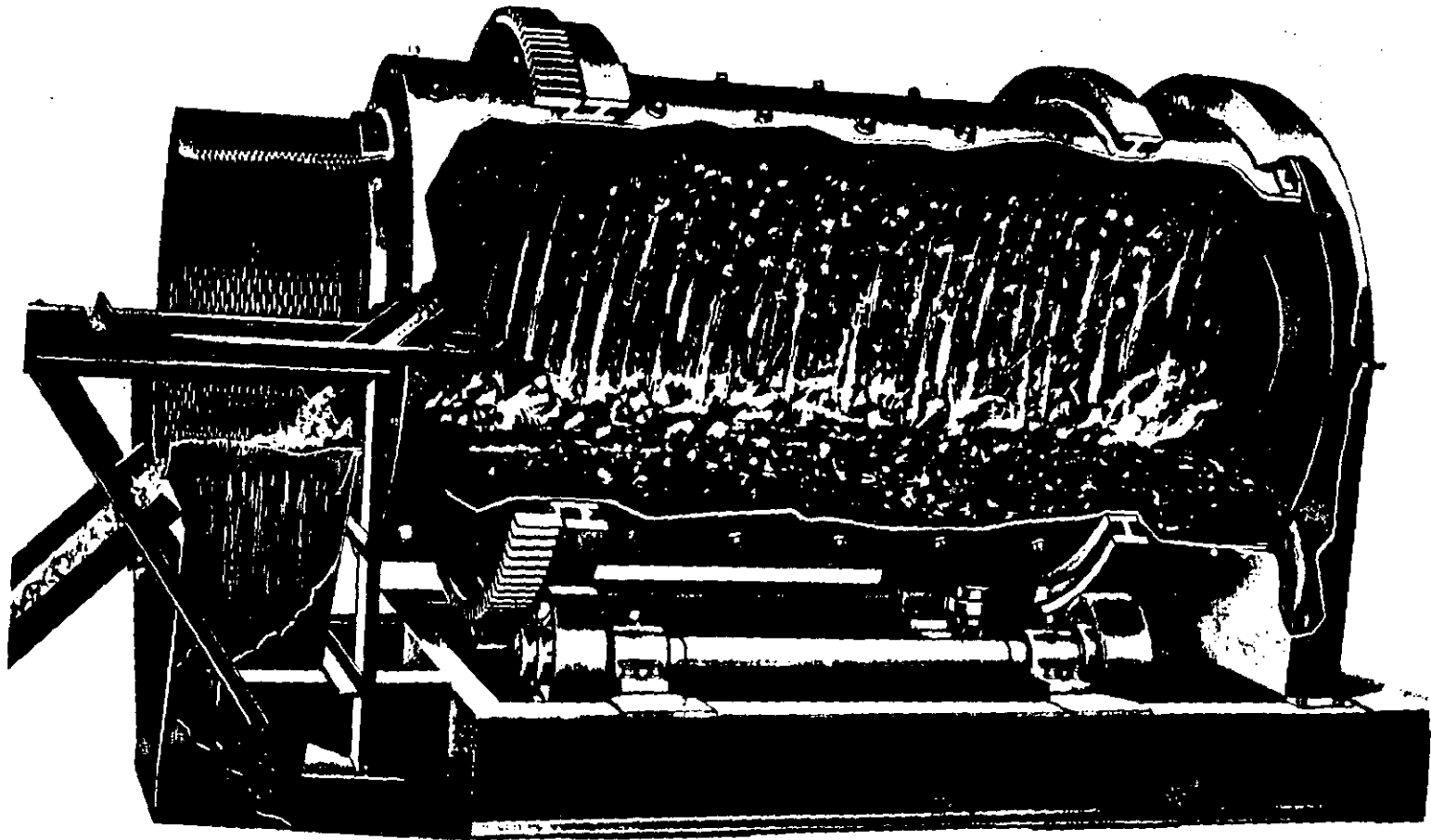


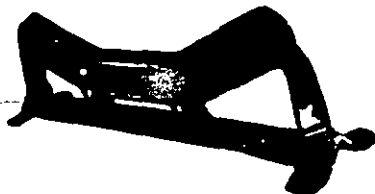
FIG. 49 VISTA INTERIOR DE UN TAMBOR LAVADOR-DESENLODADOR DE GRAVAS.

3.5 TRANSPORTADORES DE BANDA

Como se mencionó anteriormene, una de las opciones para el transporte y manejo de agregados pétreos, son los transportadores de banda, conocidos también como bandas transportadoras, siendo éste un equipo de mecánica simple y de gran eficiencia.

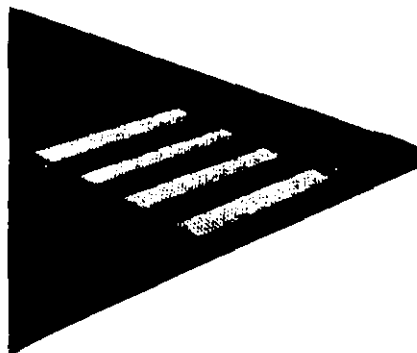
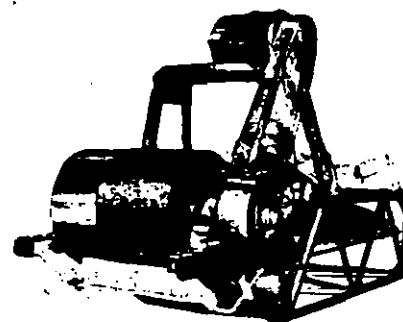
Existen varios tipos de transportadores de acuerdo a las necesidades de la industria en general, pero todos constan de una cinta o banda de hule reforzada con capas de lona o de nylon en diferentes anchos, montados en trenes con un número de rodillos variables (Fig. 50), generalmente tres con diversas inclinaciones uniformemente espaciadas y accionadas por una polea de cabeza motriz que a su vez es accionada por un moto-reductor eléctrico que le imprime a la banda una velocidad lineal que va de 30 a 180 metros por minuto, en la mayoría de los casos con el fin de transportar de ese modo un flujo uniforme del material.

FIG. 50 DETALLES DE BANDA TRANSPORTADORA.



TREN DE RODILLOS DE CARGA.

CABEZA MOTRIZ CON MOTOR,
POLEA , REDUCTOR Y
TRANSMISION.



CORTE DE UNA BANDA MOSTRANDO
LAS CAPAS DE LONA Y HULE.

En la figura 51 se muestran los componentes de un sistema de transportador de banda, se puede observar la estructura de soporte que es de acero tipo celosía para transportadores grandes y tipo viguetas de canal para los transportadores medianos y pequeños.

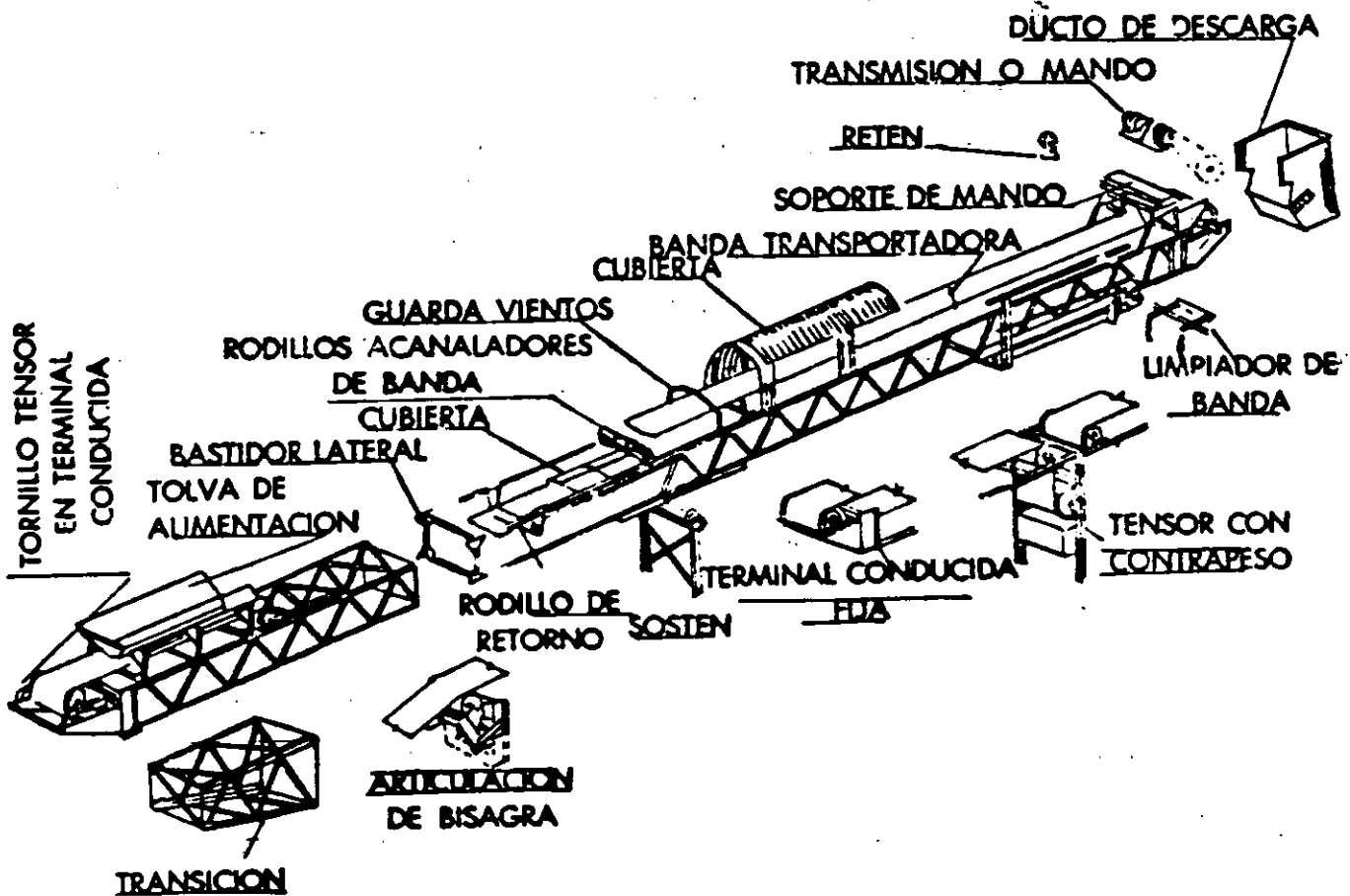


FIG. 51 COMPONENTES DE UNA BANDA TRANSPORTADORA

Existen sistemas de transporte por medio de bandas de varios kilómetros de longitud, sobre todo en la industria minera por ser un medio económico y eficaz, justificándose ampliamente la elevada inversión inicial.

Entre los tipos de banda están:

Banda transportadora radial (Stacker) para almacenamiento de agregados

en pailas sobre el terreno (Fig. 52):

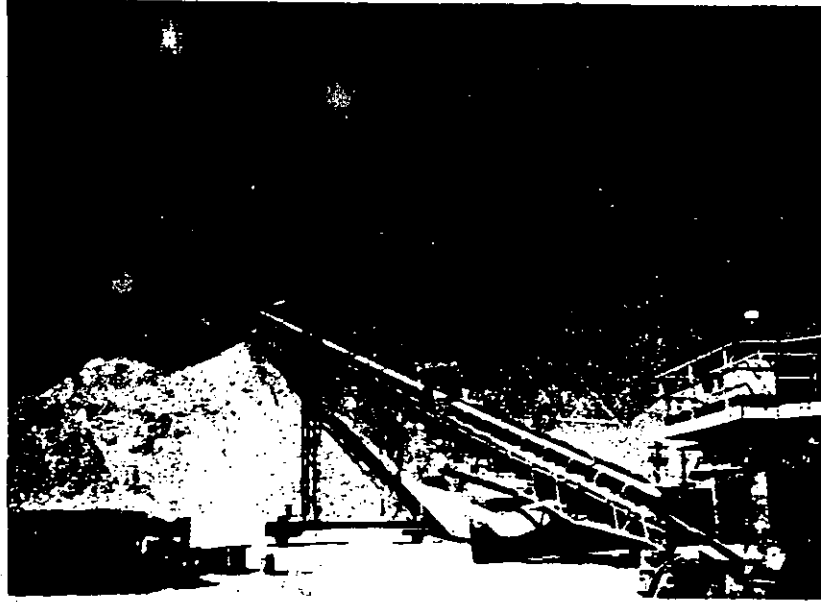


FIG. 52 BANDA DE ALMACENAMIENTO DE MATERIALES CON MOVIMIENTO RADIAL, O "STACKER".

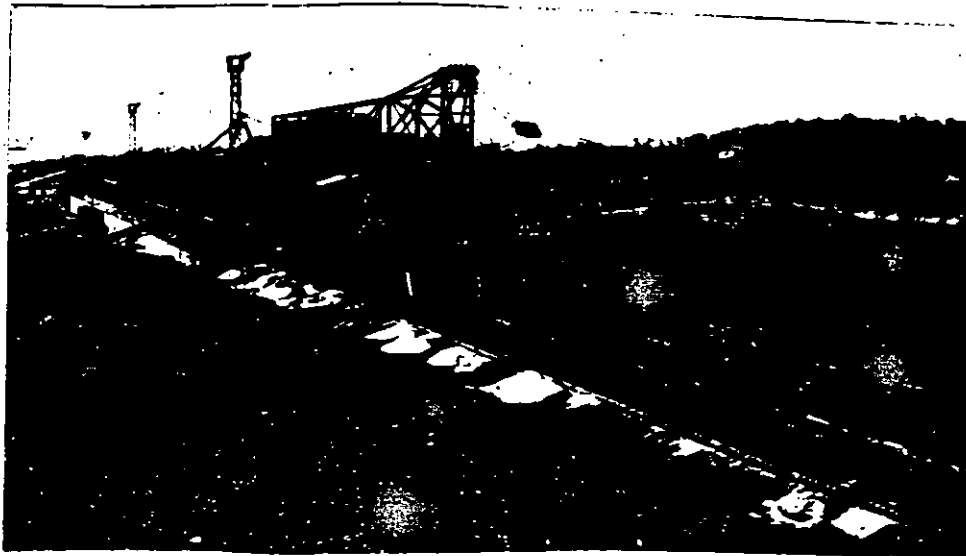


FIG. 53 SISTEMA ESTACIONARIO DE TRANSPORTE DE AGREGADOS Y ALMACENAMIENTO SOBRE EL TERRENO A BASE DE TRANSPORTADORES CON PUNTOS DE DESCARGA VARIABLES A LO LARGO DE SU LONGITUD (TRIPPER).

3.6 ELEVADORES DE CANGILONES

Es un tipo de equipo de elevación de materiales a granel que consiste básicamente en una serie de botes o cangilones montados ya sea sobre cadenas o sobre una banda de hule. Tanto las cadenas como la banda están animadas por un movimiento lineal que permite la elevación de los materiales recogidos por los botes, conocidos por cangilones, a la tolva de recepción, situada en la parte inferior del elevador.

Si bien es un equipo muy utilizado en las industrias de la cal, cemento, yeso y en la minería, en las instalaciones de agregados pétreos se ha visto muy disminuida su utilización, debido al desarrollo de los transportadores de banda, que en muchos casos sustituyen ventajosamente a los elevadores de cangilones.

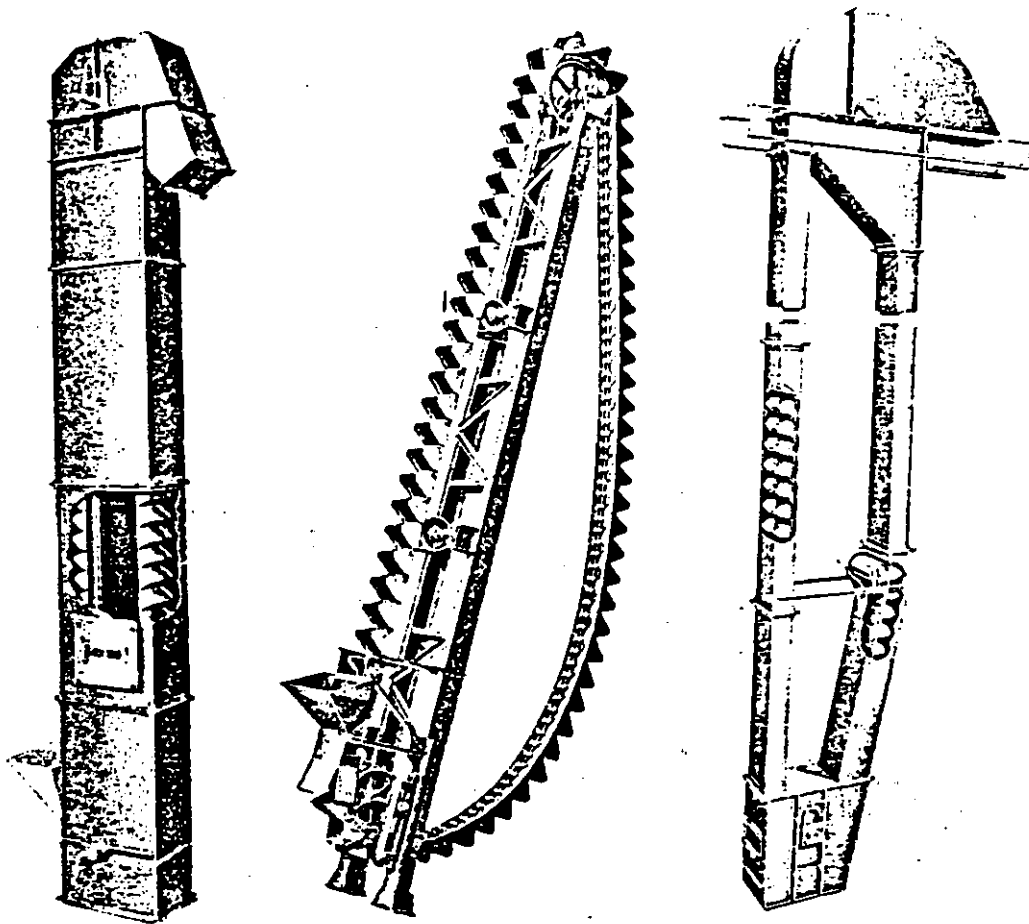


FIG. 54 DIFERENTES TIPOS DE ELEVADORES DE CANGILONES.

4

4. TENDENCIAS ACTUALES EN LA SELECCION DEL EQUIPO DE TRITURACION

--- - Se hará especial referencia a los equipos de trituración destinados a elaborar los agregados pétreos necesarios para la construcción de sub-bases, bases, carpetas asfálticas y materiales de sello para la construcción de carreteras y aeropuertos.

Desde hace poco más de 20 años se ha venido observando en todo el mundo, una evolución muy rápida en las técnicas de construcción de caminos, evolución que ha puesto a los contratistas y a los productores de agregados pétreos, frente a problemas completamente nuevos que han ocasionado modificaciones sustanciales en el concepto de sus plantas, así como en las técnicas de producción. Dicha evolución parece haber alcanzado a la fecha, un cierto grado de estabilidad.

Los materiales pétreos destinados a formar las diversas capas que constituyen un camino, lógicamente han seguido muy de cerca la evolución de las técnicas de construcción. En efecto, en tiempos pretéritos se utilizaban términos tales como piedra de 2", grava de 3/4", arena a secas, etc., que generalmente definían un producto que era utilizado para todo tipo de trabajos de construcción. Hoy en día la tecnología de la construcción ha cambiado radicalmente. Por ejemplo, el diseño del concreto hidráulico requiere agregados pétreos completamente distintos a los que se necesitan en la construcción de una carretera. Por esta razón el equipo que necesite cada uno de estos productos, tendrá características peculiares de acuerdo con el tipo de agregados a producir, situación que no prevalecía, por ejemplo: en los años treinta en don-

de el productor de agregados con una sola quebradora producía un agregado adecuado para todas las necesidades.

Hoy en día una planta moderna, fija o portátil, es mucho más compleja y representa un capital elevado invertido, obteniéndose sin embargo, costos unitarios inferiores al utilizar el equipo idóneo, con producciones elevadas de productos de alta calidad.

Se hará aquí particular referencia al equipo de trituración utilizado en la elaboración de materiales para sub-bases, bases, carpetas y sellos empleados en la construcción de caminos y autopistas.

Las primeras de dichas máquinas (secundarias) producen materiales en el rango de 1" a 3" de tamaño, las terciarias con cámara fina materiales en el rango de 1/2" a 3/4" y las cuaternarias materiales en el rango de 1/4" a 3/8" de tamaño máximo, en términos generales.

Es de hacer notar, el hecho de que en problemas de trituración total, tanto en los materiales de base (0-1 1/2") como en los de carpeta, se encuentra un déficit de materiales finos abajo de la malla número 10 (2 milímetros aproximadamente). Para hacer que la curva granulométrica quede dentro de especificaciones, es necesario "levantarla" (figura 55) adicionando finos que bien pueden obtenerse a partir de arenas naturales en bancos próximos a la explotación, o bien producirlos artificialmente en un proceso cuaternario de reducción.

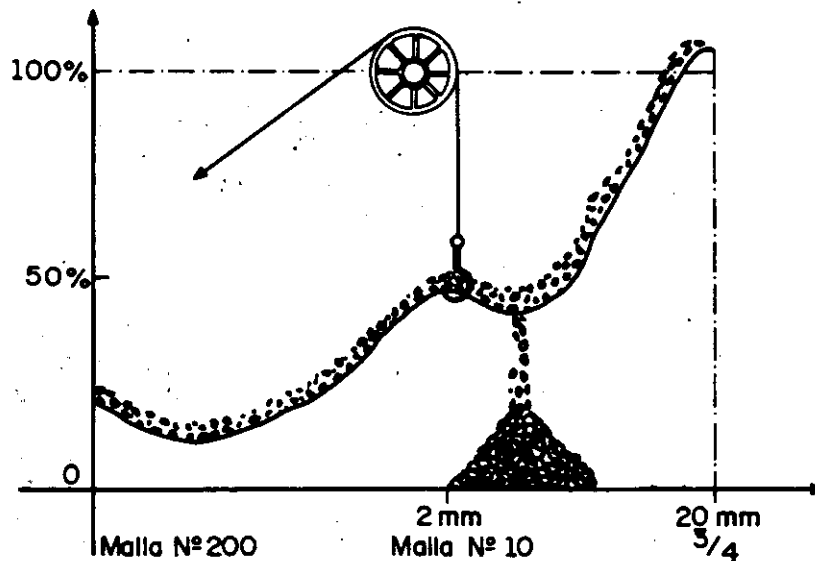
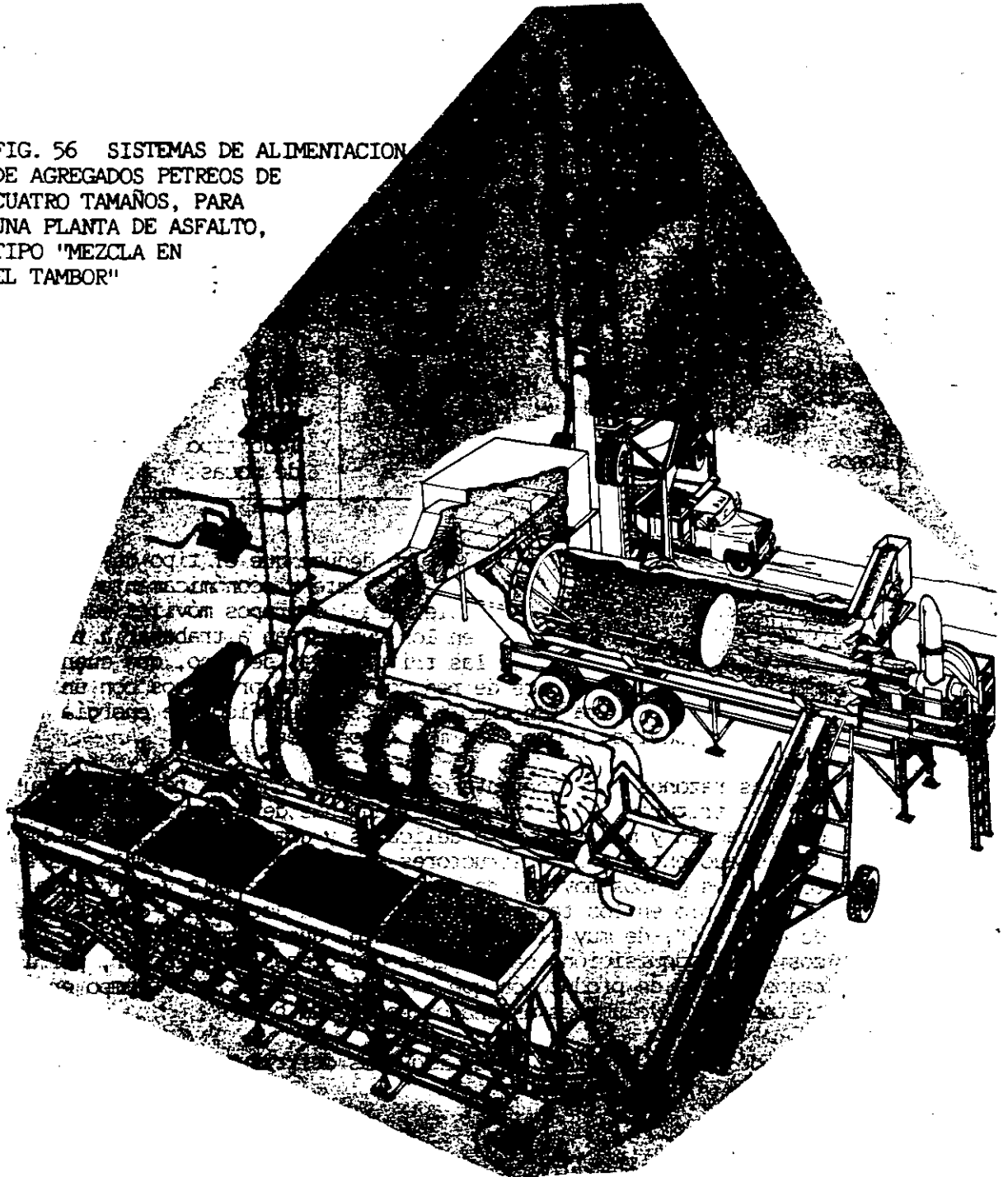


FIG. 55

Una mezcla asfáltica será tan buena, como buenos sean los agregados que se emplearon para elaborarla, por lo tanto, el control de calidad para el producto de una planta de asfalto sea del tipo continua o del tipo de bacha, debe empezar por los agregados pétreos en la alimentación de las mismas (figura 56). Si no se tienen agregados con la correcta granulometría a la entrada, será imposible obtener un producto de calidad. El problema de la construcción en bases y carpetas para caminos y autopistas, empieza pues, con el problema de trituración.

