centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

XV CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL DE LA SAHOP

USO DE COMPUTADORAS

M. en C. GUALTERIO LUTHE GARCIA
OCTUBRE, 1977

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

CONTENIDO

CAPITULO I

INTRODUCCION A LAS COMPUTADORAS

I-1 Antecedentes Históricos

La computadora es la culminación de dispositivos de cálculo como el ábaco, regla de cálculo, tablas, nomogramas, calculadoras de escritorio, etc Estas últimas también se modernizan y las hay que no trabajan con engranes sino con circuitos electrónicos, aumentando notablemente su velocidad. Estas calculadoras son semi-automáticas en el sentido de que están bajo el control del operador.

La computadora corresponde al grupo de dispositivos automáticos y requiere un enfoque completamente diferente para la solución de problemas. Antes de efectuar cualquier cálculo, se tiene que especificar en su totalidad el proceso de solución del problema.

Los desarrollos mas importantes en el campo de las computadoras han tenido lugar en los últimos 25 años.

Las primeras computadoras mecánicas fueron inventadas por Pascal y Leibnitz, aunque se ha aceptado que el principio de las computadoras modernas se inició con la Máquina Analítica de Babbage en 1833. Hollerith patentó en 1889 las tarjetas perforadas que se usan en la mayoría de los sistemas. La primera computadora digital moderna totalmente electrónica fue la desarrollada por Eckert y Mauchly en la Universidad de Pensilvania en

1946 y se denominó Computadora Automatica e Integrador Numérico Eléctrico, utilizando bulbos en su mayor parte, lo que representó un adelanto con respecto a la computadora Mark I de Aiken construida en la Universidad de Harvard en 1944 y que hacia uso de relevadores electromecánicos en lugar de bulbos

Las computadoras actuales fueron posibles gracias al desarrollo de dispositivos de memoria y de que las instrucciones también se pudieran almacenar, de manera que controlaran automáticamente la operacion de la máquina, basandose la idea del programa almacenado en las investigaciones del Dr J Neumann El sistema numérico binario, conocido en la antiguedad, se refinó para utilizarlo en la operación interna de las computadoras

1-2 Computadoras Digitales y Analógicas

Las computadoras electrónicas modernas son de dos tipos basicamente -- digitales y analógicas

Las digitales implican que dentro de la computadora la información se representa por una serie de caracteres como sucede en una calculadora de escritorio ó sumadora, dónde los números se representan por dígitos. En las analógicas los números se representan por cantidades físicas de variación continua, que es el caso de la regla de cálculo

La computadora digital tiene la ventaja de que su operación es completamente automática y a alta velocidad Algunas máquinas grandes tienen la capacidad para

sumar varios cientos de miles de números de 16 dígitos en menos de un segundo de tiempo Este tipo de computadora tiene gran capacidad de memoria para almacenar información, programación sencilla para la recuperación de información en memoria, resolucion numérica de variables y posibilidad de obtener la precisión deseada.

La computadora analógica tiene la ventaja de alta velocidad de operación, facilidad de cambio de parámetros y observación instantanea de los efectos de estos cambios Los resultados se presentan en forma gráfica

La computadora analógica tiene la caracteristica de poder cambiar la escala de tiempo y hacer lentas las soluciones rápidas o acelerar las soluciones lentas, lo que resulta en un mejor análisis y un costo menor. Estos casos se presentan por ejemplo para analizar explosiones que ocurren en una fracción de segundo y que tienen que hacerse mas lentas en la computadora para estudiarlas Otros procesos como la fatiga en metales que puede durar varios años tienen que acelerarse en la computadora para poder estudiarlos.

En algunos sistemas físicos es imposible o muy peligroso estudiar las condiciones críticas de operación del sistema, como en el caso de un reactor nuclear o de una red eléctrica. Sin embargo, el modelo de computadora puede llevarse al límite de destrucción y proporcionar de hecho la unica manera segura de analizar con detalle el comportamiento del sistema en situaciones - críticas

Por estas razones, la computadora analógica es basicamente una herramienta para la investigación y enseñanza

El contenido de este [illegible] está enfocado a la programacion de computadoras digitales.

1-3 Método Para Solucionar Problemas

En la solución de un problema por medio de una computadora se requieren los siguientes pasos

1. Especificación del problema

Con esto se indica que se debe identificar perfectamente el problema y sus limitaciones, conocer el método general de solución, las variables del problema y los resultados deseados. Para esto se necesita conocer los campos de matemáticas relacionados con el problema.

2 Análisis

Es la formulación matemática detallada del problema, de manera que se tenga una serie de pasos aritméticos accesibles al lenguaje de la computadora. Es decir, que las funciones trigonométricas, integrales, ecuaciones diferenciales, etc, se deben expresar en términos de operaciones aritméticas adecuadas para la computadora.

3. Programación

Consiste en establecer el procedimiento numérico como una serie detallada de operaciones Se considera dividida en dos partes ; en la primera la sucesión de operaciones se presenta en forma gráfica en un diagrama de bloques o diagrama de flujo Esto permite dar una idea precisa de lo que se desea hacer. La

segunda parte es la presentación de este diagrama en un lenguaje accesible a la máquina. Esta parte se denomina codificación

4 Verificación

Es la prueba exhaustiva del programa para eliminar todos los errores que tenga, de manera que efectúe lo que se desea Los resultados de prueba se comparan con resultados conocidos de problemas ya resueltos.