FIG. 56 SISTEMAS DE ALIMENTACION DE AGREGADOS PETREOS DE CUATRO TAMAÑOS, PARA UNA PLANTA DE ASFALTO, TIPO "MEZCLA EN EL TAMBOR"



Un problema de trituración quedará correctamente resuelto, si se cuenta con el equipo idóneo, en cada proceso de reducción establecido en la planta.

Se había visto, que en lo que respecta a la trituración primaria, el equipo seleccionado universalmente como el apropiado en todos los casos para integración de los grupos móviles camineros, lo constituyen las quebradoras de quijadas.

Por lo que respecta al equipo secundario y terciario, se puede resumir lo expresado anteriormente, en el cuadro siguiente:

Tipo de Trituradora	Indice de Reducción	Coefficiente de forma del producto	Grado de abrasividad recomendado de la roca	Consumo específico de energía
Rodillos	Bajo: 3÷1	Bajo: Muchas lajas	Poco abrasivo	Normal
Martillos e impacto	Muy alto: 30 ÷ 1	Muy bueno	No abrasiva	Muy alto
Conos	Alto: 10÷1	Bueno	Todo tipo de rocas	Normal

Del examen de la tabla anterior, se deduce que el tipo de trituradora más versátil, capaz de triturar eficiente y económicamente todo tipo de rocas, cualidad indispensable para los grupos móviles camineros, por la diversidad de bancos en los cuales van a trabajar a todo lo largo de su vida útil, son las trituradoras de cono, que cuentan además con un elevado índice de reducción y dan productos con un buen coeficiente de forma teniendo consumos específicos de energía (kilowatts por tonelada producida) muy razonables.

Por las razones anteriormente expuestas, y una vez roto el "tabu" de que las trituradoras de cono eran máquinas de mecánica complicada y de operación y mantenimiento delicados y complejos, su uso se ha popularizado entre los constructores de caminos y autopistas, para integrar los grupos móviles de trituración secundaria y terciaria, en un principio en los tamaños de 36" y en la actualidad en los tamaños de 48" y 66", de muy elevada capacidad, que si bien tienen mayores costos de adquisición, se compensa con creces este factor, por los bajos costos de producción que se obtienen y el poco tiempo en el que trituran los volúmenes asignados para cada banco.

El modo de disposición de las máquinas de trituración sobre los cha—

sis-remolque para integrar los grupos móviles ha variado desde el sistema "Dual" preferido hace 25 años aproximadamente, en tiempos de la postguerra, que fue cuando se inició el gran auge de las plantas portátiles o grupos móviles para equipar a los constructores de caminos.

Dicho sistema "Dual", consiste en instalar sobre el mismo chasis-remolque, la quebradora primaria de quijadas, la trituradora secundaria de rodillos, la criba vibratoria, la rueda de cangilones de elevación, las bardas de evacuación y recirculación, etc. En las figuras 57 y 58, pueden apreciarse el aspecto exterior de dichos grupos móviles "Dual", y en las figuras 59 y 60 dos ejemplos del flujo de materiales de dicho sistema "Dual".

Debido a que dicho dispositivo de arreglo daba unidades de grandes dimensiones, muy pesadas, de difícil mantenimiento y operación, en los últimos años se ha adoptado el sistema de grupos móviles "Unitarios".

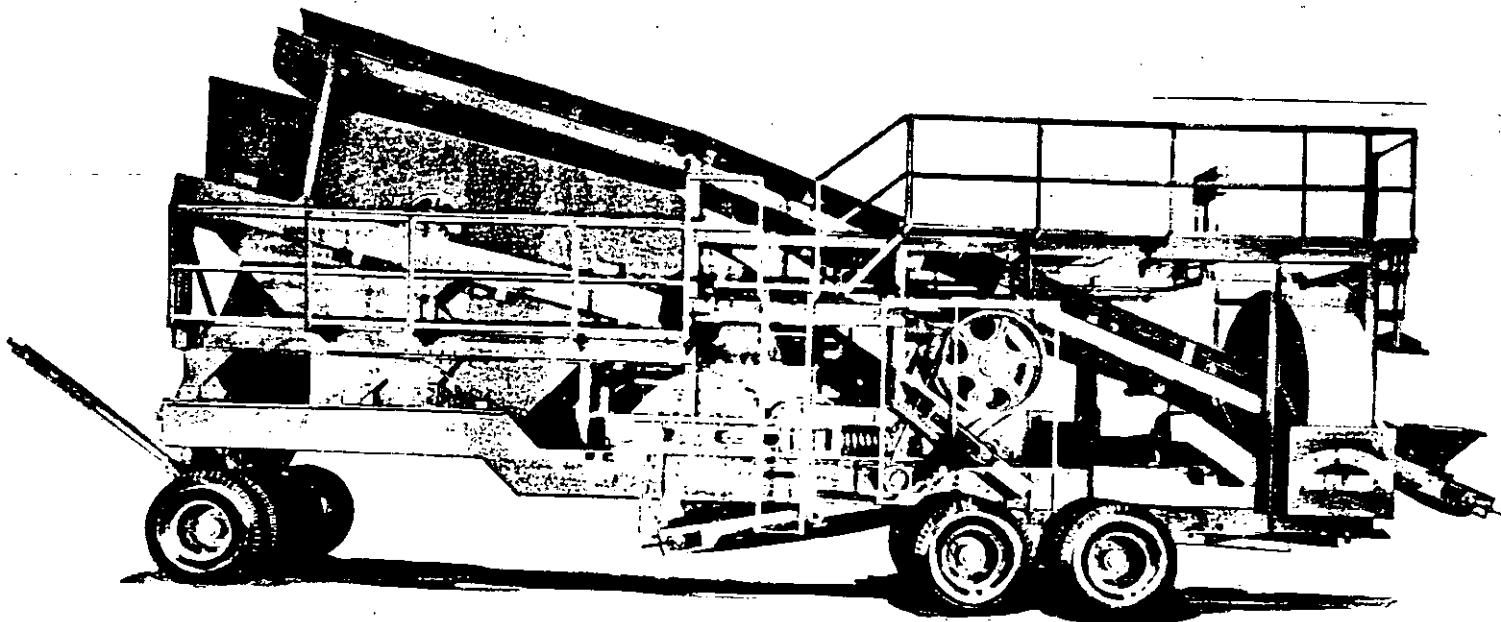


Figura 57. Grupo móvil "Dual" de trituración primaria y secundaria, con quebradora de quijadas, trituradora de rodillos y criba vibratoria horizontal, con rueda de cangilones de elevación. Vista exterior de conjunto.

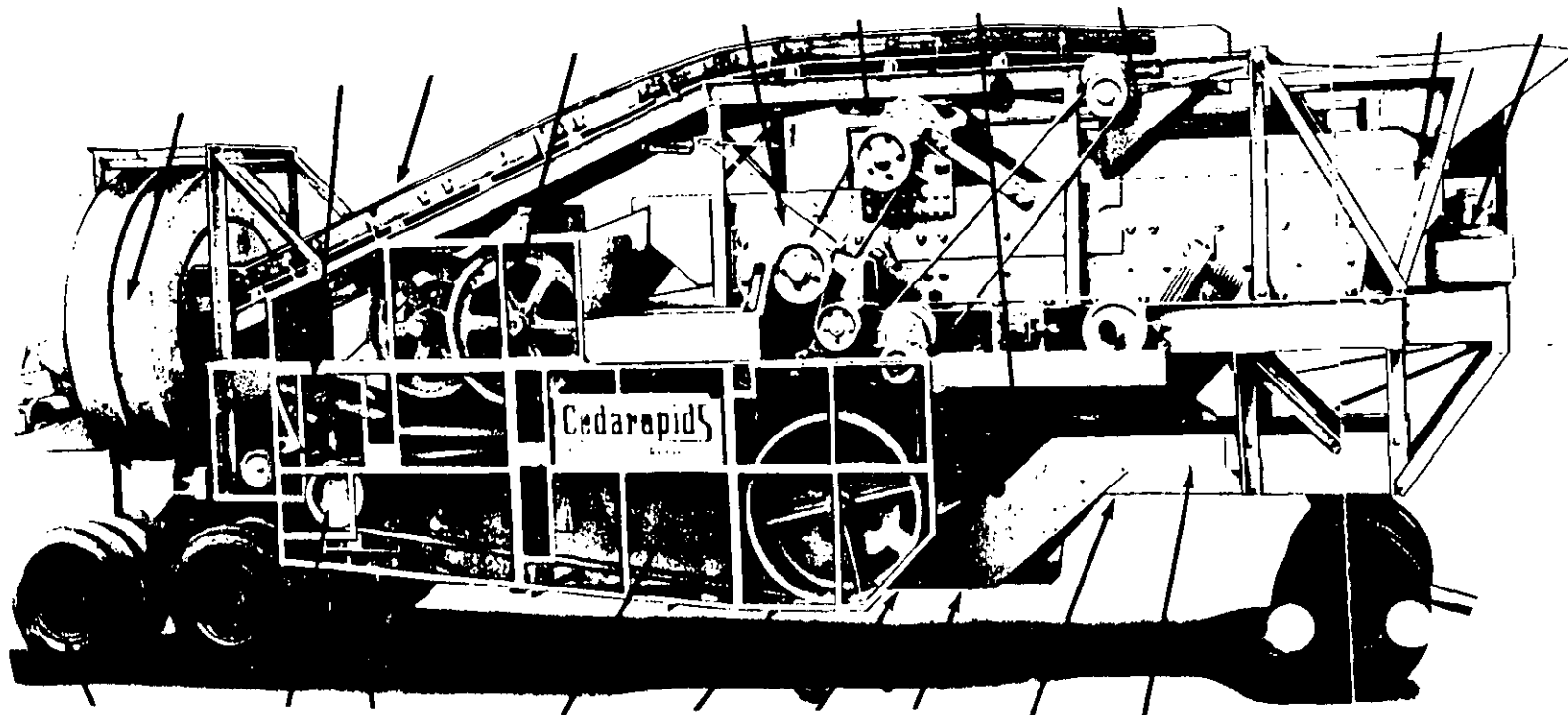


FIG. 58 VISTA EXTERIOR DE CONJUNTO DE UNA PLANTA "DUAL" DE TRITURACION, EQUIPADA CON QUEBRADORA PRIMARIA DE QUIJADAS, TRITURADORA DE RODILLO DOBLE, CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL, Y ELEVADOR ROTATORIO DE CANGILONES.

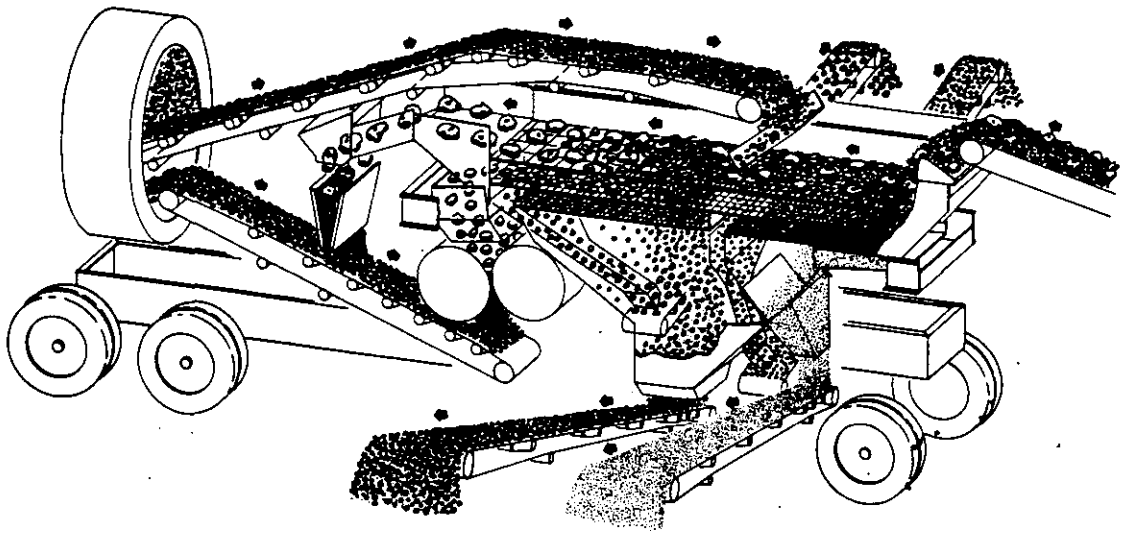


FIG. 59 ESQUEMA DEL FLUJO DE MATERIALES EN UNA PLANTA DE TRITURACION "DUAL", CON QUEBRADORA PRIMARIA DE QUIJADAS, Y TRITURADORA SECUNDARIA DE RODILLO DOBLE. CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL

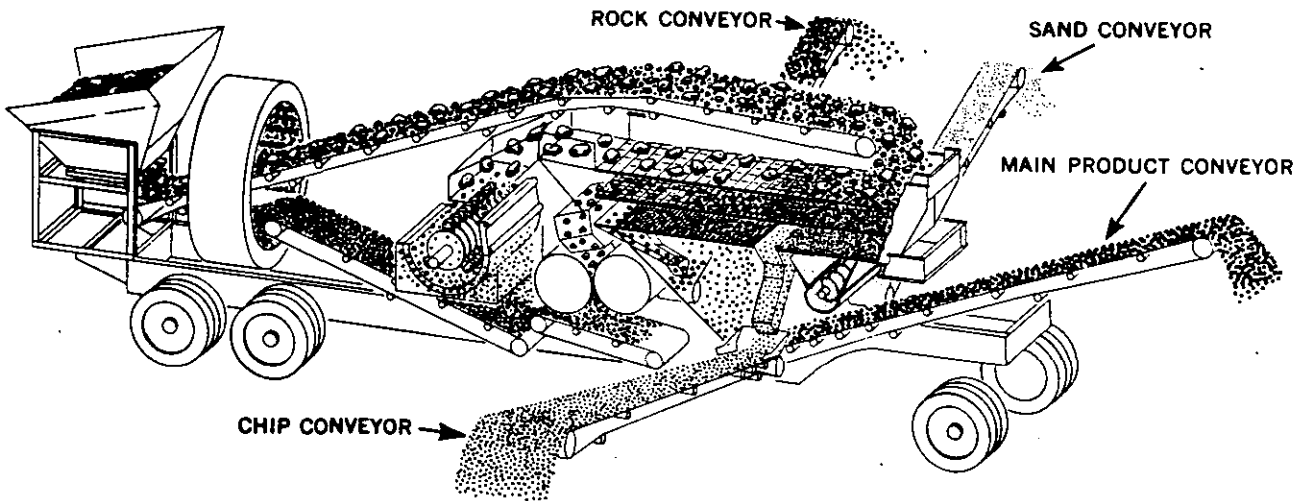


FIG. 60 ESQUEMA DEL FLUJO DE MATERIALES EN UNA PLANTA DE TRITURACION "DUAL", CON TRITURADORA PRIMARIA DE IMPACTO, SIMPLE ROTOR, Y TRITURADORA SECUNDARIA DE RODILLO DOBLE. CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL.

Para la integración de dichos grupos móviles "Unitarios", la experiencia ha indicado que la quebradora de quijadas es la máquina más adecuada para realizar la etapa primaria de trituración, mientras que las trituradoras de cono en sus versiones de cabeza standard y corta, son las máquinas apropiadas para realizar las etapas secundaria y terciaria de reducción de materiales pétreos.

En casos de unidades de muy elevada producción, se prefiere poner los alimentadores y cribas en remolques por separado, con el objeto de no tener unidades de pesos exagerados que hagan muy difícil su transporte por las carreteras ordinarias.

Se procurará trabajar la última etapa de trituración siempre en circuito cerrado, con el objeto de tener un control del tamaño máximo del producto, así como una mezcla de la fracción triturada con la natural, para tener un agregado homogéneo.

El esquema mostrado en la figura 61, se observa la disposición típica de un grupo móvil primario y de un grupo móvil secundario de trituración trabajando a circuito cerrado, con sus respectivas bandas transportadoras de conexión, recirculación y almacenamiento de los productos.

GRUPOS DE TRITURACION A CIRCUITO CERRADO



FLUJO DE MATERIALES CON PRIMARIO DE QUIJADAS Y SECUNDARIO DE CONOS

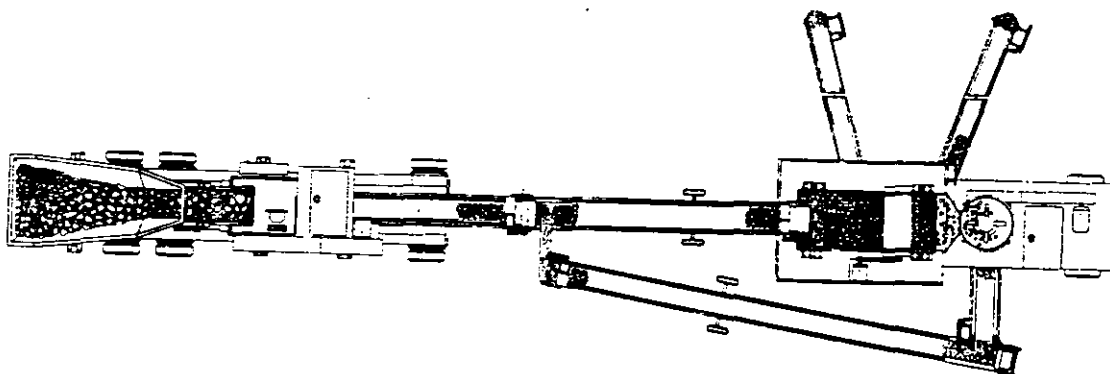
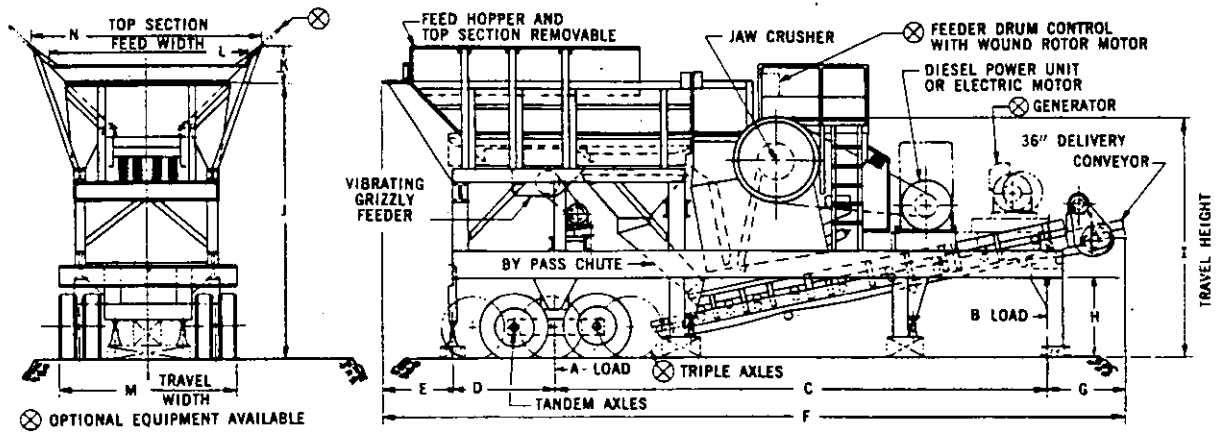


FIG. 61 PLANTA PORTATIL DE TRITURACION, CON GRUPO MOVIL PRIMARIO DE QUEBRADORA DE QUIJADAS Y GRUPO MOVIL SECUNDARIO CON TRITURADORA DE CONOS. BANDAS TRANSPORTADORAS PORTATILES DE CONEXION, RECIRCULACION Y ALMACENAMIENTO.

a) ESQUEMA

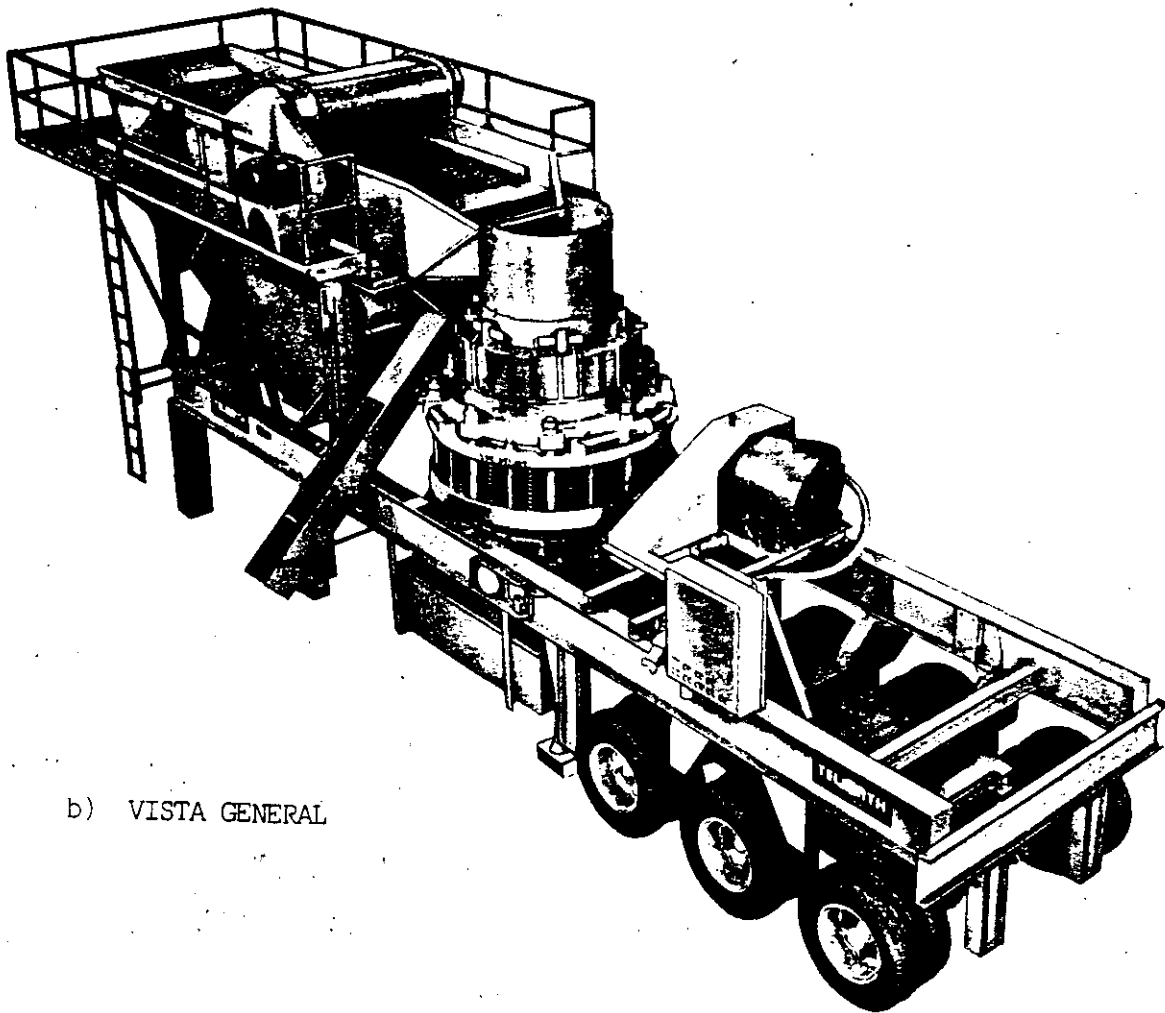
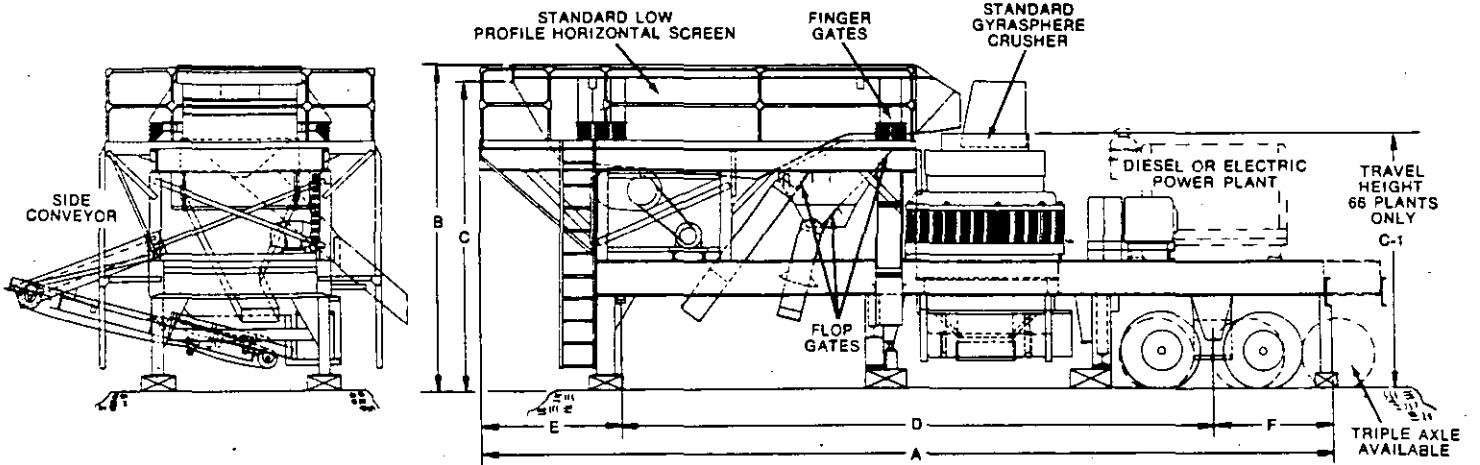


b) VISTA GENERAL



FIG. 62 ESQUEMA Y VISTA GENERAL DE UN GRUPO MOVIL DE TRITURACION PRIMARIA, EQUIPADO CON QUEBRADORA DE QUIJADAS

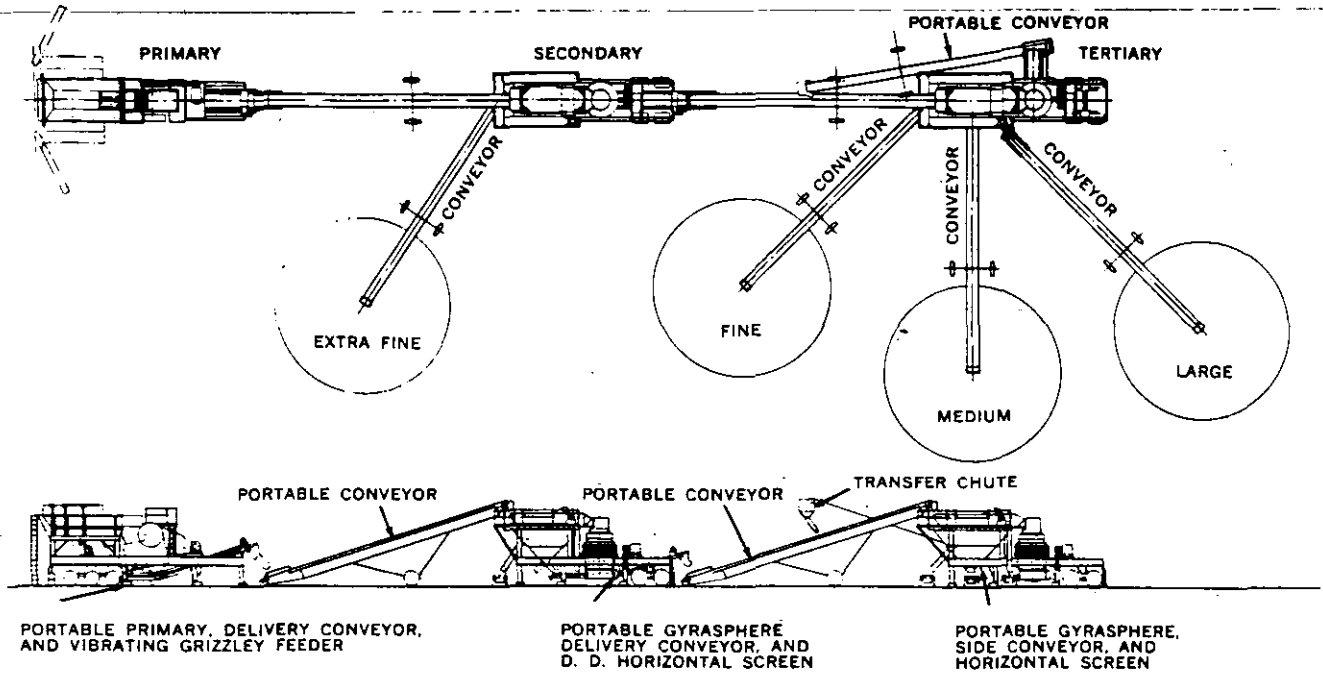
a) ESQUEMA



b) VISTA GENERAL

FIG. 63 ESQUEMA Y VISTA GENERAL DE UN GRUPO MOVIL DE TRITURACION SECUNDARIA, EQUIPADO CON CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL, Y TRITURADORA SECUNDARIA DE CONO.

a) ESQUEMA



b) VISTA GENERAL

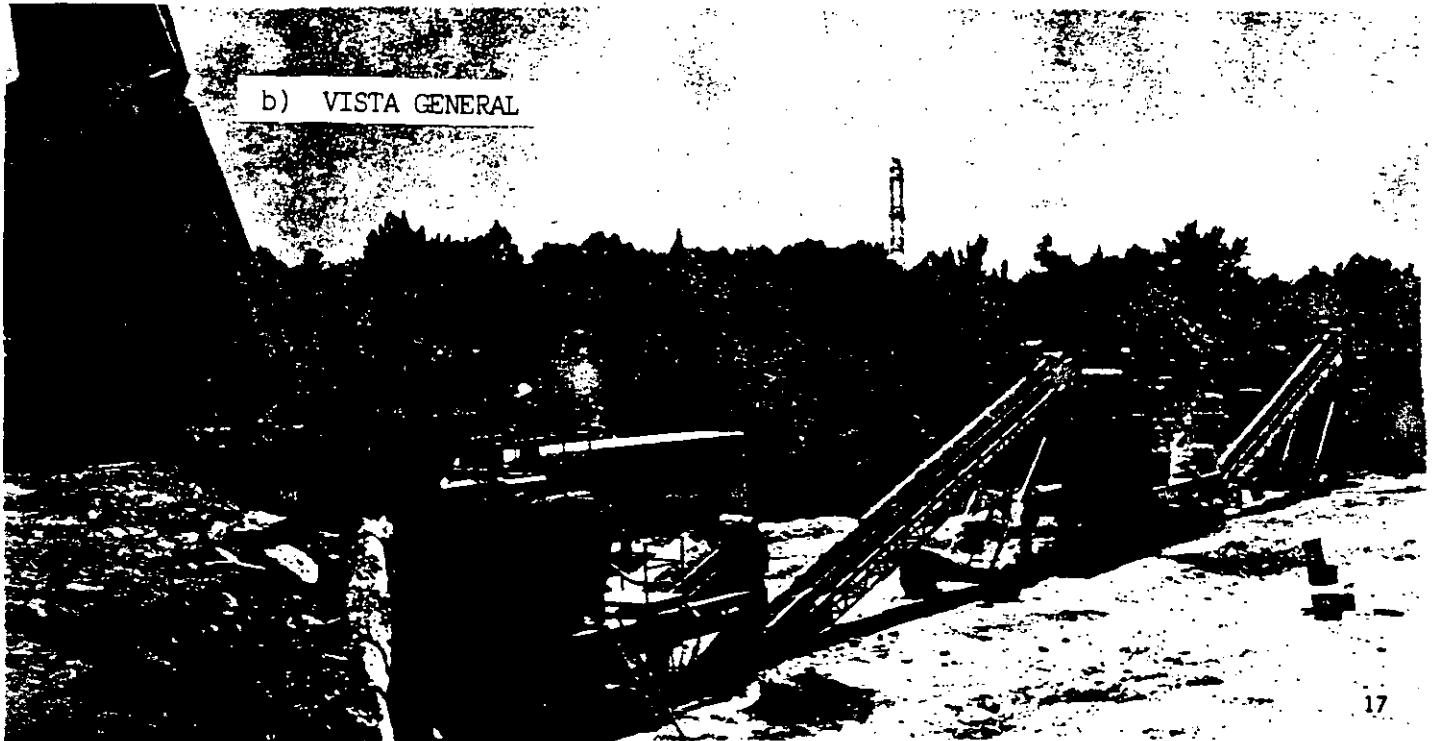
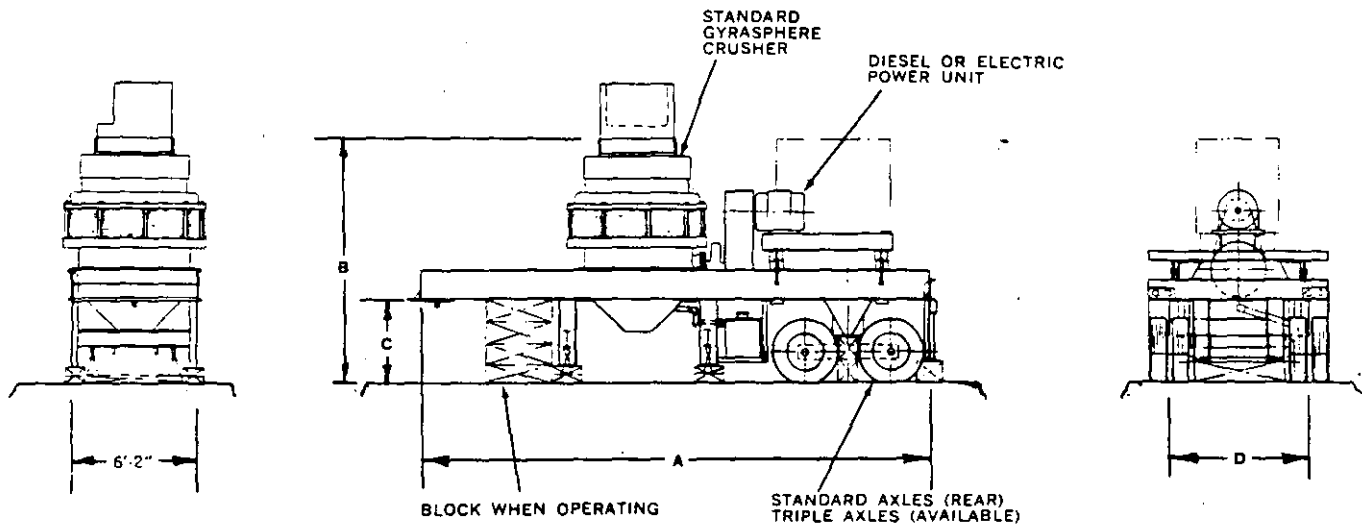


FIG. 64 ESQUEMA Y VISTA GENERAL DE UNA PLANTA PORTATIL DE TRITURACION DE TRES ETAPAS, CON LOS GRUPOS MOVILES PRIMARIO Y SECUNDARIO TRABAJANDO A CIRCUITO ABIERTO, Y EL GRUPO MOVIL TERCIARIO EN CIRCUITO CERRADO.

a) ESQUEMA



b) VISTA GENERAL

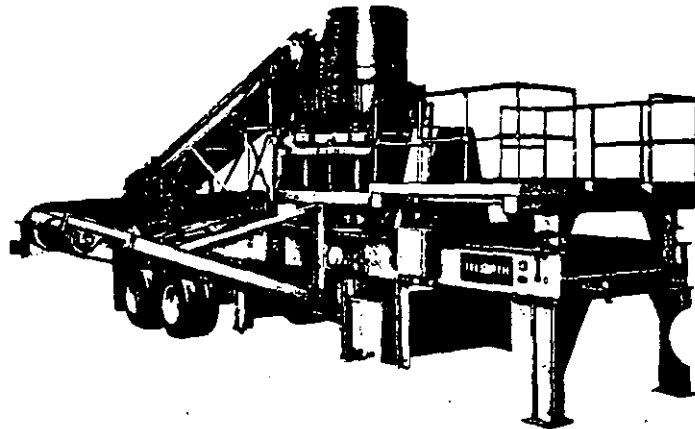


FIG. 65 ESQUEMA Y VISTA GENERAL DE UN GRUPO MOVIL DE TRITURACION SECUNDARIA CON TRITURADORA DE CONO 66 S (5½'). POR EL PESO Y DIMENSION DE ESTOS TAMAÑOS DE MAQUINAS LA CRIBA SE INSTALA POR SEPARADO EN UN GRUPO MOVIL DE CRIBADO.

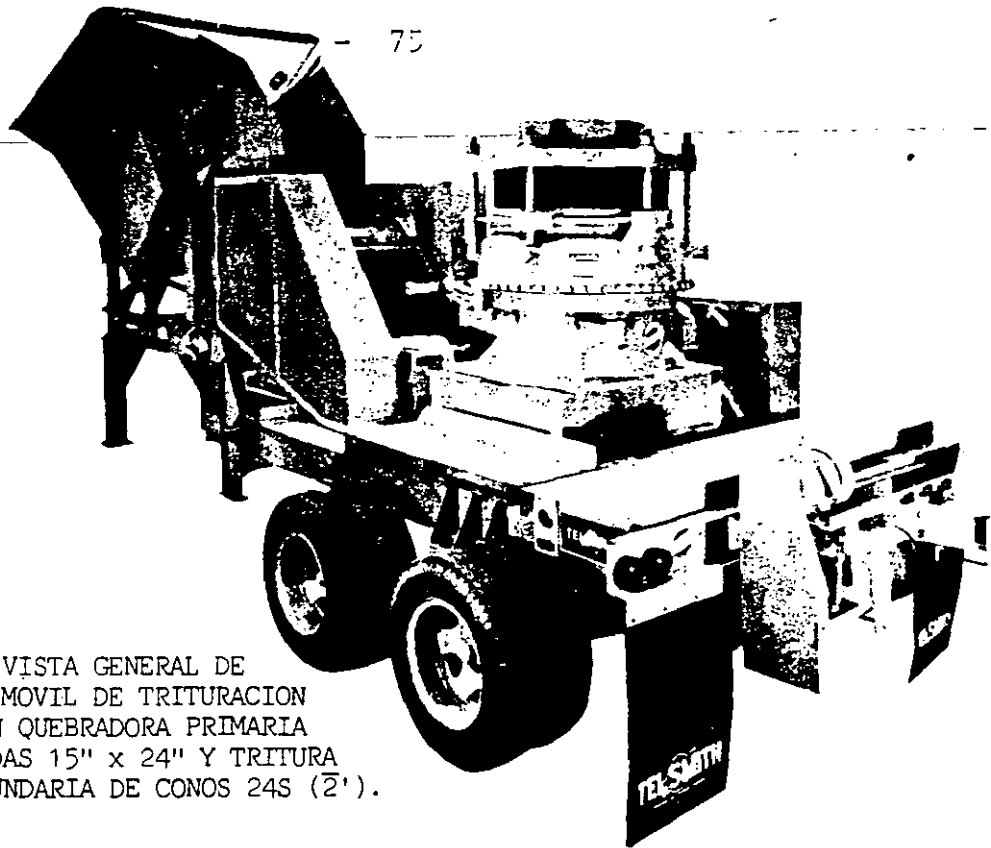


FIG. 66 VISTA GENERAL DE UN GRUPO MOVIL DE TRITURACION DUAL, CON QUEBRADORA PRIMARIA DE QUIJADAS 15" x 24" Y TRITURADORA SECUNDARIA DE CONOS 24S (2').

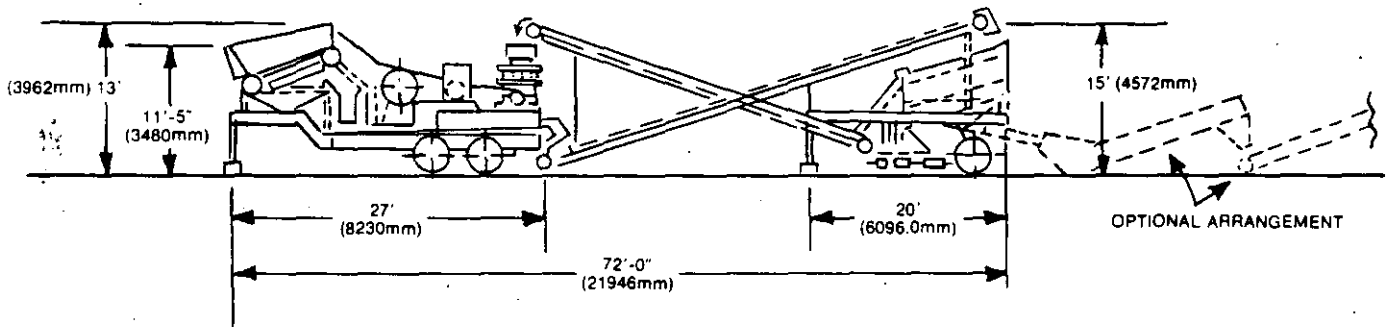
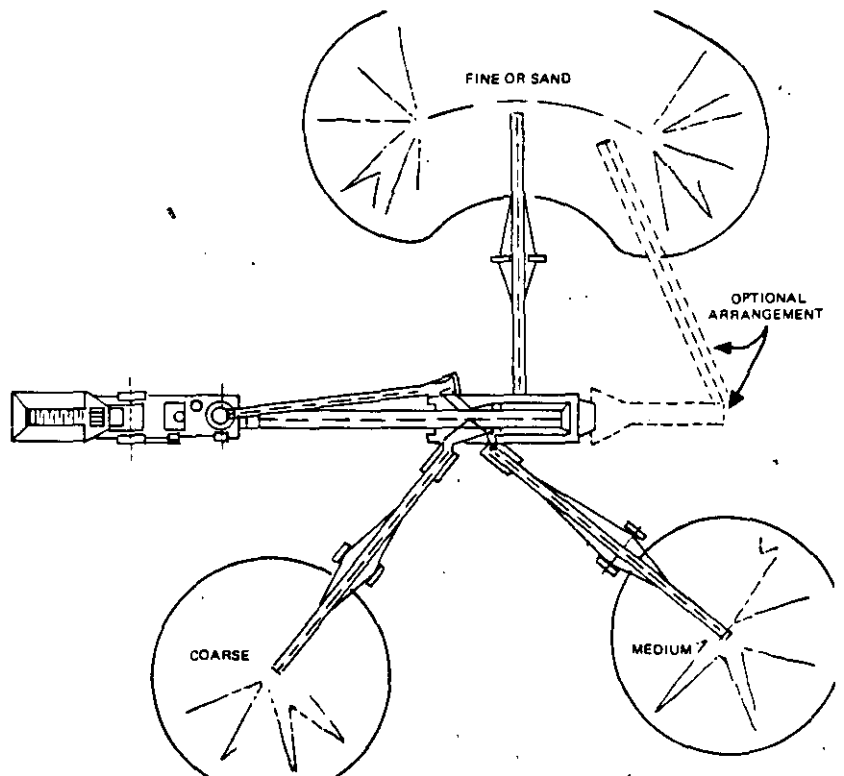


FIG. 67 PLANTA PORTATIL DE TRITURACION CON GRUPO MOVIL DUAL 15" x 24" Y 24S (2'), CRIBA VIBRATORIA INCLINADA DE 3' x 10' DE TRES PISOS, Y BANDAS TRANSPORTADORAS PORTATILES DE CONEXION, RECIRCULACION Y ALMACENAMIENTO.



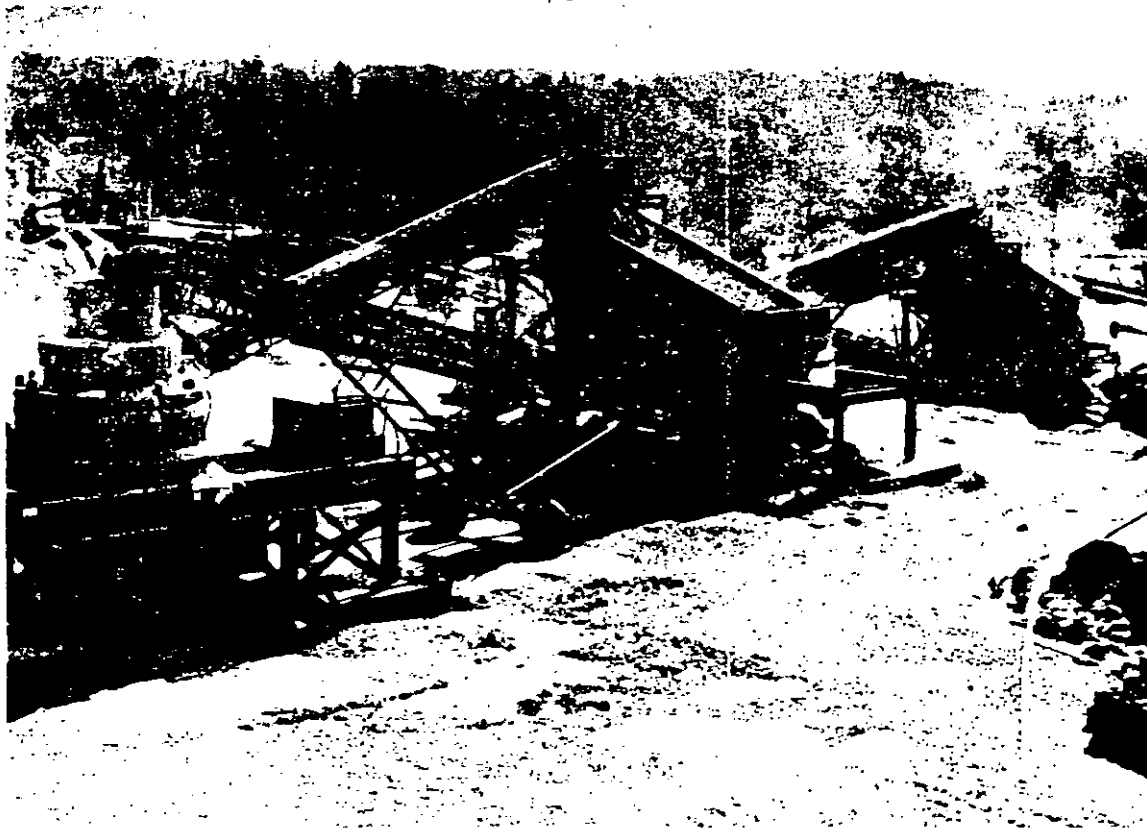


FIG. 68 GRUPO MOVIL DE TRITURACION SECUNDARIA CON CONO 66 S ($5\frac{1}{2}'$), INTERCONECTADO A UN GRUPO MOVIL DE CRIBADO POR VIA SECA, CON CRIBA VIBRATORIA INCLINADA 8' x 22', DE TRES PISOS.

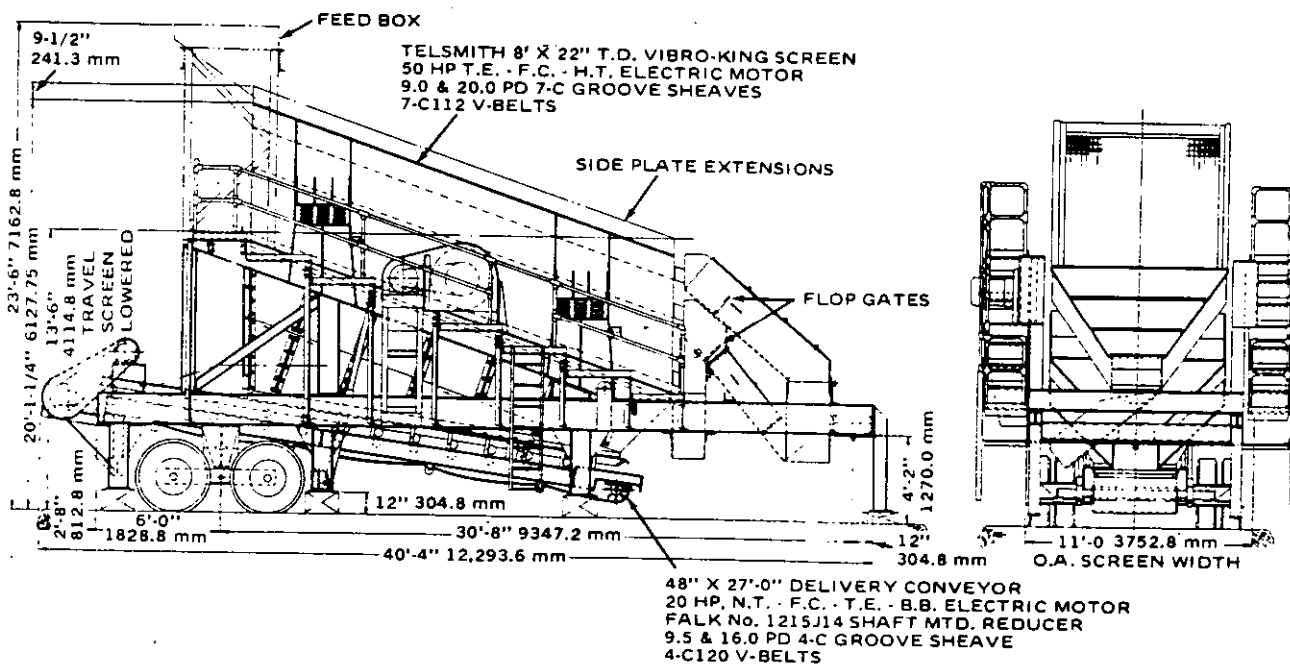


FIG. 69 CROQUIS LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE UN GRUPO MOVIL DE CRIBADO POR VIA SECA, CON CRIBA VIBRATORIA INCLINADA 8' x 22'.

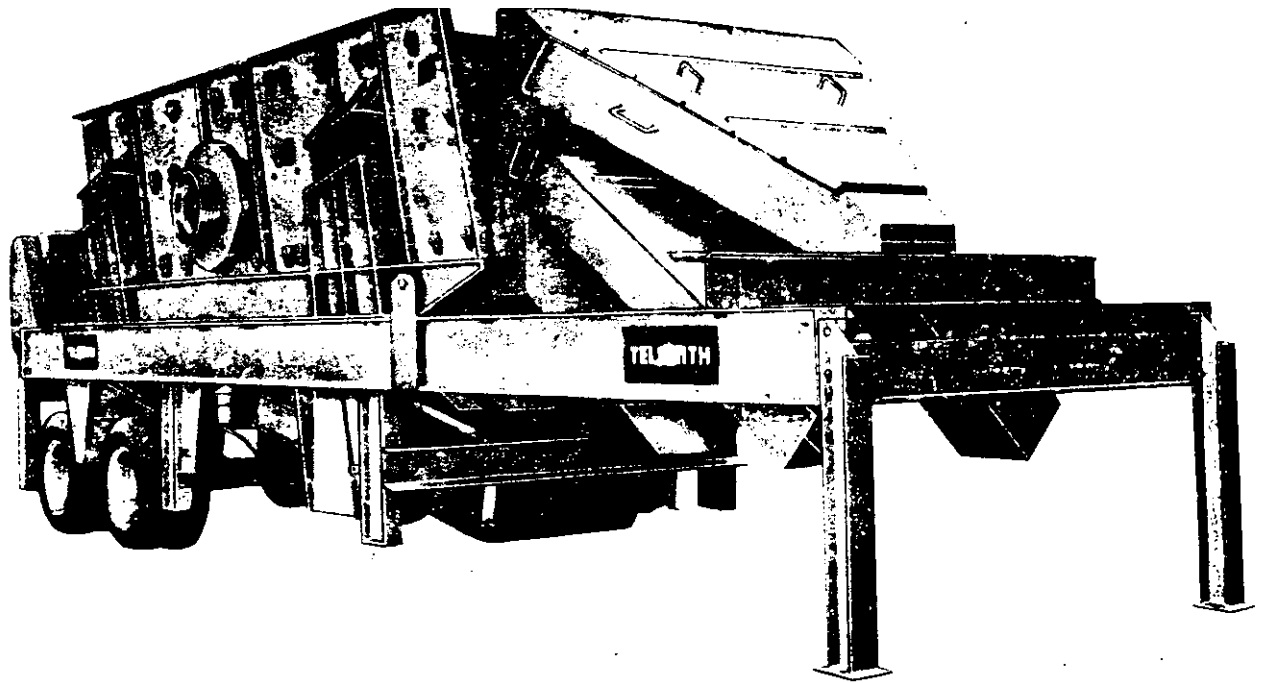


FIG. 70 GRUPO MOVIL DE CRIBADO POR VIA SECA, CON CRIBA VIBRATORIA INCLINADA 8' x 22', DE TRES PISOS, EN POSICION DE TRANSPORTE

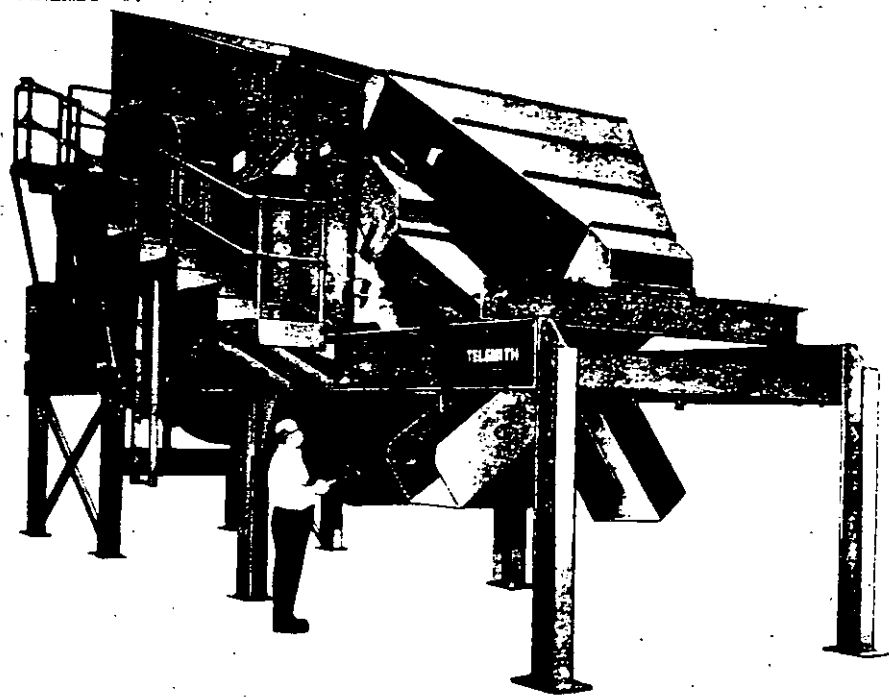


FIG. 71 GRUPO MOVIL DE CRIBADO POR VIA SECA 8' x 22', EN POSICION DE TRABAJO.

FIG. 72 VISTA GENERAL Y CROQUIS LONGITUDINAL DE UN GRUPO MOVIL DE CRIBADO POR VIA HUMEDA (LAVADO DE AGREGADOS) EQUIPADO CON CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL DE TRES PISOS, Y GUSANO LAVADOR DOBLE.

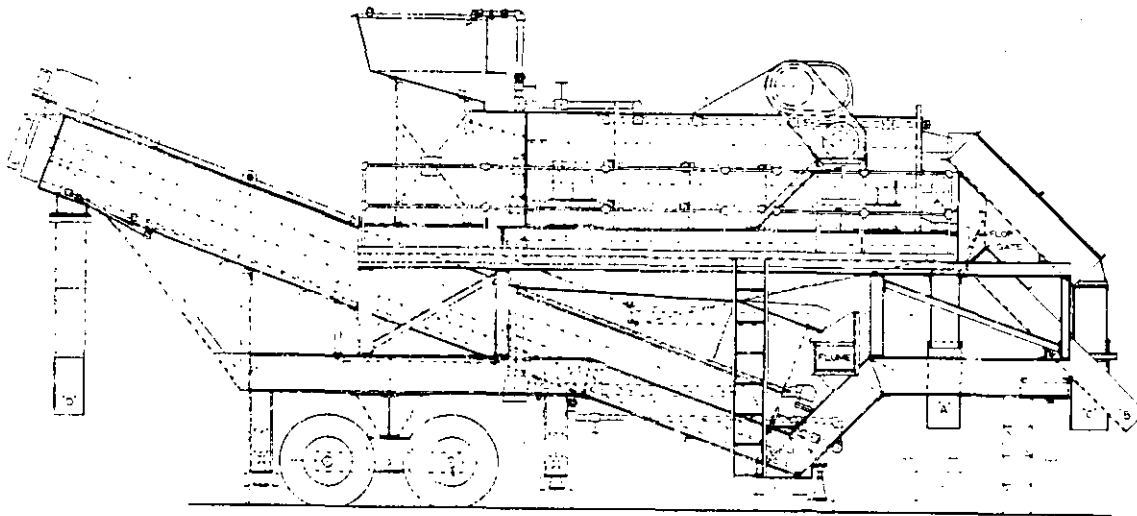
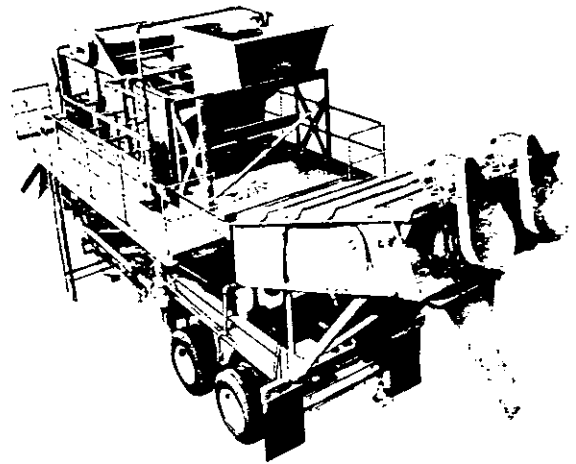
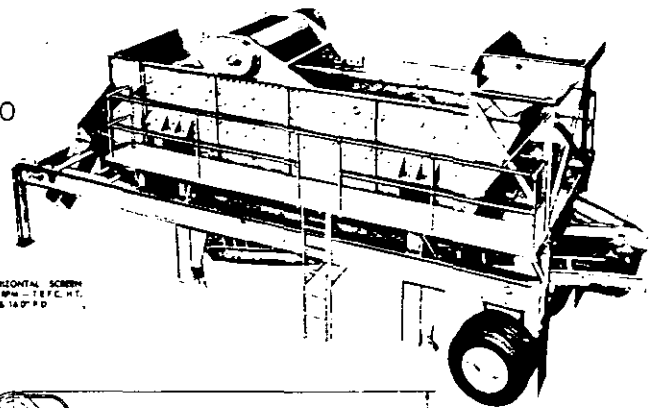
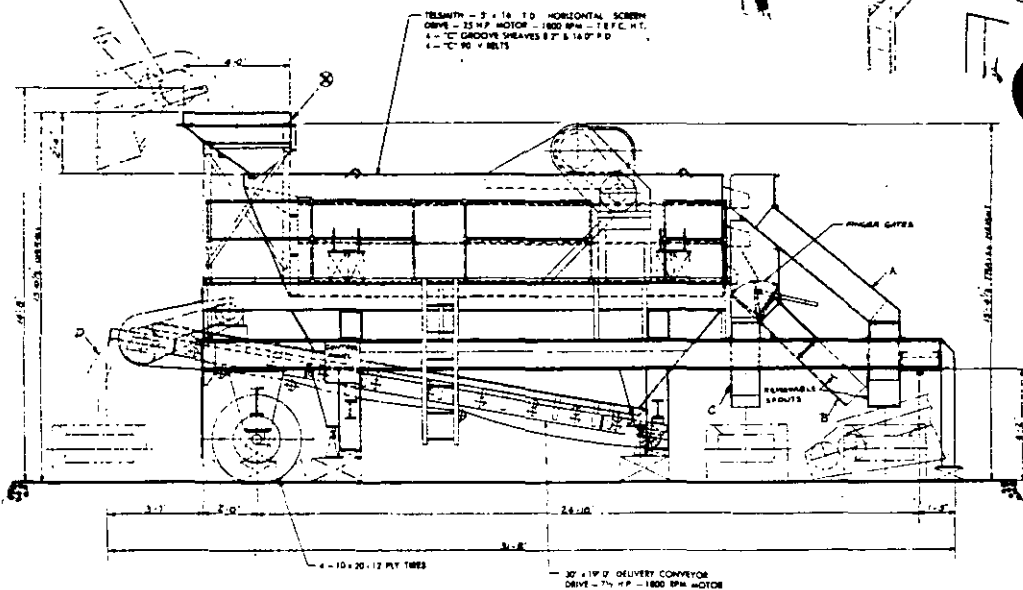


FIG. 73 VISTA GENERAL Y CROQUIS LONGITUDINAL DE UN GRUPO MOVIL DE CRIBADO POR VIA SECA, EQUIPADO CON CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL DE TRES PISOS Y BANDA TRANSPORTADORA DE EVACUACION.



80. 4110 PORTABLE CONVEYOR 33" x 18"



En la integración de las plantas portátiles modernas de producción de agregados, se procura siempre que sea posible, equipar a las máquinas con motores eléctricos debido a que los motores de combustión interna son muy sensibles a desgastes por los polvos que se producen en este tipo de trabajo.

Si no existe suministro por línea de energía eléctrica, se deberá adquirir un grupo electrógeno que se instalará al abrigo de los polvos producidos, para proporcionar la energía eléctrica requerida por los motores de cada componente de la planta portátil.

Las tendencias actuales entre los grandes constructores de caminos, es la de utilizar equipos de elevadas producciones, sin más limitaciones que su portabilidad, para obtener bajos costos de producción, y poder cumplir con la elaboración de los volúmenes de agregados especificados, en un plazo de tiempo relativamente corto.

Por lo que respecta a las quebradoras primarias de quijadas, en la actualidad los tamaños preferidos por los constructores de caminos, para los cuales ya existen diseños de unidades portátiles son: 20" x 36", 25" x 40", 30" x 42", 36" x 46" y 44" x 48", cuya producción se balanceará con los tamaños respectivos de las trituradoras secundarias y terciarias de cono: 36" (3'), 48" (4'), 51" (4 $\frac{1}{4}$ '), y 66" (5 $\frac{1}{2}$ ').

Las cribas vibratorias más utilizadas, de preferencia horizontales, porque requieren menor espacio vertical de instalación, son en sus versiones de dos y tres pisos, las siguientes: 4' x 12', 4' x 14', 5' x 12', 5' x 14', 5' x 16', 6' x 16', 6' x 18', 6' x 20', 7' x 16', 7' x 18', 7' x 20', 8' x 18', 8' x 20' y 8' x 22'. Para los tamaños superiores a 5' x 16', se procurará instalar la criba por separado en un chasis-remolque individual, para no tener un grupo móvil secundario o terciario de muy elevados pesos y dimensiones.

Ultimamente, ciertos fabricantes de equipo de trituración, han diseñado un tipo de criba vibratoria horizontal con excéntrico inferior, la cual instalada en los grupos móviles de trituración secundaria y terciaria, permiten su transporte por carretera, sin necesidad de desmontar la criba, o bajarla en su posición de trabajo, para poder pasar los pasos superiores o inferiores que se encuentre en el curso de su trayecto de un sitio de explotación a otro (Fig.74).

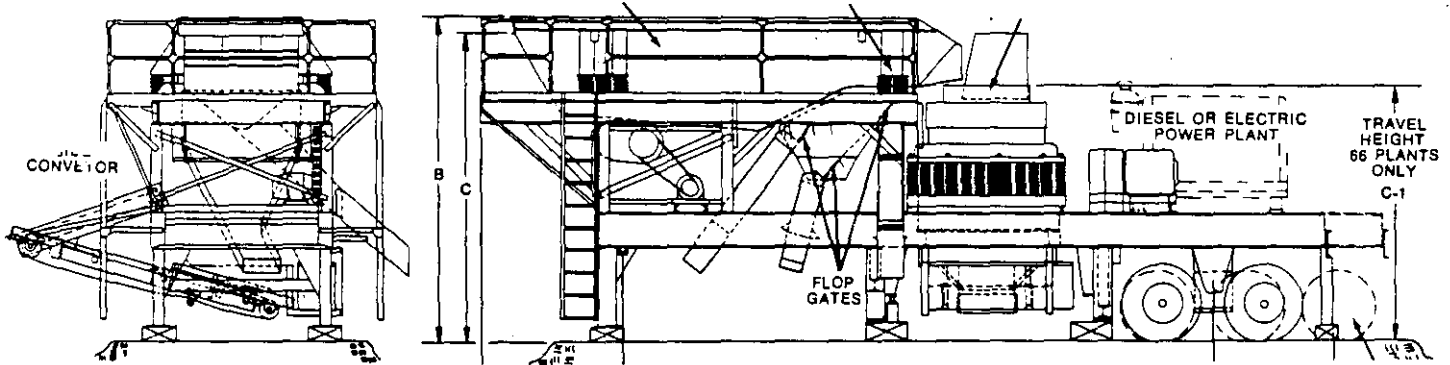
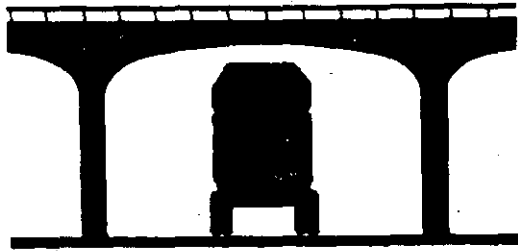


Fig. 74 Grupo móvil de trituración secundaria de "bajo perfil", en posición de trabajo, pocas horas después de haber llegado de su ubicación anterior, con criba vibratoria horizontal de excéntrico inferior 5' x 16' de dos pisos, y trituradora de cono 48 S (4').

Se pueden establecer de lo expuesto anteriormente, las siguientes:

CONCLUSIONES

10. La evolución en las técnicas de construcción de caminos y autopistas, ha conducido a establecer la utilización de agregados pétreos mucho más elaborados, con controles de calidad más estrictos que los que se utilizaban anteriormente, situación que se ha reflejado particularmente en los materiales de base y de carpeta, que tienen hoy en día especificaciones muy rigurosas.
20. Los productores de agregados pétreos han tenido que seguir muy de cerca la evolución de dichas especificaciones, debiendo adaptar sus equipos a la producción de los agregados de calidad exigidos.
30. Se considera que la trituradora de cono, es la máquina idónea para integrar los grupos móviles secundarios y terciarios, por sus cualidades intrínsecas y su versatilidad para procesar cualquier tipo de roca.

40. Las tendencias modernas en la constitución de las plantas portátiles de trituración, es la de emplear máquinas básicas cada vez de mayores capacidades, en quebradoras de quijadas los tamaños de 30" x 42" y 42" x 48" y en trituradoras de cono los tamaños de 48" y 66", capaces de producir del orden de 350 toneladas por hora de materiales de base (0-1½"), a costos de producción reducidos y cumpliendo los programas de trabajo en corto plazo, con las ventajas inherentes de estos hechos.

5

5. EJEMPLO NUMERICO DE CALCULO

Para que el constructor de obras de ingeniería, pueda seleccionar adecuadamente el equipo de trituración necesario para la producción de agregados pétreos, es indispensable que por lo menos, tenga los siguientes cuatro datos fundamentales:

- 1o. Naturaleza geológica de la roca.
- 2o. Tamaño máximo a la alimentación de la quebradora primaria y en caso de ser una trituración parcial, la granulometría media del banco de agregados naturales.
- 3o. Producción requerida en toneladas por hora.
- 4o. Granulometría del producto a la salida (dimensiones y porcentajes).

La ausencia de cualquiera de estas cuatro informaciones básicas puede dar como consecuencia el seleccionar o bien un equipo menor en capacidad del necesario, o bien un equipo de mayor capacidad y por lo tanto mayor costo; siendo en ambos casos los perjuicios técnicos y económicos muy considerables para el usuario.

Con ayuda de tablas de producciones y curvas granulométricas elaboradas por los fabricantes de este tipo de equipo, se resolverá el siguiente problema de selección de equipo de trituración y cribado.

PROBLEMA

Se tiene un banco de basalto limpio de dureza media, del cual se requiere obtener una producción de 90 t/hr. de agregado de

3/8" - 3/4"

0 - 3/8"

para la elaboración de carpeta asfáltica, si después de explotar el banco, el material se tira a volteo por camiones, el tamaño máximo de la roca es de 18". analice y determine cuál es el equipo de cribado y de trituración más conveniente para este caso.

En términos generales, en la etapa primaria de reducción, se reduce la roca natural a un tamaño máximo entre 4" y 10" por medio de una quebradora primaria. En la etapa secundaria, se reducirá el producto de la trituración primaria, a un tamaño entre 1½" y 3". En la trituración terciaria, se reducirá el producto de la trituración secundaria a un tamaño menor de 3/4".

La primera máquina que deberá seleccionarse es la quebradora primaria; siendo el alimentador seleccionado a continuación, de acuerdo con el ancho de la boca de la quebradora primaria.

Haciendo uso de las tablas de capacidades de las quebradoras de quijadas, que es el tipo de quebradora primaria utilizado en los trabajos de ingeniería civil, tabla I anexo 1, se ve que una quebradora de quijadas con boca de admisión de 20" x 36", además de admitir sin problemas rocas de 18", tiene una capacidad entre 70 a 125 toneladas por hora (de acuerdo con la dureza del material), a una abertura de salida de 3". Suponemos que para un basalto de dureza media, nos puede dar sin problema 90 toneladas por hora. En caso de materiales blandos (calizas, dolomitas, yeso, carbón), podemos considerar la capacidad máxima indicada de 125 toneladas por hora; mientras que en caso de materiales muy duros y abrasivos (cantos rodados de río, mineral de hierro y trapp), debemos considerar la capacidad mínima indicada de 70 toneladas por hora.

A continuación utilizando la curva granulométrica respectiva, tabla I Anexo 2, vemos que la quebradora de quijadas 20" x 36", con una abertura de salida de 3" nos da material con un tamaño máximo de 5", anotando para nuestro balance granulométrico, los porcentajes producidos de los tamaños entre 5" y 11/2", 11/2" y 3/4", 3/4" y 3/8" y 3/8" y 0, anotándolos en la tabla de registro elaborada para tal propósito.

La fracción entre 11/2" y 5", requerirá trituración secundaria, pa-

ra reducirla toda a material menor de 11/2". Utilizando la tabla de producción respectiva, Tabla II Anexo 1, seleccionamos una trituradora secundaria de cono modelo 36 S (3"), la cual abierta a 3/4" en la salida, tritura las 55 toneladas por hora de material de 1 1/2" - 5".

Utilizando la curva granulométrica respectiva, Tabla II Anexo 2, se anotan en la tabla de registro los porcentajes y toneladas por hora de los materiales producidos.

Al realizar el balance granulométrico de las etapas primaria y secundaria, se ve que quedan 44.5 toneladas por hora de material entre 3/4" y 11/2" que es necesario reducir en una etapa terciaria a material menor de 3/4". Por medio de la tabla de capacidades respectiva, Tabla III Anexo 1, se selecciona para realizar esta reducción, una trituradora terciaria de cono, modelo 36 FC (3'), la cual abierta a 7/16" en la salida produce 44.5 toneladas por hora de material menor de 3/4".

Después de efectuar la cuantificación de los porcentajes y toneladas por hora de materiales de 0 - 3/8" y 3/8" - 3/4" producidos en esta etapa, utilizando la curva granulométrica respectiva, Tabla III Anexo 2, se anotará el resumen final del producto producido en las tres etapas de reducción.

Se elaborará a continuación el diagrama de flujo (Flow-Sheet) del proceso, haciendo trabajar tanto la quebradora primaria de quijadas 20" x 36" como la trituradora secundaria de conos 36 S (3'), en circuito abierto, y la trituradora de conos terciaria 36 FC (3'), en circuito cerrado, para tener control del tamaño máximo del producto final.

Si se trata de una instalación portátil o móvil, se dispondrán en chasis-remolques separados: alimentador y quebradora primaria de quijadas, criba-scalper y trituradora secundaria, criba de productos y trituradora terciaria, con las bandas transportadoras de conexión, recirculación y almacenamiento necesarias para establecer el flujo de la planta.

La ventaja de disponer el equipo en grupos móviles de "función unitaria", además de tener unidades de más fácil transporte, operación y mantenimiento, es la de contar con grupos móviles autónomos que puedan trabajar por separado; es decir, en caso por ejemplo, de explotación de un banco de agregados naturales de río, pudiera no necesitarse el grupo primario, o el grupo primario y el secundario, solamente necesitándose el grupo terciario, y por lo tanto, se produciría el material necesario con un costo mínimo; ya que únicamente se utilizaría el equipo que realmente se requiriera de acuerdo con el material natural disponible y el producto que debe elaborarse.

Para el cálculo de la criba, con el auxilio de las tablas de factores, elaboradas por los fabricantes de este tipo de equipo, Anexo III, se aplicará la fórmula siguiente:

$$\text{Area en pies cuadrados} = \frac{\text{Alimentación menos sobretamaño}}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

Fórmula en la cual:

- A = Capacidad específica de la malla en toneladas por hora por pie cuadrado de malla.
- B = Factor en función del porcentaje de sobretamaño en la alimentación a la criba.
- C = Factor en función del porcentaje de la eficiencia de cribado deseada.
- D = Factor en función del porcentaje de material menor a la mitad de la malla calculada, contenido en el material alimentado.
- E = Factor en función de la abertura de la malla en cribado por vía húmeda; cuando se criba por vía seca se tomará este factor igual a la unidad.
- F = Factor en función del orden que tenga la malla calculada en la criba. En la actualidad, se utilizan cribas de uno, dos y tres pisos. En caso de criba de dos o tres pisos, se calculará cada una de las mallas separadamente, y para seleccionar el tamaño de la criba, regirá la malla mayor.

En el problema resuelto anteriormente, la hoja de flujo muestra que la criba de productos tiene dos mallas: 3/4" y 3/8" y que trabaja en circuito cerrado.

10. Cálculo de la malla de 3/4"

$$\text{Area en pies cuadrados} = \frac{184.5 - 44.5}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

A = Para grava triturada: 1.80 toneladas por hora por pie cuadrado malla de 3/4"

B = Para sobretamaño de: $= \frac{44.5}{134.5} \times 100 = 33\%: - 0.97$

C = Porcentaje de eficiencia de cribado deseada: 94%: - 1.00

D = Porcentaje de material inferior a 3/8": $\frac{46.1}{134.5} \times 100 = 34\%: -.88$

E = Para cribado por vía seca: - 1.00

F = Para el primer piso: - 1.00

Sustituyendo estos valores en la fórmula

$$A_{3/4"} = \frac{90}{1.80 \times 9.7 \times 1.00 \times .88 \times 1 \times 1} = \frac{90}{1.54} = 58 \text{ pies cuadrados}$$

Para la malla de 3/8" del segundo piso, el cálculo será:

$$\text{Area en pies cuadrados} = \frac{90.0 - 43.9}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

A = Para grava triturada, malla de 3/8" : 1.19 toneladas por hora por pie cuadrado.

B = Para sobretamaño de $\frac{43.9}{90} \times 100 = 49\%$: - 0.90

C = Porcentaje de material inferior a 3/16" : - 30%: - 0.80

E = Para cribado por vía seca: 1.00

F = Para el segundo piso: 0.90

Sustituyendo estos valores en la fórmula:

$$A_{3/8"} = \frac{46.1}{1.19 \times .9 \times 1 \times .8 \times 1 \times .9} = \frac{46.1}{.78} = 59 \text{ pies cuadrados}$$

Puesto que 59 pies cuadrados es mayor que 58 pies cuadrados en este caso regirá el piso inferior de malla 3/8" para seleccionar el tamaño de la criba.

Se seleccionará una criba vibratoria horizontal de dos pisos, de 5' de ancho por 12' de longitud, con una área efectiva de cribado de 5' x 12' = 60 pies cuadrados.

En la integración de plantas portátiles, se prefiere a las cribas horizontales sobre las cribas inclinadas, debido a que las primeras tienen necesidad de menor espacio vertical de instalación, cualidad muy importante para el traslado por carretera de los grupos móviles, ya que con las cribas horizontales se obtienen alturas de la unidad sensiblemente menores a las de los mismos grupos móviles equipados con cribas inclinadas.

BALANCE GRANULOMETRICO

TABLA DE REGISTRO

Tamaño de los materiales	Trituración primaria quebradora de quijas 20" x 36" abierta a 3", produce 90 toneladas por hora		Trituración secundaria trituradora de conos 36 S abierta a 3/4", produce 55 toneladas por hora		Resumen de las etapas primaria y secundaria		Trituración terciaria trituradora de conos 36 FC abierta a produce 44.5 toneladas por hora		Resumen final del producto	
	%	Ton/h	%	Ton/h	%	Ton/h	%	Ton/h	%	Ton/h
1½" - 5"	61%	55.0	—	—	—	—	—	—	—	—
3/4" - 1½"	22%	19.7	45%	24.8	49%	44.5	—	—	—	—
3/8" - 3/4"	9%	8.1	27%	14.8	26%	22.9	47%	21.0	49%	43.9
0 - 3/8"	8%	7.2	28%	15.4	25%	22.6	53%	23.5	51%	46.1
S U M A	100%	90.0	100%	55.0	100%	90.0	100%	44.5	100%	90.0

FLUJO DE LA INSTALACION

(FLOW-SHEET)

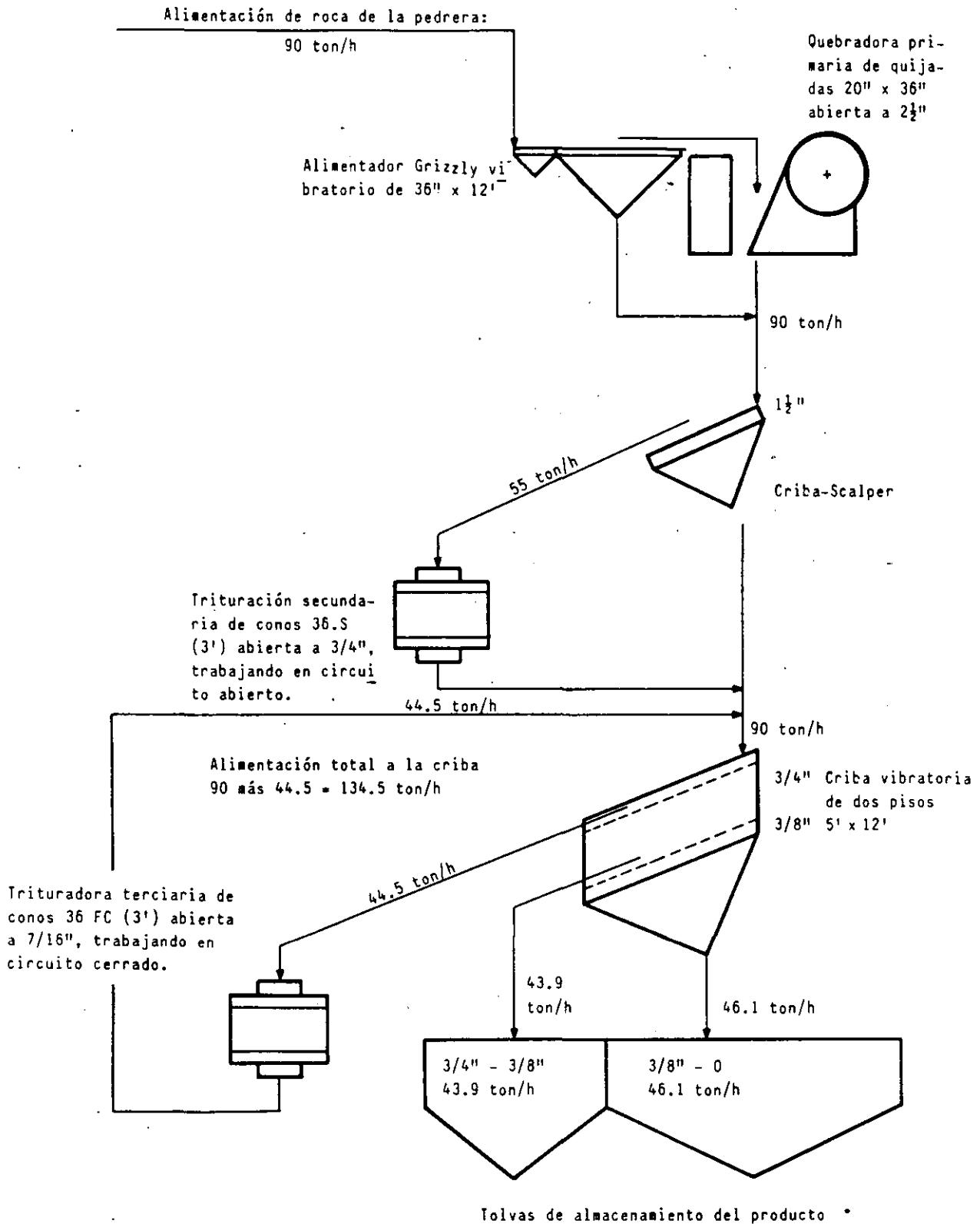


Figura 75.

PROBLEMA DE SELECCION DE EQUIPO

Resolver los siguientes problemas de seleccion de equipo de trituración y cribado, utilizando las tablas y gráficas correspondientes.

PROBLEMA No. 1

Se requiere una producción de 90 ton/hr, siendo los tamaños de los materiales que se necesitan, los siguientes:

Un producto de $1\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{4}$ "
Otro de $\frac{3}{4}$ " a $\frac{3}{8}$ "
y el último de $\frac{3}{8}$ " a 0

Se trata de un banco de basalto, el cual por medio de voladura de dinamita es fragmentado, obteniéndose un material en "greña" con tamaño máximo de 18".

El tamaño de los materiales es el siguiente:

- 18"	+	5"	80%
- 5"	+	$1\frac{1}{2}$ "	10%
- $1\frac{1}{2}$ "	+	$\frac{3}{4}$ "	4%
- $\frac{3}{4}$ "	+	$\frac{3}{8}$ "	4%
- $\frac{3}{8}$ "	+	0	2%

Obtener la solución óptima.

PROBLEMA No. 2

Producción 90 ton/hr

$\frac{3}{4}$ " a $\frac{3}{8}$ "
0 a $\frac{3}{8}$ "

El único cambio en este problema con respecto al anterior, es que ahora se requiere el 100% de material menor de $\frac{3}{4}$ ".

Obtener la solución para primaria y secundaria.

PROBLEMA No. 3

Mismos datos que el problema No. 2; pero ahora la solución es para

primaria, secundaria y terciaria.

PROBLEMA No. 4

Datos básicos:

- A) Explotación de un banco de agregados naturales, conglomerado an desítico.
- B) Tamaño máximo a la alimentación de 8" y una granulometría media del banco como sigue:

Tamaño:				Porciento
3"	-	8"	:-	40%
1½"	-	3"	:-	20%
¾"	-	1 ½"	:-	12%
¼"	-	¾"	:-	10%
0	-	¼"	:-	18%
		Suma	:-	100%

- C) Se desea producir material de base 0-1½" para construcción de un camino, necesitándose para cumplir el programa establecido, 225 toneladas métricas por hora de dicho material.
- D) Granulometría del producto: 0-1½", según especificaciones SCT para material de base.

Se pregunta lo siguiente:

- a) Equipo de trituración necesario para producir el material al tamaño y cantidad estipulados. (Seleccionar quebradora de quijadas para la etapa primaria, y trituradoras de cono tipo S y FC, para las etapas secundaria y terciaria respectivamente).
- b) Equipo de cribado necesario para integrar la planta.
- c) Tamaño y tipo del alimentador aconsejable para recibir el material natural en greña (ver la siguiente parte 6).
- d) Establecimiento de la hoja de flujo (Flow Sheet) aconsejable, para el acomodo del equipo (alimentador, trituradoras, cribas) seleccionado, indicando las toneladas por hora y tamaño del material, en cada etapa del proceso de trituración y cribado.

6. SELECCION DE LOS ALIMENTADORES DE ROCA

Datos requeridos para seleccionar un Alimentador:

1. Toneladas por hora que deben ser manejadas, incluyendo alimentaciones máxima y mínima.
2. Peso volumétrico del material.
3. Distancia a la cual debe transportarse el material.
4. Altura a la cual el material debe de ser elevado.
5. Limitaciones de espacio.
6. Método utilizado para la carga del Alimentador.
7. Características del Material.

Procedimiento seguido para seleccionar un Alimentador:

Etapa 1: Seleccionar el tipo de Alimentador de acuerdo con el cuadro de "APLICACION DE LOS ALIMENTADORES".

Etapa 2: Seleccionar el ancho del alimentador. El ancho puede depender de la quebradora que va a ser alimentada; por ejemplo, una Quebradora de Quijadas con una determinada boca

de admisión; o por el tamaño de la abertura de la Tolva que va a utilizarse. El ancho del Alimentador puede también ser determinado por el tamaño máximo de la roca en la alimentación, o por la profundidad deseada del material y su velocidad de transporte (ver nota).

Etapa 3: Verificar la capacidad del Alimentador seleccionado, contra las cifras indicadas en las páginas de capacidades respectivas (8 a 11).

Etapa 4: Determinar los HP (caballos de potencia) requeridos de las tablas de selección del tipo de Alimentador respectivo (Etapa 1).

Nota: La profundidad para un material con peso volumétrico de 100 libras por pie cúbico (aproximadamente 1500 kilogramos por metro cúbico), puede encontrarse por medio de la fórmula siguiente:

$$D = \frac{4 \times \text{TPH}}{W \times \text{FPM}}$$

en la cual:

D = Profundidad en pulgadas.

TPH = Toneladas por hora.

FPM = Pies por minuto a los cuales es alimentado el material

W = Ancho neto del Alimentador en pies.

APLICACION DE LOS ALIMENTADORES

TIPO DE TRABAJO	TIPO DE ALIMENTADOR RECOMENDADO
Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer, Pala o Dredge. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 75% del Ancho del Alimentador.	Alimentador de Tablero Metálico tipo Apron, para trabajo extra-pesado con paletas de acero al Manganeso.
Alimentación de una tolva de carga de material no abrasivo. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 75% del Ancho del Alimentador.	Alimentador de Tablero Metálico tipo Apron, para trabajo extra-pesado con paletas de acero al carbón.

TIPO DE TRABAJO

Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer, Pala o Daga. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 50% del ancho del Alimentador.

Alimentación de una tolva de carga de material no abrasivo. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 30% del ancho del Alimentador.

Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 75% del ancho del Alimentador.

Alimentador bajo la Quebradora Primaria para proteger a la Banda Transportadora de evacuación.

Alimentador bajo tolvas o pilas de Almacenamiento. El tamaño máximo del Agregado no deberá exceder al 50% del ancho del Alimentador.

Alimentador bajo tolvas o pilas de Almacenamiento. El tamaño máximo del Agregado no deberá exceder al 30% del ancho del Alimentador.

TIPO DE ALIMENTADOR RECOMENDADO

Alimentador de Tablero Metálico tipo Apron, para trabajo pesado.

Alimentador de Tablero Metálico tipo Apron, para trabajo Standard.

Alimentador Vibratorio de Charola o Alimentador Vibratorio de Rejilla.

Alimentador Vibratorio de Rejilla.

Alimentador reciprocante de Plato.

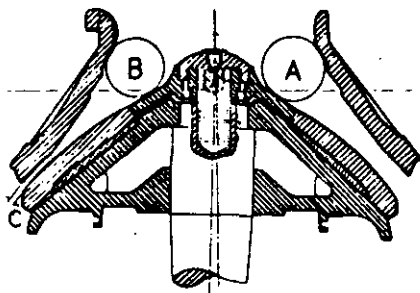
Alimentador de Banda.

ANEXOS

TABLA 2 ESPECIFICACIONES DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADAS

Tamaño	10x16	10x21	10x30	12x36	15x24	15x38	20x36	25x40	30x42	36x46	44x48	50x60
Peso neto	2247	2565	4495	5312	4767	8626	12076	16124	24176	34504	50394	75818
Peso para exportación en Kg.	2361	2724	4699	5575	4994	8989	12530	16560	24857	37954	50939	76726
Peso volumen en m ³	3.26	3.68	4.81	5.24	4.67	10.19	14.16	16.28	25.49	31.15	45.76	59.47
Potencia requerida, en HP	10-15	15-20	15-25	40-50	30-40	50-60	75-100	100-125	125-150	150-200	150-200	250-300
Puleas de mando. Diámetro X ancho mm	838x216	838x216	965x267	965x267	965x267	1219x318	1219x375	1372x375	1524x375	1676x406	1929x432	1981x432
RPM	350	350	320	320	320	265	265	260	255	235	220	220

TRITURADORAS SECUNDARIAS Y TERCIARIAS DE CONO

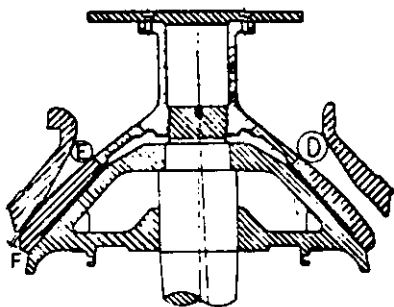


Los diagramas y tablas muestran los lados abiertos y cerrados en la alimentación y el cerrado en la descarga de los materiales

Trituradora Secundaria
Tipo "S"

TABLA 3

TIPO "S"																		
Tamaño de la Trituradora y Clave	Tipo de Tazón	Abertura de Admisión		Abertura de Descarga mínima recomendada	Capacidades en toneladas cortas por hora, a la abertura de descarga "C" indicada, para materiales que pesen 1,500 kg./m ³													
		Lado Abierto "A"	Lado Cerrado "B"		1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2"			
24 S (2 pies) Yacht	Grueso Mediano	3 1/4" 2 1/2"	2 3/4" 1 7/8"	3/8" 1/4"	17	22	27	32	37	42	47	53						
245 S (2 pies) Yak	Grueso	4 5/8"	4 1/8"	1/2"				27	32	37	42	47	53					
36 S (3 pies) Yaud	Extra Grueso Grueso Mediano	7 1/8" 5" 4 1/2"	6 1/4" 4" 3 3/4"	3/4" 1/2" 3/8"			36	41	56	71	77	83	89	105	110			
367 S (3 pies) Yam	Grueso	7 3/4"	6 3/4"	3/4"					71	77	83	89	105	110				
48 S (4 pies) Yaupon	Extra Grueso Grueso Mediano	8 1/2" 7 1/2" 5 7/8"	7 1/2" 6 1/2" 4 3/4"	3/4" 3/4" 1/2"			85	110	135	155	170	185	200	215	230			
489 S (4 pies) Yawl	Grueso	10"	9"	1"							170	185	200	215	230			
66 S (5 1/2" pies) Yarn	Grueso Mediano	11" 9"	10" 8"	1" 3/4"					200	235	275	320	365	410	455			
6614 S (5 1/2" pies) Yap	Grueso	15"	14"	1 1/2"											365	410	455	



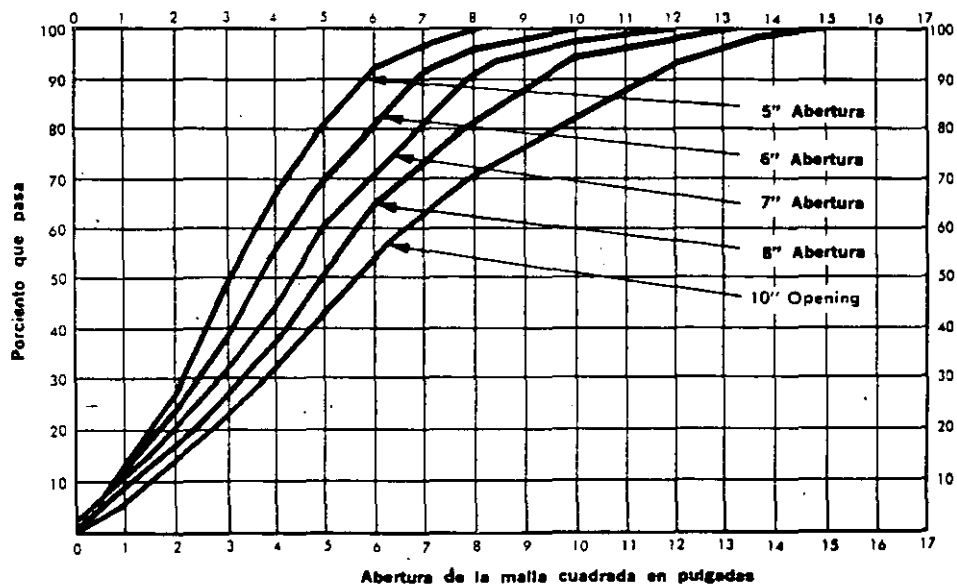
Trituradora Terciaria
Tipo "FC"

TABLA 4

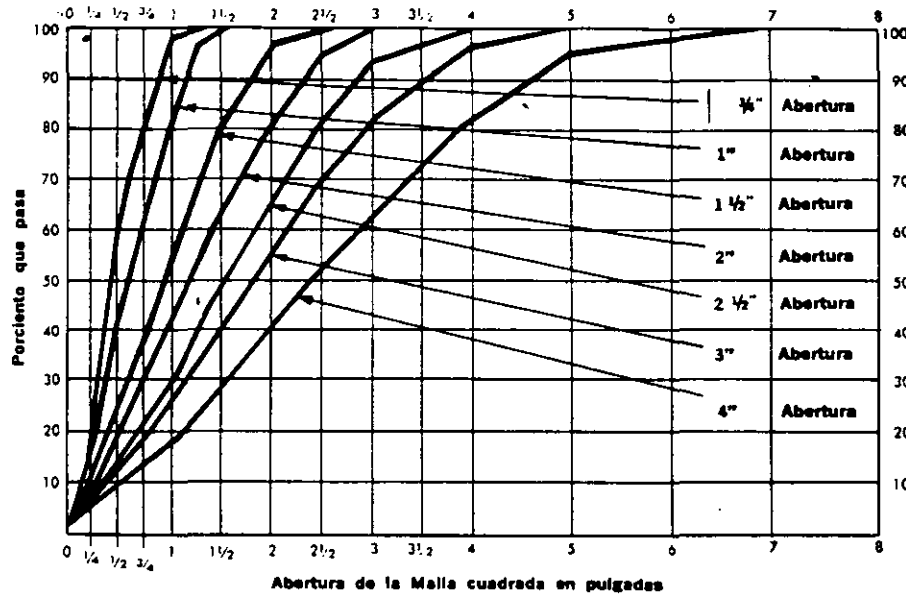
TIPO "FC"																		
Tamaño de la Trituradora y Clave	Tipo de Tazón	Abertura de Admisión		Abertura de Descarga mínima recomendada	Capacidades en toneladas cortas por hora, a la abertura de descarga "F" indicada, para materiales que pesen 1500 kg/m ³													
		Lado Abierto "D"	Lado Cerrado "E"		1/8"	3/16"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"						
24 FC 2 pies Yearning	Grueso Mediano Fino	2 1/2" 1 3/4" 1 5/16"	1 7/8" 1 1/8" 1/2"	1/4" 3/16" 1/8"	6	8	10	14	20	25	30							
36 FC 3 pies Yuga	Grueso Mediano Fino	3" 2" 1 3/4"	2" 1 1/8" 3/4"	5/16" 1/4" 3/16"		22	32	42	52	62	72	80						
48 FC 4 pies Yuie	Grueso Mediano Fino	4 1/4" 3" 2 1/4"	3" 1 7/8" 1"	3/8" 5/16" 1/4"			55	80	105	130	155	180						
66 FC 5 1/2" pies Yuman	Grueso Mediano Fino	5 3/4" 4 1/2" 3"	4" 2 1/2" 1 1/8"	1/2" 3/8" 3/8"			95	140	180	215	250	280						

CURVAS GRANULOMETRICAS
DEL PRODUCTO TRITURADO

**ANALISIS GRANULOMETRICO
DEL PRODUCTO DE LAS
QUEBRADORAS DE QUIJADAS,
PARA ABERTURAS DE SALIDA
DESDE 5" HASTA 10"**

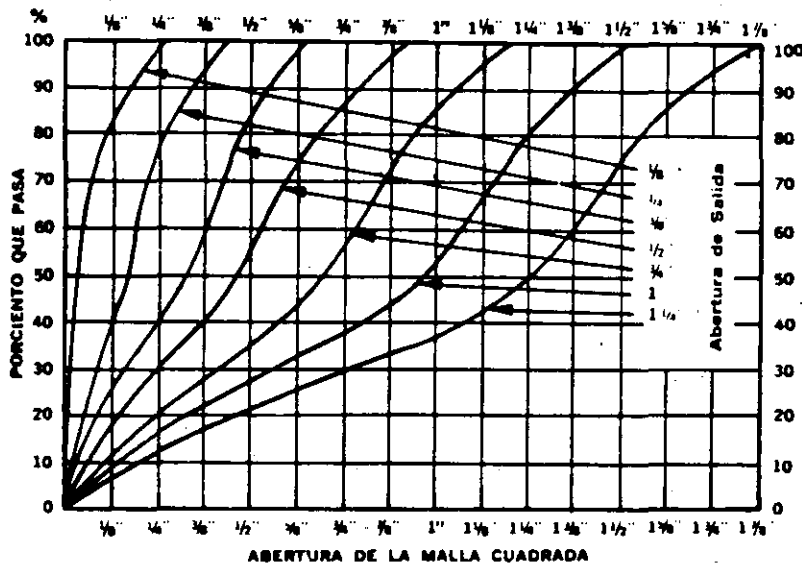


ANALISIS GRANULOMETRICO DEL PRODUCTO DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADAS, PARA ABERTURAS DE SALIDA DESDE 3/4" HASTA 4"

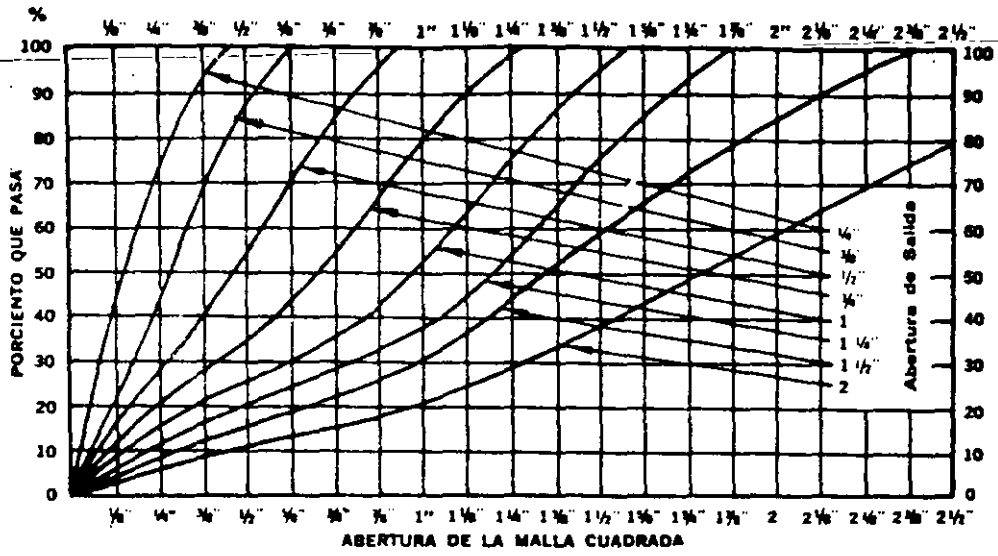


CURVAS GRANULOMETRICAS DEL PRODUCTO TRITURADO EN LAS TRITURADORAS DE CONO

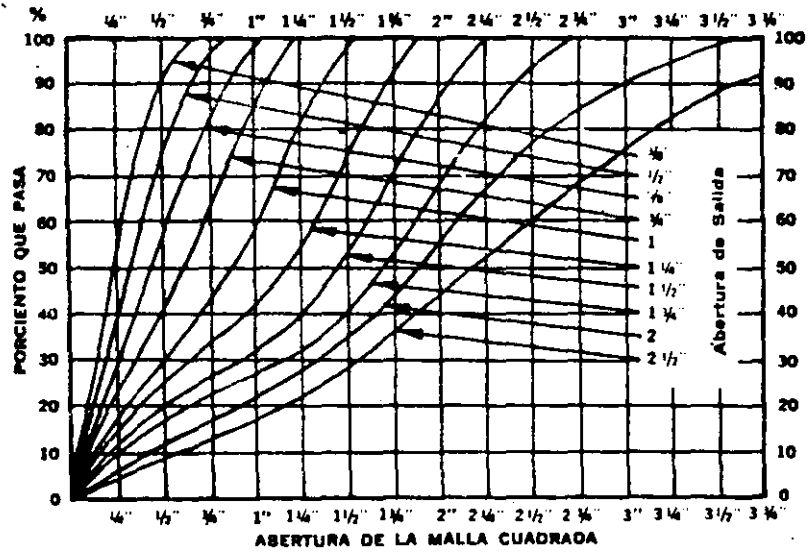
Trituradoras Mod.24, "S" y "FC"



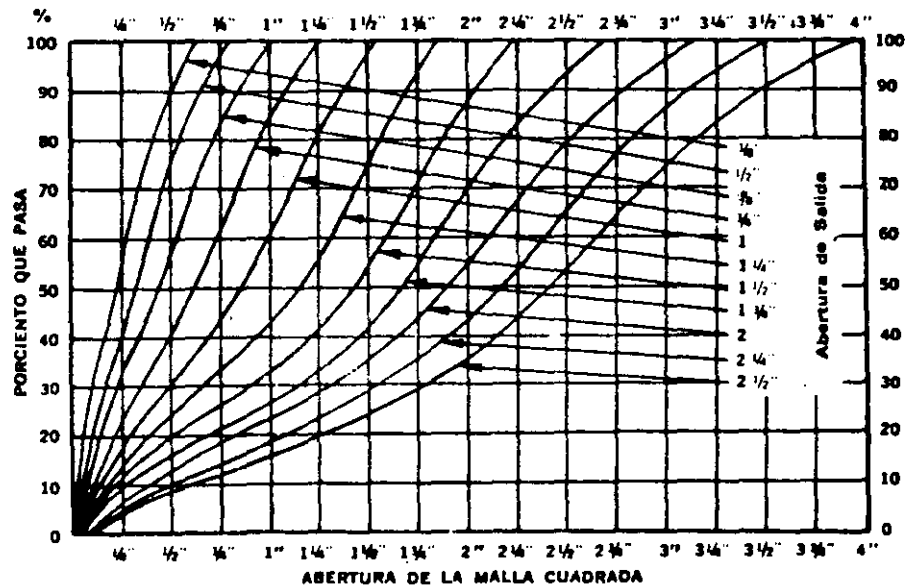
Trituradoras Mod.36, "S" y "FC"



Trituradoras Mod.48, "S" y "FC"



Trituradoras Mod.66, "S" y "FC"



ANEXO 3

TABLAS DE FACTORES PARA LA SELECCION DE CRIBAS VIBRATORIAS

CAPACIDAD DE LAS CRIBAS VIBRATORIAS

FACTOR "A": CAPACIDAD ESPECIFICA EN TONELADAS CORTAS POR HORA QUE PASAN A TRAVES DE UN PIE CUADRADO DE MALLA, BASADOS EN UNA EFICIENCIA DEL 95%, CON UN SOBRETAMAÑO EN EL MATERIAL ALIMENTADO DEL 25%.

Claro de la Malla Cuadrada	.0116"	.0164"	.0232"	.0328"	.046"	.065"	.093"	1/8"	.131"	.185"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"	5"		
Número de Malla	48	35	28	20	14	10	8		6	4															Usar, sólo en Cribas de 1 piso	
Arena	.144	.183	.226	.282	.36	.45	.57	.69	.73	.90	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Polvo de Roca	.120	.152	.188	.235	.30	.375	.475	.56	.595	.75	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Polvo de Carbón	.091	.115	.142	.178	.226	.284	.36	.43	.45	.57	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Grava de Río	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	1.08	1.40	1.68	1.94	2.16	2.36	2.56	2.90	3.20	3.70	4.05	4.30	4.65	4.90	---	
Piedra Triturada	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	.88	1.19	1.40	1.60	1.80	1.96	2.12	2.40	2.68	3.10	3.38	3.60	3.86	4.07	---	
Carbón	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	.68	.88	1.04	1.21	1.36	1.48	1.60	1.83	2.00	2.31	2.53	2.64	2.91	3.01	---	

Factor "B" Es función del porcentaje de sobretamaño contenido en la alimentación a la Criba.

Porcentaje de Sobretamaño	Factor "B"	Porcentaje de Sobretamaño	Factor "B"
10%	1.05	85%	.64
20%	1.01	90%	.55
30%	.98	92%	.50
40%	.95	94%	.44
50%	.90	96%	.35
60%	.86	98%	.20
70%	.80	100%	.00
80%	.70		

CAPACIDAD DE LAS CRIBAS VIBRATORIAS

Eficiencia deseada	60%	70%	75%	80%	85%	90%	92%	94%	96%	98%	Factor "C": Una separación perfecta o eficiencia del 100% no es económica. En la práctica del cribado de agregados, se acepta una eficiencia del 94%.
Factor "C"	2.10	1.70	1.55	1.40	1.25	1.10	1.05	1.00	.95	.90	

Cantidad en la alimentación menor de la mitad de la malla de cribado	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%	Este factor es necesario considerarlo cuidadosamente cuando se esté cribando un material con alto contenido de arena o roca fina. Por ejemplo, si se está cribando a $\frac{1}{2}$ " , considerar el porcentaje menor a $\frac{1}{4}$ " en la alimentación
Factor "D"	.55	.70	.80	1.00	1.20	1.40	1.80	2.20	3.00	---	

CRIBADO POR VIA HUMEDA

Tamaño de la Abertura de la malla (Pulgadas o número de la malla)	20	14	10	8	1/8"	6	4	1/4"	5/16"	3/8"	$\frac{1}{2}$ "	3/4"	1" ó más
Factor "E"	1.10	1.50	2.00	2.25	2.50	2.50	2.50	2.25	2.00	1.50	1.30	1.20	1.10

El cribado por vía húmeda abajo de la malla # 20, no se recomienda. Si se criba por vía seca, se utilizará un factor "E" igual a 1. Un cribado por vía húmeda significa el utilizar de 5 a 10 galones por minuto de agua por cada yarda cúbica de material producido por hora, o sea que por cada 50 yardas cúbicas por hora de material, se necesitarán de 250 a 500 galones por minuto de agua.

Piso	Superior	Segundo	Tercero	Para una criba de un piso, se usará un factor "F" igual a 1. Para una criba de dos o tres pisos, para el cálculo de cada piso, se utilizará el factor "F" indicado correspondiente.
Factor "F"	1.00	.90	.75	

No añaden capacidad estructural a las capas de sub-base y base, las que habrán de soportar los esfuerzos que imponen las cargas.

IV MEZCLAS ELABORADAS EN PLANTA.

Son mezclas, de pétreos y cementantes asfálticos. Sin embargo, pueden considerarse de calidad controlada.

Conviene entonces mencionar que para obtener una buena mezcla, debe contarse con un control de calidad adecuado para cada uno de los componentes.

Haremos mención de las cualidades necesarias de los componentes y de ellos una vez constituidos en mezcla.

Corresponden al primer grupo:

- Naturaleza y calidad de los agregados, (dureza, forma, afinidad con el ce mentante).
- Granulometría.- Distribución de tamaños.
- Calidad del cemento asfáltico.- En general se usa en México el cemento asfáltico No. 6, su penetración varía entre 80 - 100 debe cuidarse esta cualidad ya que los cementos "duros" en mezclas de alta compactación, producen carpetas "frágiles".

Como cualidades de la mezcla se pueden mencionar:

- Resistencia.
- Durabilidad.
- Textura.

Los pétreos y el cementante combinan sus cualidades al ser mezclados. - Se requiere en esta etapa del cuidado para que la mezcla sea homogénea, que las proporciones de los cementantes sea la adecuada (diseño de la mezcla) y que el mismo equipo usado para su elaboración no altere las propiedades del cemento por defecto en el control de la temperatura.

V PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

Tanto en las mezclas frías como en las calientes pueden distinguirse 3 fases bien definidas en el procedimiento de construcción.

Mezclado.

Tendido.

Compactación.

Se agregan a los anteriores:

- Para el caso de mezclas frías, en algunos casos, el disgregado de materiales, operación previa al mezclado, tendiente a corregir defectos granulométricos del material en "greña", sobre todo cuando exista un porcentaje alto de partículas mayores.
- Y para el caso de mezclas producidas en planta, el transporte del producto.

VI MEZCLADO.

- Para carpeta de rebajados:

Se lleva a cabo mediante motoconformadoras, una vez que ha sido incorporado el asfalto aproximadamente a 80°C, en el pétreo previamente colocado en camellones, se da el número de pasadas necesario, hasta que se han evaporado los solventes, vehículo del asfalto, operación que es controlada por el Laboratorio. En caso de que se eliminen durante el proceso de mezclado y "desfluxado" la totalidad de los solventes, obtendremos una mezcla de muy difícil trabajabilidad.

Conviene conservar una pequeña proporción de solventes que faciliten la operación de extendido. Durante ella y en la primera etapa de vida, de la carpeta dichos solventes se perderán por evaporación. Sin embargo, si se dejan solventes residuales en exceso, la carpeta será deformable bajo la acción de las cargas.

Quando el contenido de humedad de los agregados es superior al especificado, con anterioridad a la incorporación del asfalto rebajado, habrá necesidad de secar los agregados. Esta operación se consigue mediante el uso de la motoconformadora con la que se mueve repetidamente el material para exponer al medio ambiente las caras del pétreo a fin de que, por evaporación pierda la humedad excedente.

Como se mencionó se recomienda una humedad residual del 1%, sin embargo ello debe revisarse en función de la humedad ambiente y de la absorción natural del agregado pétreo.

- Para mezclas de emulsión:

La operación es similar a la del caso anterior, una vez que se ha conseguido una distribución uniforme, la mezcla se deja reposar hasta su "rompimiento", en este momento ya se puede iniciar la compactación.

- Mezclas en planta:

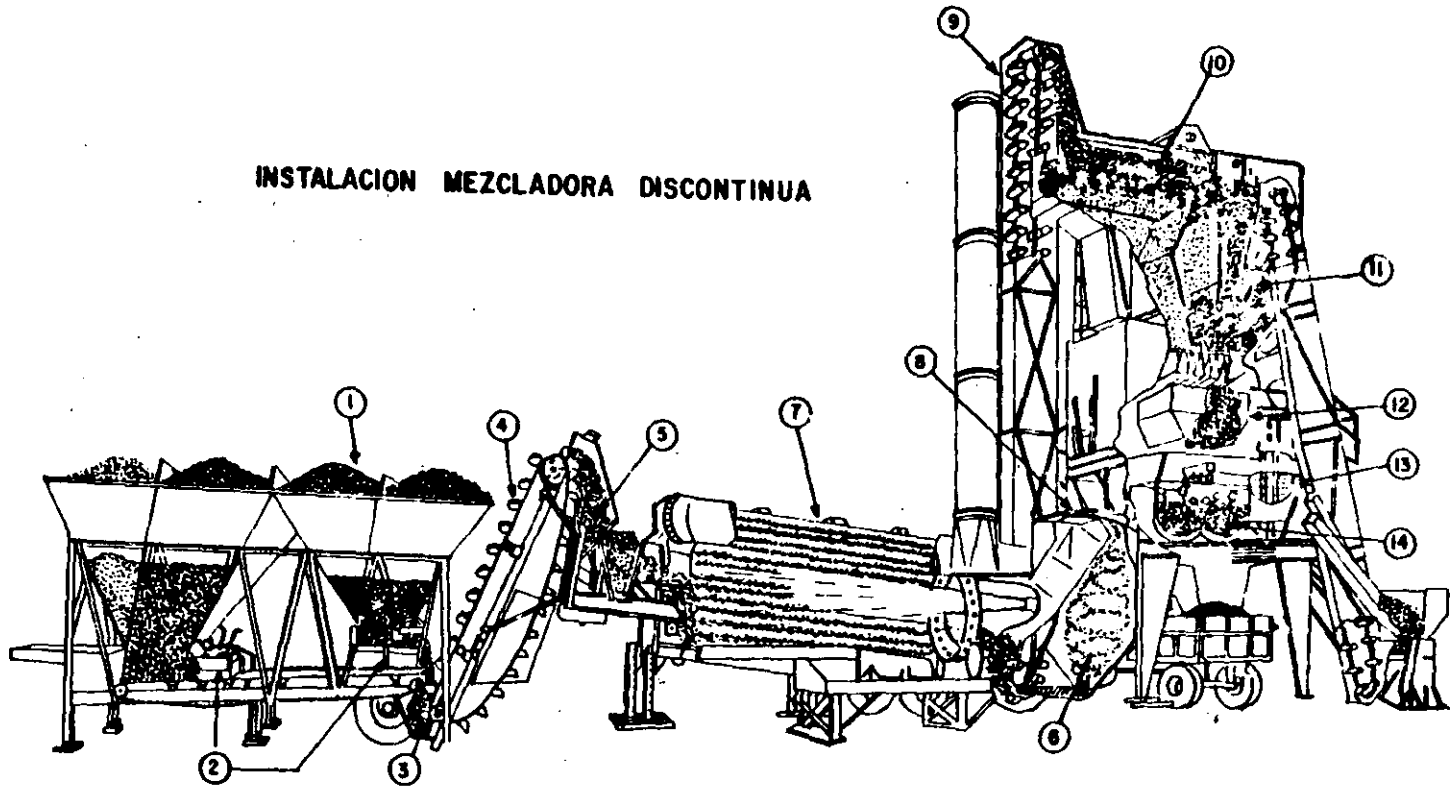
Como su nombre lo indica, esta operación se lleva a cabo en plantas diseñadas para este propósito:

Se distinguen plantas de producción discontinua o de batches.

Y plantas de producción continua; a continuación se hace la descripción de las plantas:

El material procedente del almacén se alimenta a la planta, depositándose en las tolvas para material frío (1), por lo general son cuatro tolvas, dispuestas para recibir material pétreo de distintos tamaños. Estas tolvas están equipadas, en su descarga, con compuertas ajustables para regular la caída del material al alimentador de fríos (2), (el cual puede ser de banda o de vaivén), por lo que es posible dosificar el material pétreo frío, para que caiga al depósito (3) con una primera graduación granulométrica. De este depósito es llevado por el elevador de cangilones (4), hasta la tolva de entrada del secador (5), en esta parte se encuentra una rejilla para impedir la entrada de objetos mayores al tamaño fijado. Al entrar el material al secador (7), el polvo (6), puede ser reincorporado, en caso necesario, en el recipiente (8), en donde se une al material que sale del secador. De allí es llevado por un segundo elevador de cangilones (9), hasta las cribas vibratorias (10), para ser separado por tamaños depositándose en las tolvas de material caliente (11), por las compuertas de estas tolvas se extrae de cada una la cantidad en peso que fija la granulometría de proyecto, valiéndose del recipiente pesador (12), y adicionando por la válvula (13), el cemento asfáltico caliente. Los materiales ya dosificados, así como el cemento asfáltico pasan al mezclador (14), en donde se homogeniza y se descarga el camión que la ha de transportar.

INSTALACION MEZCLADORA DISCONTINUA



VII DESCRIPCION Y FUNCIONAMIENTO.

La descripción de la planta de producción continua, se puede hacer dividiéndola en tres secciones:

- A.- Dosificación de áridos (fig. 1).
- B.- Secador y colector de polvo (fig. 2).
- C.- Dosificación y mezclado de materiales calientes (fig. 3).

El funcionamiento de una planta de este tipo es el siguiente (fig. 4).

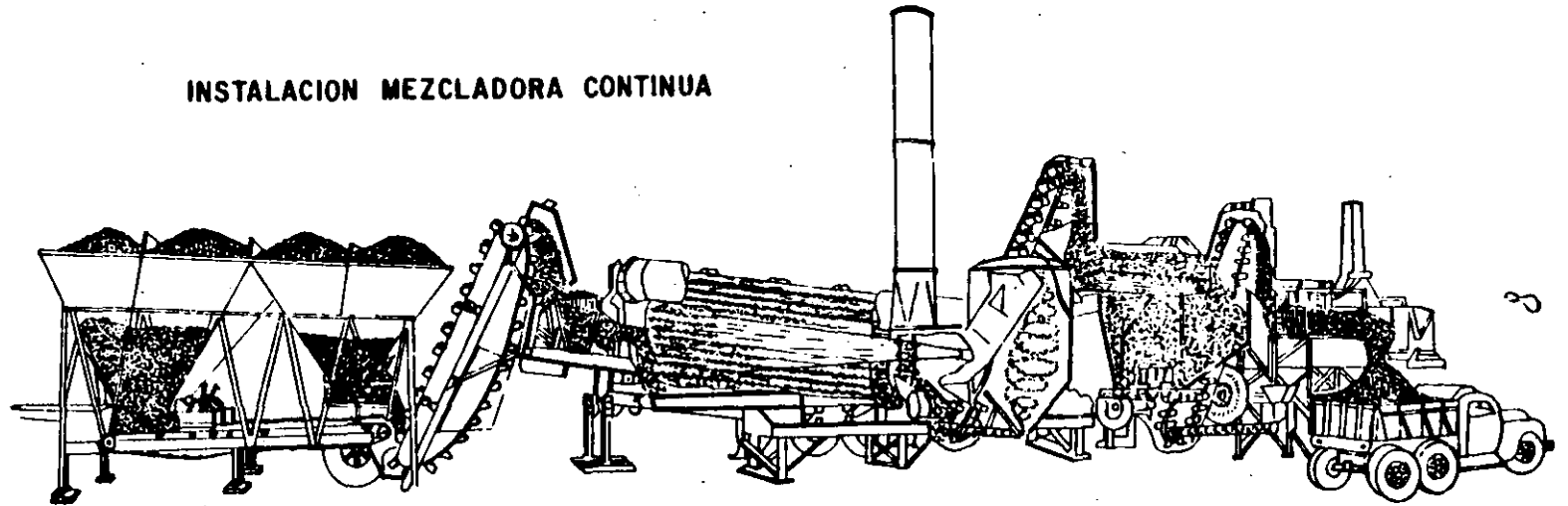
El material procedente del almacén se alimenta a la planta, depositándose en las tolvas para material frío (1), por lo general son cuatro tolvas, dispuestas para alimentar material pétreo de distintos tamaños. Estas tolvas están equipadas, en su descarga, con compuertas ajustables para regular la caída del material al alimentador de fríos (2), (el cual puede ser de banda o de vaivén; por lo que es posible dosificar el material pétreo frío, para que caiga al depósito (3) con una primera graduación granulométrica. De este depósito es llevado por el elevador de cangilones (4), hasta la tolva de entrada del secador (5), en esta parte se encuentra una rejilla para impedir la entrada de objetos mayores al tamaño fijado. Al entrar el material al secador (7), el polvo (5), puede ser reincorporado, en caso necesario, en el recipiente (8), en donde se une al material que sale del secador. De allí es llevado por un segundo elevador de cangilones (9), hasta las cribas vibratorias (10), para ser separado por tamaños depositándose en las tolvas de material saliente (11), por las compuertas (12) de estas tolvas se extrae de cada una la cantidad que fija la granulometría de proyecto, y adicionando por la válvula (13), el cemento asfáltico caliente.

Los materiales ya dosificados, así como el cemento asfáltico pasan al mezclador (14), en donde se homogeniza la mezcla y se descarga al camión que ha de transportar.

En este tipo de plantas continuas el material procedente de las tolvas de almacenaje en caliente se dosifica por medio de compuertas regulables que descargan sobre los alimentadores de material caliente. Todos los materiales son transportados al mezclador en forma continua.

El asfalto también afluye en forma continua, y se regula con un sistema de bombeo conectado con el mecanismo de dosificación (fig. 5), de tal manera que se obtiene una relación constante entre la cantidad total de los agregados pétreos y el producto asfáltico empleado, en forma independiente de la velocidad de producción de la carpeta.

INSTALACION MEZCLADORA CONTINUA



VIII TENDIDO

Mezclas frías: Se usa el mismo equipo que para el mezclado: la moto-conformadora. Mediante la altura de la cuchilla, se controla el espesor que desea colocarse. Este procedimiento tiene como desventaja que clasifica los materiales por efecto de arrastre, sin embargo, dada la calidad esperada de la mezcla, se considera adecuado.

En algunos casos, sobre todo para bases estabilizadas, puede usarse la máquina extendidora o "finisher", cuando se ha empleado emulsión; con ello se evitan las clasificaciones de tamaños del pétreo y se consigue un mejor control de espesores.

* Mezclas calientes:

Se tienden con equipo especialmente diseñado para este fin. Por lo tanto cuentan con los dispositivos necesarios para garantizar:

- Un extendido continuo.
- Un espesor controlado.
- Una compactación primaria.
- Una mezcla uniforme.

IX COMPACTACION.

Mezclas frías.

Su comportamiento a la compactación y a la circulación puede ser muy diferente, según sea la granulometría del material:

Gruesa.

Buena.

Fina.

Se llevan a cabo mediante el uso de rodillos lisos y se deja una parte del proceso al tráfico.

Según el Arquíe en su libro: COMPACTACION lo anterior es válido siem - pre que se usen granulometrías guresas, lo que da estructuras permeables y - posiblemente con granulometrías buenas, se presentan bajas compactaciones y - perfiles defectuosos.

Para las mezclas de emulsión será necesario permitir la expulsión del - agua y evitar que se presenten inestabilidades mecánicas por ello.

X MEZCLAS CALIENTES.

Intervienen dos equipos: rodillos lisos y rodillos de neumáticos.

Es bien conocido el efecto compactador de cada uno:

Liso.- Accionando de arriba hacia abajo.

De Naumáticos.- Todo el espesor.- En la práctica conocida consiste en aplicar primero el rodillo liso, para "armar" y posteriormente el de neumáti - cos para alcanzar el grado de compactación.

No obstante lo anterior es interesante observar la técnica francesa mo - derna:

"Se debe emplear en cabeza, muy cerca de la extendedora, hasta casi to - carle, un compactador de neuméticos, para aprovechar el efecto de amasado".

Las huellas que marca son borradas por el rodillo liso.

Son factores importantes para lograr una buena compactación.:

El espesor de la capa.

El tipo de agregados, granulometría y forma de las par - ticulas.

El diseño de la mezcla.

El peso y tipo del compactador.

La temperatura de compactación.

XI CALIDAD DE LA MEZCLA.

La supervisión y control deben comenzar al momento de iniciarse la producción, sin embargo, es conveniente que se observe la maniobra de instalación y armado de la planta, con objeto de obtener, desde un principio los datos necesarios sobre las condiciones del equipo, como bandas, elevadores, quemadores, cribas, compuertas, etc., y poder prever probables causas de futuros problemas de producción.

Actualmente las reglamentaciones de la S.A.H.O.P., dejan a juicio y criterio del contratista los ajustes y calibración de las plantas. De no efectuarse la calibración la granulometría será defectuosa, de aquí que no siempre debe achacarse a los bancos de material o a los procesos de trituración los defectos en curvas de granulometría.

Debe evitarse que al principiar un trabajo de pavimentación, se produzcan bachas fuera de lo especificado, para lograr producir la mezcla con una granulometría y contekido de cemento asfáltico aceptables, y como para determinar si son aceptables las bachas producidas es necesario conocer su granulometría y contenido de cemento asfáltico, por lo general cuando se obtienen estos datos, la mezcla analizada ya fué tendida. Para evitar esto es necesario que no se inicie el tendido de la mezcla asfáltica mientras no se haya elaborado una mezcla de prueba que demuestre que ya se han logrado las condiciones exigidas por el proyecto.

Hay que tener en cuenta, al trabajar el concreto asfáltico que:

Una buena mezcla, mal tendida y mal compactada nos dá una mala carpeta.

Una mala mezcla bien tendida y bien compactada nos dá una mala carpeta.

Es decir, que en el concreto asfáltico no puede descuidarse ni la elaboración, ni el tendido ni la compactación.

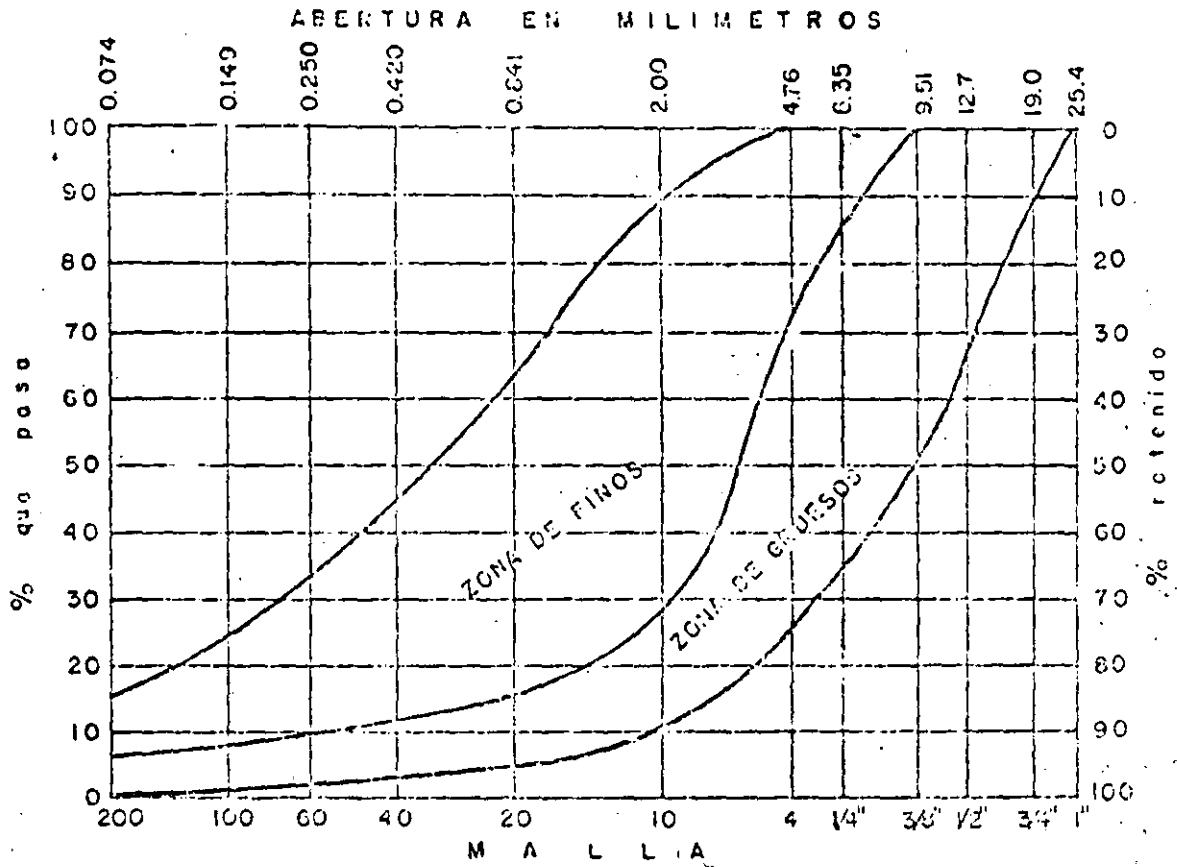
Se consideran como vehículos pesados los camiones en todos sus tipos y los autobuses.

Los porcentos de vacíos de la mezcla y del material pétreo, respecto al volumen del espécimen, deberán determinarse de acuerdo con el procedimiento descrito en el capítulo CXII de la parte novena de las especificaciones generales de construcción de la S.A.H.O.P.

Características.	Uso de la mezcla asfáltica elaborada con cemento asfáltico.	Para Carreteras		Para Aero pistas.
		Hasta 2,000 Veh. pesados	Más de 2,000 Veh. pesados	
No. de golpes por cara.		50	75	75
Estabilidad mínima kgs.	Para carpetas, capas de renivelación, bases asfálticas y bases.	450	700	700
Flujo, en milímetros.	Para carpetas, capas de renivelación, bases asfálticas y bacheo.	2-4.5	2-4	2-4
Por ciento de vacíos en la mezcla, respecto al volumen del espécimen.	Para carpetas y mezclas de renivelación.	3-5	3-5	3-5
	Para bases asfálticas.	3-8	3-8	3-8
Por ciento de vacíos en el agregado mineral (VAM), respecto al volumen del espécimen de mezcla, de acuerdo con el tamaño máximo del pétreo.	Para carpetas, capas de renivelación, bases asfálticas y bacheo.			
	Tamaño máximo.			
	4.76 mm (No. 4)	18	18	18
	6.35 mm (1/4")	17	17	17
	9.51 mm (3/8")	16	16	16
	12.7 mm (1/2")	15	15	15
	19.0 mm (3/4")	14	14	14
25.4 mm (1")	13	13	13	

NORMAS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES PETREOS PARA
MEZCLAS ASFALTICAS EN EL LUGAR

GRANULOMETRIA



- CONTRACCIÓN LINEAL

ZONA DE FINOS _____ 2% MÁXIMO

ZONA DE GRUESOS _____ 3% MÁXIMO

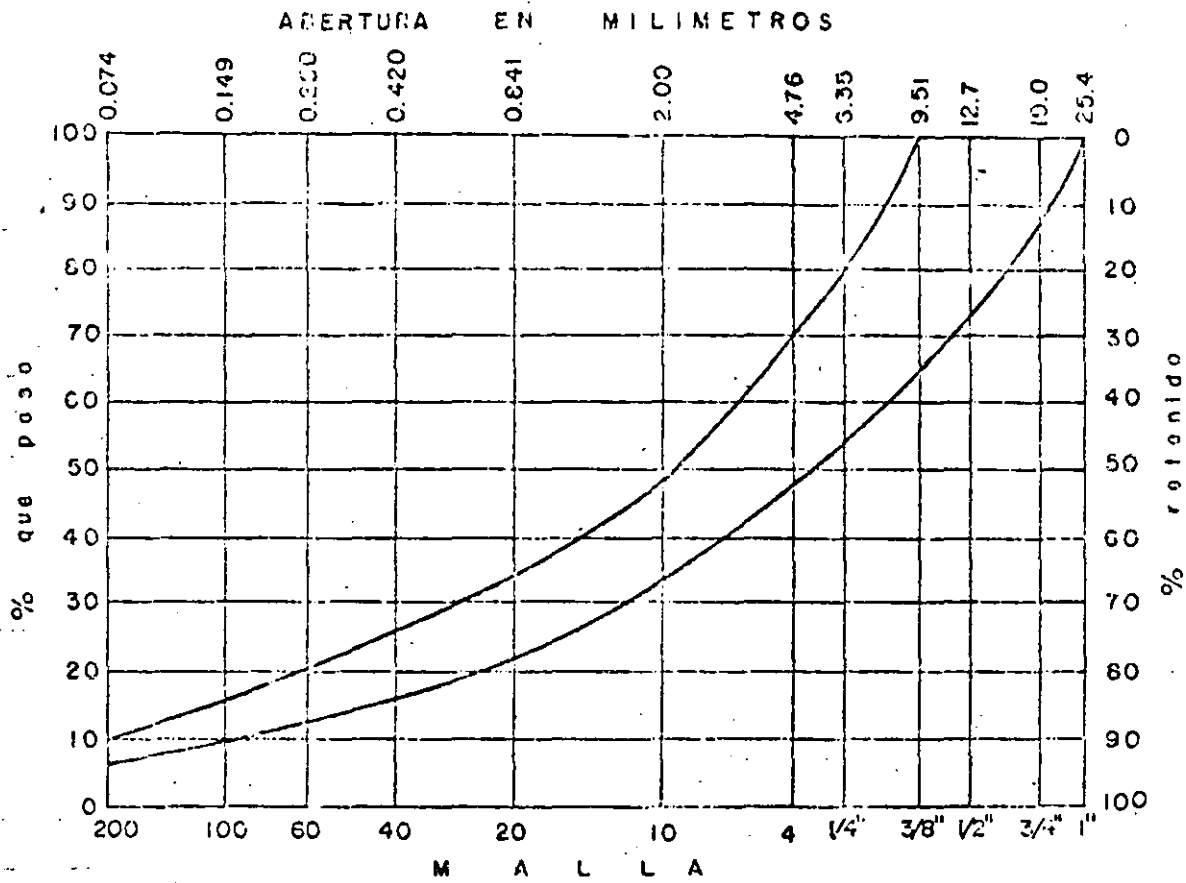
- DESGASTE DE LOS ANGELES _____ 40% MÁXIMO

- PARTÍCULAS ALARGADAS _____ 35% MÁXIMO

- EQUIVALENTE DE ARENA _____ 55% MÁXIMO

NORMAS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES PETREOS PARA
MEZCLAS ASFALTICAS EN PLANTA

GRANULOMETRIA



- CONTRACCIÓN LINEAL _____ 2%
- DESGASTE DE LOS ANGELES _____ 40% MÁXIMO
- PARTÍCULAS ALARGADAS _____ 35% MÁXIMO
- EQUIVALENTE DE ARENA _____ 55% MÁXIMO

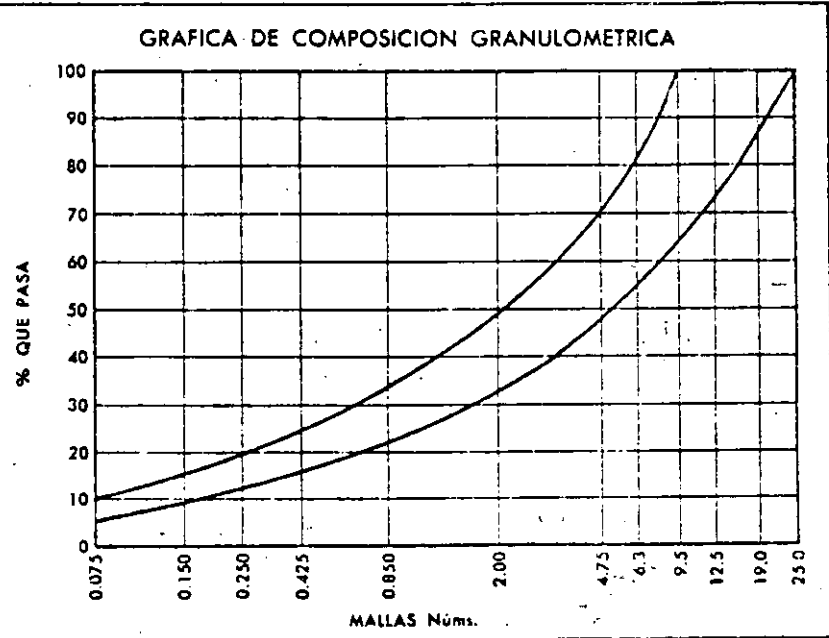
INFORME DE ENSAYE DE CONCRETO ASFALTICO

OBRA _____	ENSAYE N° _____
LOCALIZACION (CIUDAD, CAMINO, TRAMO, KILOMETRO, ORIGEN DEL CADENAMIENTO, ETC.) _____	FECHA DE RECIBO _____
	FECHA DE INF. _____

DATOS DEL MUESTREO	DESCRIPCION DEL MATERIAL _____	PARA USARSE EN _____
	TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO _____	
	CLASE DE DEPOSITO MUESTREADO _____	
	UBICACION DEL BANCO DE DONDE PROCEDE EL MATERIAL PETREO _____	

VIAJE N° _____	TENDIDO EN km _____	A km _____	CARRIL _____	FRANJA _____
TEMP. DE LA MEZCLA AL SALIR DE LA PLANTA _____ °C, EN EL TENDIDO _____ °C, AL INICIAR LA COMPACT. _____ °C				

CARACTERISTICAS DEL AL TIEPPO	P.E. SECO SUELTO, kg/m ³			
	COMPOSICION GRANULOMETRICA	MALLAS	% QUE PASA	DEL PROYECTO
		Núm. 25.0		
		" 19.0		
		" 12.5		
		" 9.5		
		" 6.3		
		" 4.75		
		" 2.00		
		" 0.850		
" 0.425				
" 0.250				
" 0.150				
" 0.075				
CARACTERISTICAS DEL	P.E. (yp), g/cm ³			
	ABSORCION %			
	DESGASTE %			
	% DE TRITURACION			
	PART. ALARGADAS %			
	PART. LAJEADAS %			
	EQUIV. DE ARENA %			
CONTRACCION LINEAL %				

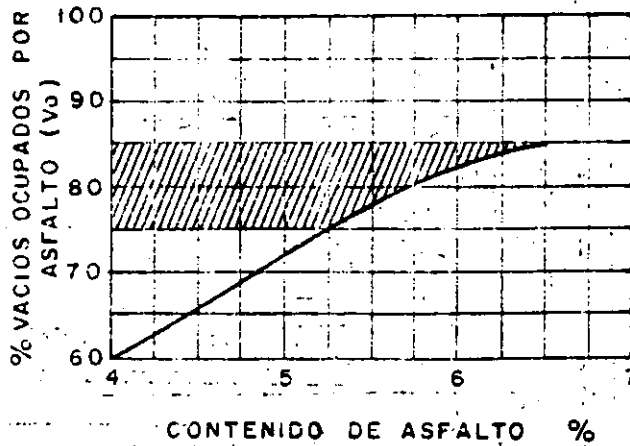
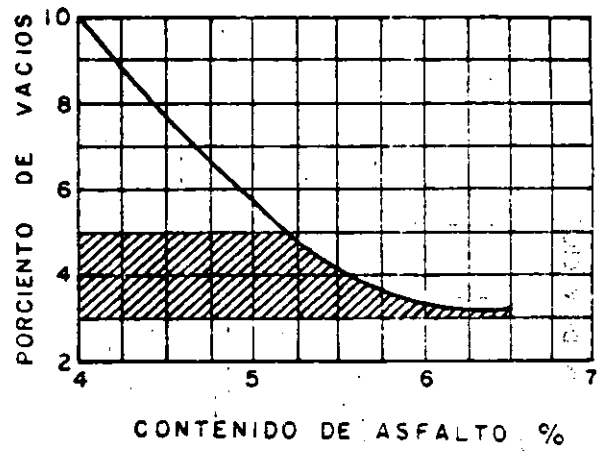
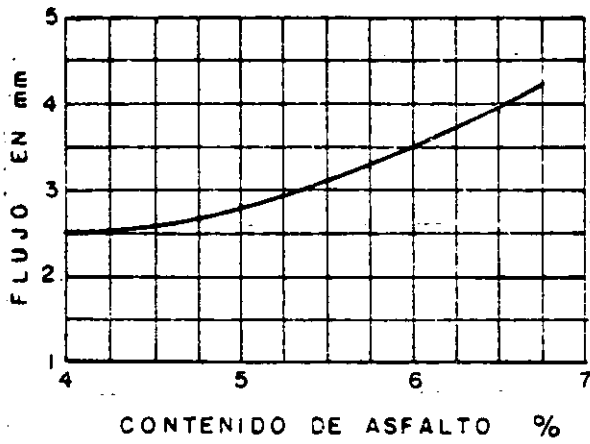
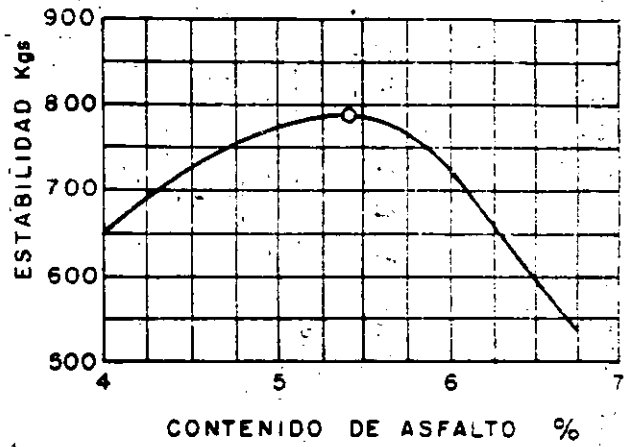
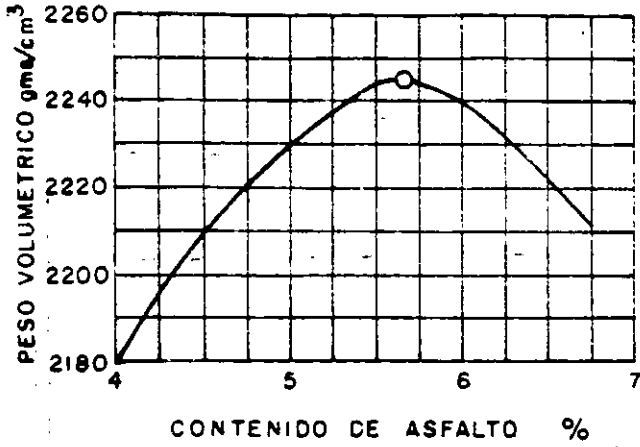


CARACTERISTICAS DE LA MEZCLA	DEL PROYECTO	CARACTERISTICAS DEL ESPECIMEN	ESPECIFICACION	CARACTERISTICAS DEL ASFALTO
CONTENIDO ASFALTO %		P.E. kg/m ³		TIPO
ADHESIVO MARCA		ESTABILIDAD, kg		PENETRACION
ADHESIVO TIPO		FLUJO, mm		VISCOSIDAD
ADHESIVO CANTIDAD %		VACIOS %		TEMP. RECCM.
ADHESIVO AFINIDAD		V.A.M. %		TEMP. DE APLIC.

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

EL LABORATORISTA	EL JEFE DEL LABORATORIO	Vo. Bo.
------------------	-------------------------	---------

VALORES MARSHALL



SUBBASES Y BASES

Definimos como subbase y base a las capas sucesivas de material seleccionado que se construyen sobre la subrasante, cuya función es -- soportar las cargas rodantes y transmitir las a las terracerías, distribuyéndolas de manera que no se produzcan deformaciones perjudiciales en éstas.

Nuestro objetivo será señalar el procedimiento de construcción -- más apropiado en nuestro país, para la elaboración, transportación, tendido, afinamiento y compactación de subbases y bases.

Desde el punto de vista de procedimientos de construcción, es indistinto referirse a la subbase o a la base, pues una y otra se construyen en la misma forma.

En México, las subbases y bases se construyen, en general, con -- un material granular (grava) mezclado con: cementante natural y agua, cemento y agua, cal y agua, emulsión asfáltica, o asfalto fluxado, o -- bien, se construyen de arena mezclada con emulsión asfáltica. Las más usuales son las construidas con un material granular (grava mezclado -- con cemento natural y agua, y las construidas con arena y emulsión asfáltica.

Emulsión asfáltica es la mezcla, hecha en planta, de 65% de asfalto No. 6, 35% de agua, 6.5 kg/Ton de emulsificante y 6 kg/Ton de HCL. -- Cuando el emulsificante es grasa animal, la emulsión es catiónica y --- cuando es una resina, la emulsión es aniónica.

Algunas veces, los pavimentos se diseñan con una capa de concreto asfáltico elaborado en planta estacionaria, a la que se llama base por construirse a todo el ancho de la corona y por no usarse como superficie de rodamiento. No nos referimos a este caso especial porque su estudio corresponde al capítulo de carpetas asfálticas elaboradas en planta --- estacionaria.

Obtención y tratamiento de los ingredientes pétreos.

En nuestro país, los materiales pétreos para subbase y base se -- obtienen: en forma natural; por disgregado, por cribado, o por trituration y cribado. Los procesos para la obtención y el tratamiento de los ingredientes pétreos no serán objeto de este estudio; sin embargo, sólo deseamos mencionar que para la trituration, el equipo que en la mayoría

de los casos es el más conveniente, debe constar de conos y no de rodillos como anteriormente se venía usando en forma casi generalizada en el país.

Elaboración de subbase y base.

La planta mezcladora de subbase y base constituye la herramienta más apropiada para realizar el mezclado de los materiales. A pesar de lo anterior, en México este mezclado todavía se hace, en la mayoría de los casos, utilizando motoconformadora.

Todos los tipos de subbase y base, exceptuando el que se construye con un material granular (grava) mezclado con asfalto fluxado, es muy conveniente procesarlos en plantas mezcladoras de subbase y base.

Estas plantas mezcladoras son del tipo volumétrico y constan de lo siguiente: alimentador(es), desgrumador de cementante, unidad mezcladora de una o dos flechas, bomba de agua de gasto variable y/o bomba de emulsión asfáltica también de gasto variable.

En realidad el procedimiento consiste en:

- 1.- Proporcionar por medio de alimentadores, cada uno de los materiales y, por medio de bombas, el agua o la emulsión asfáltica.
- 2.- Reunir en una tolva, una vez dosificados, los materiales y el agua o, si tal es el caso, la emulsión asfáltica.
- 3.- Mezclar y homogeneizar los ingredientes utilizando flechas provistas de paletas.

La decisión más importante, después de haber determinado la capacidad de la planta mezcladora por adquirir, es la selección del tipo de alimentador(es). Exceptuando la alimentación de cemento y cal, que siempre debe hacerse con tornillos sinfín, en una planta mezcladora se puede considerar la utilización de cualquiera de los tres tipos de alimentador que se mencionan a continuación.

- 1.- Alimentador de banda de velocidad variable (el más exacto de los tres), utilizado para alimentar materiales finos o muy finos en volumen de regular cuantía. El flujo de material se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada y/o por medio de la velocidad de la banda.
- 2.- Alimentador de mandil (el de más alto costo de los tres), utilizable donde se requiera soportar cargas por impacto y donde sea necesario alimentar materiales gruesos y abrasivos en volumen de gran cuantía. El flujo de material se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada.
- 3.- Alimentador de plato recíprocante (el de más bajo costo de los tres), utilizable para alimentar materiales húmedos de todos tamaños en volúmenes que pueden ser de gran cuantía. El flujo se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada y/o por medio de la mayor o menor longitud del brazo del excéntrico y/o por medio de la velocidad.

Podría ser que para un mismo caso hubiera la posibilidad de escoger más de un tipo de alimentador.

La construcción de subbase y base con planta mezcladora, tiene las siguientes ventajas sobre el procedimiento de mezclado por medio de motoconformadora:

- 1.- Proporcionamiento volumétrico exacto.
- 2.- Homogeneidad de la mezcla.
- 3.- Ahorro, cuidando de no incurrir en acarreo muerto cuantiosos. - Aquí debe entenderse por acarreo muerto aquél cuyo pago lo cubre el contratista y no el contratante. De acuerdo con las Especificaciones General de Construcción, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes paga el acarreo de los materiales como si éstos se acarrearán directamente de los bancos a la carretera o a la aeropista. En general y por razón lógica, la planta mezcladora de subbase y base debe instalarse en el banco en donde se va a necesitar mayor cantidad de material. Podría ser el caso que, además del material del banco donde se instale la planta mezcladora, se requiera otro material, cementante por ejemplo, y que el banco estuviera localizado en tal forma que en su acarreo a la planta mezcladora, se incurriera en un acarreo muerto de una magnitud --

tal que hiciera inco¹steable producir la subbase o la base en planta mezcladora. En este caso, desde luego, la mezcla debe hacerse directamente en la carretera o en la aeropista utilizando motoconformadora.

- 4.- Menor interrupción al tránsito. Tratándose de carreteras, se entiende que al no necesitarse motoconformadoras para mezclar en el camino, el tránsito de vehículos usuarios será más fluido.
- 5.- Mejor utilización del equipo de compactación. Cuando se usa planta mezcladora, se pueden ir tendiendo tramos de 200 m por ejemplo, y empezar así la compactación desde casi el principio del tendido.
- 6.- Menos perjuicios por causa de lluvia. Esto es obvio si se considera que casi todo el volumen que se acarrea a la obra puede ser tendido y compactado prácticamente de inmediato.
- 7.- Mejor control general de la obra. Es entendible que es más fácil controlar plantas que máquinas (motoconformadoras), que necesariamente estarían repartidas para atender las demandas que una obra requiere en sus diferentes etapas.

Naturalmente que para que se pueda disfrutar de la ventajas 5, 6 y 7 y por lo tanto de ahorro global, es necesario que la producción se organice en forma rutinaria y masiva.

A continuación se hace un estudio comparativo de los elementos de costo que varían, utilizando, por un lado, motoconformadoras para mezclar y, por otro, planta mezcladora. Primeramente calcularemos los costos horarios.

Determinación del costo horario¹

1.- Depreciación D

Pa: valor de adquisición de la máquina nueva

LL: valor de las llantas

ED: valor de los elementos de desgaste

¹ Acevedo L. Gustavo, "Costos y Mantenimiento de Maquinaria" p.p. 21-26, ICIC.

Vr: valor de rescate en forma decimal
 Ha: horas de uso anual constantes durante N años
 N: vida económica en años

$$D = \frac{Pa - Pa \cdot Vr - (LL + ED)}{Ha \times N}$$

$$D = \frac{Pa (1 - Vr) - (LL + ED)}{Ha \times N}$$

si $p = \frac{Pa}{1000}$, $ll = \frac{LL}{1000}$, $ed = \frac{ED}{1000}$ y $ha = \frac{Ha}{1000}$

$$D = \frac{1000 p (1 - Vr) - 1000 (ll + ed)}{1000 ha \times N}$$

$$D = \frac{p (1 - Vr) - (ll + ed)}{ha \times N}$$

Intereses, seguros y almacenaje (1 + S + A)

Siendo los valores de inversión media anual $\frac{N + 1}{2N} pa$

tasa de interés anual

s: prima anual de seguro

A: factor de Pa como almacenaje anual

$$\frac{(1 + S + A)}{\text{año}} = \frac{N + 1}{2N} pa (i + s) + A Pa$$

si suponemos que $Ha = 2000$

$$\frac{1 + S + A}{\text{hora}} = \frac{N + 1}{2N} \cdot 1000 p (i + s) + A \cdot 1000 p = p \frac{N + 1}{2N} \frac{i + s}{2} + \frac{A}{2}$$

esto es cierto si $h_a = 2$. Cuando es diferente a 2 y en virtud de que h_a interviene en el denominador, la ecuación anterior deberá afectarse por $K = \frac{2}{h_a}$ en que h_a es igual a las horas anuales reales divididas por 100.

Si consideramos $A = 0.01$

$$\frac{(1 + S + A)}{\text{hora}} = p \frac{N+1}{2N} \frac{i+s}{2} = 0.005 \quad K = p \frac{N+1}{2N} \frac{i+s}{2} = \frac{0.005}{\frac{N+1}{2N}} \quad K$$

$\frac{N+1}{2N}$ varía de 0.6 a 0.55 para valores de N de 5 a 10 años

$$\frac{(I + S + A)}{\text{hora}} = p \frac{N+1}{2N} \frac{i+s}{2} + 0.01 \quad K$$

3.- Mantenimiento (T)

Asignamos a este concepto un valor total, durante la vida económica igual a $0.8 Pa$, el cual expresado en términos horarios queda como sigue:

$$T = \frac{0.8 Pa}{h_a \times N}$$

$$T = \frac{0.8 \times 1000 p}{1000 h_a \times N} = \frac{0.8 p}{h_a \times N}$$

4.- Llantas LL

Se considera que una recubierta vale el 40% del valor de la llanta nueva y que con esto se logra duplicar las horas de vida totales.

$$LL' = \frac{LL \times 1.4}{2 \times \text{vida llantas}}$$

5.- Elementos de desgaste ED!

$$ED = \frac{ED}{\text{vida elementos de desgaste}}$$

6.- Combustibles y lubricantes (CYL)

Se considera que el consumo horario, tratándose de diesel, es -- como sigue:

DS: costo del litro de diesel

GS: costo del litro de gasolina

HP: caballos de fuerza

$$CYL = DS \times HP \times 0,8 \times 0,1514 \times 1,4$$

Tratándose de gasolina:

$$CYL = GS \times HP \times 0,7 \times 0,227 \times 1,3$$

7.- Operación (OP)

Se considera que el salario nominal (SN) debe multiplicarse por - 1.57 para incluir: prestaciones, Seguro Social e Infonavit.

$$OP = \frac{1.57 \text{ SN}}{8}$$

Sumando el valor de cada una de las 7 partidas se obtiene el costo horario.

El programa que a continuación aparece corresponde al desarrollo de las ecuaciones anteriores en una calculadora HP41CV.

01 LBL "CUR	41 /	88 AVIEW
SO"	42 STO 54	89 STOP
02 FIX 2	43 "DEP=\$"	90 RCL 60
03 "MAQ?"	44 ARCL X	91 1.4
04 AON	45 AVIEW	92 *
05 PROMPT	46 STOP	93 "VD.LLAN
06 AOFF	47 "INT.?"	TAS"
07 AVIEW	48 PROMPT	94 PROMPT
08 "V.ADQ./	49 STO 63	95 STO 72
MIL?"	50 ENTER+	96 /
09 PROMPT	51 "SEG.?"	97 2
10 STO 50	52 PROMPT	98 /
11 1.	53 STO 64	99 STO 61
12 "V.RESC?	54 +	100 "LLANTAS
"	55 2	=\$"
13 PROMPT	56 /	101 ARCL X
14 STO 65	57 .01	102 AVIEW
15 -	58 +	103 STOP
16 *	59 2	104 RCL 51
17 "V.1.LLA	60 RCL 52	105 "VIDAE.D
NTA?"	61 /	."
18 PROMPT	62 *	106 PROMPT
19 STO 66	63 RCL 53	107 STO 71
20 "N.LLANT	64 1	108 /
AS?"	65 +	109 STO 62
21 PROMPT	66 2	110 "E.DESG.
22 STO 73	67 /	=\$"
23 *	68 RCL 53	111 ARCL X
24 STO 60	69 /	112 AVIEW
25 1000	70 *	113 STOP
26 /	71 RCL 50	114 "\$DIES?"

27 "E,DESG,	72 *	115 PROMPT
28 PROMPT	73 STO 55	116 STO 67
29 STO 51	74 "I+S+A=\$	117 "HP?"
30 1000	75 ARCL X	118 PROMPT
31 /	76 AVIEW	119 STO 57
32 +	77 STOP	120 *
33 -	78 .8	121 .8
34 "H,/ANO/ MIL?"	79 RCL 50	122 *
35 PROMPT	80 *	123 .1514
36 STO 52	81 RCL 52	124 *
37 /	82 /	125 1.4
38 "ANOSVID A?"	83 RCL 53	126 *
39 PROMPT	84 /	127 "\$GAS,?"
40 STO 53	85 STO 56	128 PROMPT
	86 "MANT=\$"	129 STO 68
	87 ARCL X	130 RCL 57
		131 *
		132 .7

MOTOCONF.12G
DEP=\$682.07
I+S+A=\$758.61
MANT=\$788.16
LLANTAS=\$42.43
E.DESG.=\$0.00
COMBYLUB=\$394.19
OPER.=\$42.36
COSTHR=\$3,117.82
V.ADG./MIL=\$15,763.28
V.RESC=0.30
H./ANO/MIL=1.60
AÑOSVIDA=10.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.ILLANTA=\$28,206.00
N.LLANTAS6.00
VD.LLANTAS2,000.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=135.00
DIES/LT.=\$17.22
GAS/LT=\$8.00
LUB.AD.=\$0.00
SAL.NOM.=\$2,305.00

PL.LUZ75KM
DEP=\$157.05
I+S+A=\$172.75
MANT=\$179.49
LLANTAS=\$0.00
E.DESG.=\$0.00
COMBYLUB=\$437.99
OPER.=\$0.00
COSTHR=\$947.28
V.ADG./MIL=\$3,589.71
V.RESC=0.30
H./ANO/MIL=1.60
AÑOSVIDA=10.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.ILLANTA=\$0.00
N.LLANTAS0.00
VD.LLANTAS1.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=150.00
DIES/LT.=\$17.22
GAS/LT=\$0.00
LUB.AD.=\$0.00
SAL.NOM.=\$0.00

PL.MEZCL.2A
DEP=\$1,078.57
I+S+A=\$1,222.22
MANT=\$1,269.84
LLANTAS=\$0.00
E.DESG.=\$227.79
COMBYLUB=\$438.39
OPER.=\$923.55
COSTHR=\$5,160.37
V.ADG./MIL=\$22,222.22
V.RESC=0.30
H./ANO/MIL=1.40
AÑOSVIDA=10.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.ILLANTA=\$0.00
N.LLANTAS0.00
VD.LLANTAS1.00
E.D.=\$455,570.64
VIDA E.D.2,000.00
H.P.=145.00
DIES/LT.=\$17.22
GAS/LT=\$0.00
LUB.AD.=\$15.00
SAL.NOM.=\$4,706.00

TRACT.D7G
DEP=241.95
I+S+A=\$1,117.76
MANT=\$1,419.38
LLANTAS=\$0.00
E.DESG.=\$0.00
COMBYLUB=\$583.99
OPER.=\$452.36
COSTHR=\$4,815.43
V.ADG./MIL=\$22,710.00
V.RESC=0.30
H./ANO/MIL=1.60
AÑOSVIDA=8.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.ILLANTA=\$0.00
N.LLANTAS0.00
VD.LLANTAS1.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=200.00
DIES/LT.=\$17.22
GAS/LT=\$0.00
LUB.AD.=\$0.00
SAL.NOM.=\$2,305.00

	<u>Costo horario</u>
1.- Alimentador de banda de 24" x 6'6"	\$ 407.31
2.- Bomba de agua de 4"	409.54
3.- Camión pipa de 8 m ³	1,709.40
4.- Compactador neumático de 9 ruedas	1,739.21
5.- Compactador vibratorio CA25A llantas de tracción	1,987.74
6.- Disgregador de terrones	348.61
7.- Motoconformadora 12G	3,117.82
8.- Planta de luz de 75 KW	947.28
9.- Planta mezcladora de base	5,160.37
10.- Tractor D7G, 7U, 7	4,815.43

A) Revoltura hecha con motoconformadora

1.- Revoltura

motoconformadora 12; \$ 3,117.82/hr
producción 54 m³/hr.

$\frac{\$ 3,117.82/hr}{54 m^3/hr} = \$ 57.74/m^3$

2.- Agua

a) Extracción del agua

bomba de 4"; \$ 409.54/hr
producción 48 m³/hr.

$\frac{\$ 409.54/hr}{48 m^3/hr} = \$ 8.53/m^3$

b) Acarreo y aplicación

camión pipa de 8 m³; \$ 1,709.40/hr
producción 12 m³/hr

$\frac{\$ 1,709.40/hr}{12 m^3/hr} = \$ 142.45/m^3$

a + b = \$ 150.98/m³

Se requieren 200 lt. de agua/m³

$\$ 150.98/m^3 \times 200 \text{ lt}/m^3 = \$ 30.20/m^3$

1.- $\$ 57.74/m^3$

2.- $\underline{30.20}$

$\$ 87.94/m^3 (1)$

B) Revoltura hecha con planta mezcladora de subbase y base.

1. Elaboración de la mezcla en planta

tractor D7, 7U, 7B $\$ 4,815.43/hr$

alimentador de banda de 24" 407.31

disgregador de grumos 348.61

planta mezcladora de subbase y base 5,160.37

planta de luz de 75 KW 947.28

bomba de 4" 409.54

camión pipa de 8000 lt $\underline{1,709.40}$

$\$ 13,797.94/hr$

producción 200 m³ ; suéltos/hr

factor de abundamiento 1.35

$\frac{\$ 13,797.94/hr \times 1.35}{200 \text{ m}^3/hr} = \$ 93.14/m^3$

2. Agua para compactación que se acarrea al camino

partida A) 2 - $\$ 150.98/m^3$

se requieren 50 lt. de agua/m³

$\$ 150.98/m^3 \times 50 \text{ lt}/m^3 = \$ 7.55/m^3$

1.- $\$ 93.14$

2.- $\underline{7.55}$

$\$ 100.69 (2)$

Este aparente encarecimiento del:

$\frac{(2) \$ 100.69/m^3 - (1) \$ 87.94/m^3}{(1) \$ 87.94/m^3} = 14\%$

que se obtiene usando el procedimiento de mezclado en planta contra el de mezclado con motoconformadora, es absorbido con margen, por los ahorros que se obtienen como consecuencia de las ventajas 5, 6 y 7 antes señaladas. (página 4).

Transportación.

Una vez elaborada la mezcla en planta, los camiones de volteo son cargados por gravedad mediante la apertura de las compuertas de la tolva de descarga.

Pensando en acarreos no mayores de 20 km es usual que, para un trabajo de pavimentación en el que la subbase y la base se produzcan en planta mezcladora de 540 Ton/hr de capacidad y la carpeta asfáltica en planta de 3000 lb/pesada de capacidad, se requieran hasta 300 camiones de volteo de 6 m de capacidad. Sería absurdo adquirir camiones de volteo para satisfacer las demandas que se requieren en trabajos organizados a base de plantas, la inversión sería altísima y el control de los camiones prácticamente imposible. Si por alguna circunstancia no se contara con el número necesario de camiones, el trabajo se encarecería extraordinariamente. Para agilizar el pago de los camiones, evitar errores y tener mejor control, es recomendable calcular los fletes por medio de computadora y utilizar, en lo posible, básculas de piso.

Tendido y afinado.

El tendido y afinado de la subbase y base puede hacerse usando cualquiera de los siguientes procedimientos:

1.- Por el método tradicional utilizando motoconformadora estándar. Este es el procedimiento más barato y más inexacto, y cuando se aplica, el perfil, las secciones, los espesores y el acabado de la subbase y/o la base no cumplen con las tolerancias estipuladas en las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

La rigidez de las tolerancias en el tendido es creciente para los siguientes tipos de subbase y base.

a.- Subbases y bases en carreteras.

b.- Bases construidas por el sistema de estabilización en carreteras.

c.- Subbases y bases en autopistas.

Las tolerancias para subbases y bases en carreteras que no se cumplen cuando el tendido se hace con motoconformadora son las siguientes:

	Subbase	Base
Pendiente transversal	+ 1/2%	+ 1/2%
Profundidad de las depresiones, observadas colocando una regla de 3 m de longitud, paralela y normalmente al eje. Máximo	2 cm	1 1/2 cm

En espesores para carreteras, la raíz cuadrada del promedio de los cuadros de las diferencias calculadas restando al espesor real obtenido en cada punto de prueba el espesor real promedio correspondiente a todos los puntos de prueba, siempre deberá ser igual o menor que 0.14 del espesor real promedio de la subbase, igual o menor que 0.12 del espesor real promedio de la base e igual o menor que 0.09 del espesor real promedio conjunto de subbase más base; además, el valor absoluto de la diferencia entre los espesores real y de proyecto, correspondiente al 84% como mínimo, de las determinaciones realizadas para la subbase, al 90% como mínimo, de las determinaciones realizadas para la base y al 95% como mínimo, en el caso del conjunto de subbase más base, siempre deberá ser igual o menor que el 20% de los espesores de proyecto.

Por medio de una extendidora de carpeta asfáltica (finisher) -- equipada con control electrónico y dotada de un área de acabado suficiente para extender espesores hasta de 25 cm. Se entiende por área de acabado a la superficie máxima de la sección transversal que esta máquina es capaz de extender y así se dirá; por ejemplo, que la extendidora Barber Greene SA35 tiene un área de acabado de 0.3855 m², que la SB41, 0.5881 m² o que la SB 140, - 2.2296 m².

Este procedimiento es muy recomendable para subbases y bases -- estabilizadas con cemento, con cal, o con emulsión asfáltica. -- Es un sistema muy práctico para extender subbase y base, en ---

caminos en operación y con fuerte tránsito, porque no se tiene necesidad de interrumpir éste en lo más mínimo ya que el extendido y compactado puede hacerse, como se hace con la carpeta, por alas.

Sin embargo, el gran desgaste de la extendidora, cuando no se maneja un producto asfáltico, hace que este procedimiento resulte caro, no obstante que elimina la eventualidad de camellones saturados por lluvias imprevistas y que hace trabajar muy eficientemente al equipo de compactación.

13.- Por medio de una máquina afinadora extendidora del tipo CMI equipada con sistema de control electrónico. La presencia de tránsito, el ancho de la corona, los alineamientos verticales y horizontal y su alto costo hacen que la aplicación de esta máquina, en las carreteras de nuestro país, sea un tanto difícil. La ausencia de tránsito y las características geométricas de los aeropuertos permiten, en ellos, la aplicación exitosa de esta máquina.

Compactación.

El costo de compactación representa una muy pequeña parte del costo total de la obra. A cambio de esto, la compactación tiene una decisiva influencia en la calidad y tiempo de vida de la obra. Una compactación eficiente incrementa sustancialmente el valor soporte y la estabilidad del material, mejora la impermeabilidad en la mayoría de los casos y prácticamente elimina los asentamientos. Así, la compactación hace al suelo capaz de soportar las cargas de los vehículos y reduce sustancialmente los costos de mantenimiento.

La compactación de subbase y base ha tenido una evolución muy importante con la introducción de compactadores vibratorios autopropulsados.

Actualmente, para compactar la producción de una planta mezcladora de subbase y base de 540 Ton/hr de capacidad, se requiere de un compactador vibratorio autopropulsado de 9 Ton de peso estático compuesto de un solo rodillo, y de un compactador neumático autopropulsado de 11 Ton con llantas de 90 psi. El compactador neumático se utiliza no por falta de capacidad de producción del compactador vibratorio, sino porque éste no puede orillarse lo suficiente para compactar los

hombros del pavimento. El compactador vibratorio autopropulsado cuenta con la tracción suficiente para compactar espesores hasta de 25 cm, lo que hace que el número de capas de pavimento se reduzca.

El costo de compactación de subbase y base utilizando el equipo antes mencionado es como sigue:

Compactador vibratorio CA25A 4 llantas tracción \$ 1,987.34
Compactador neumático de 9 ruedas 1,139.21

\$ 3,126.55

$\$ 3,126.55/\text{hr} \times 1.35 = \$ 21.40/\text{m}^3$

200 m³/hr

Las ventajas principales de este método de compactación son las siguientes:

- 1.- Bajo costo
- 2.- Menos interrupción al tránsito
- 3.- Estandarización de equipo para compactar tanto subbase y base como carpeta asfáltica.