5 Documentación

Consiste en preparar un instructivo del programa, de manera que cualquier otra persona puede conocer y utilizar el programa

6 Producción

Es la última etapa y se consideran datos de entrada del problema obteniendose las soluciones correspondientes. En general pueden introducirse varios grupos de datos referentes a distintas condiciones del problema o problemas, obteniendose las respuestas correspondientes sin que sea necesaria la intervención del operador entre los distintos grupos de datos.

La selección del método de análisis es muy importante. Por ejemplo, la resolución de un sistema de seis ecuaciones con seis incognitas puede implicar treinta mil operaciones utilizando el método de determinantes con la regla de Cramer Un método de eliminaciones sucesivas puede necesitar solo doscientas operaciones Sin embargo, hay que tener presente los problemas de la programac que pudieran ser mayores para métodos que requieran un menor numero de operaciones

1-4 Lenguajes de Programación

Los lenguajes de programación han experimentado también un gran progreso El lenguaje mas elemental es el llamado Lenguaje de Máquina ó Lenguaje Absoluto En el lenguaje absoluto la operación se indica según un código numerico que se asigna al diseñar la computadora Es necesario tener presente tanto los codigos de operación como las posiciones en memoria de los operandos. Los lenguajes absolutos son diferentes para distintos modelos de computadoras y esta es una razón por la cual no es frecuente su uso

Después se desarrollaron los lenguajes Simbólicos ó de Ensamble En este lenguaje, las operaciones se indican en forma abreviada, por ejemplo ADD para suma y DIV para división Un programa escrito en lenguaje simbólico no es aceptado directamente por la máquina, pero existe un programa de ensamble que traduce el lenguaje simbólico al lenguaje de máquina Estos lenguajes tienen la desventaja de que son especificos para cada máquina

El siguiente paso fueron los lenguajes de Procedimiento que permiten las especificaciones de operación en unidades de procedimiento denominadas proposiciones Han aparecido varios de ellos, cada uno de los cuales está diseñado para satisfacer las necesidades en diferentes áreas Los lenguajes de procedimiento más notables son

COBOL - Es un lenguaje especialmente diseñado para satisfacer las necesidades de los usuarios en la rama de los negocios

FORTRAN - Es un lenguaje usado primordialmente en el área cientifica pero en general puede ser aplicable en cualquier área

ALGOL - Es un lenguaje similar al FORTRAN Algol tiene más aceptación en Europa que en Estados Unidos

PL-1 - Es un lenguaje que combina las caracteristicas de FORTRAN y COBOL. Tambien se le conoce como Lenguaje de Programación 1.

BASIC - Es el lenguaje mas adecuado para los usuarios del sistema de tiempo compartido. Ademas es el lenguaje mas sencillo de aprender y usar.

El cambio de cada uno de estos lenguajes al lenguaje de máquina se efectúa por medio de un programa llamado Compilador.

Finalmente y gracias al Sistema Integrado de Ingenieria Civil (1967), denominado ICES, existen los lenguajes orientados a problemas ó superlenguajes que utilizan en la programación la terminologia establecida en ese tema. De esta manera el problema se describe a la computadora basicamente en los mismos términos en que se le describiría a una persona conocedora del tema, haciendo mas eficiente y sencilla la relación entre el hombre y la máquina.

Dos lenguajes orientados a problemas que han tenido un gran impacto en ingeniería son COGO y STRESS; el primero se aplica a topografía y problemas geométricos, y el segundo al análisis estructural

CAPITULO 2.

LENGUAJE BASIC

2-1 Generalidades

El lenguaje BASIC es un lenguaje de programación que se asemeja a la notación matemática ordinaria Cumple con el requisito de tener un vocabulario sencillo, fácil de entender y utilizar, que permite la especificación de los programas en forma precisa y completa Su nombre proviene de Beginner's All-purpose Symbolic Instruction Code, es decir, código de instrucciones simbólicas de fines generales para principiantes Es un lenguaje orientado al procedimiento, en lugar de orientarse a la máquina y es el lenguaje de programación mas sencillo en cuanto a su aprendizaje y uso, comparado con otros lenguajes como FORTRAN, COBOL, ALGOL y PL-1

El desarrollo original del lenguaje BASIC se efectuó en el Dartmouth College, auspiciado por la Fundación Nacional para la Ciencia Se ha desarrollado fundamentalmente para los usuarios de sistemas con tiempo compartido

El sistema de tiempo compartido permite que varios usuarios compartan el uso de una máquina computadora central de gran capacidad, a la que se encuentran unidos por teletipo Teniendo en cuenta la velocidad de operación de la computadora, cada usuario se comunica con la computadora desde su terminal, como si fuera el único usuario La

terminal esta ligada a la computadora por medio de linea telefónica y por lo mismo la distancia entre terminal y computadora puede ser cualquiera. Se han tenido terminales en la ciudad de México, ligadas a una computadora central de gran capacidad situada en los Angeles, California.

2-2 Elementos Fundamentales

En esta sección expongo seis elementos fundamentales que aparecen en cualquier programa BASIC Estos elementos son. numeración de renglones, constantes, variables, operadores aritméticos, expresiones y funciones intrinsecas

1- Numeración de renglones

Cada renglon de un programa BASIC debe comenzar con un número que tenga un máximo de cinco dígitos Este número que puede variar de 1 a 99 999 identifica al renglón La computadora ejecuta las proposiciones en el orden indicado por la numeración de los renglones

2- Constantes

Una constante es un número, entero o real, positivo o negativo, que no exceda de siete dígitos (esto varía según la máquina, GE permite once dígitos) Para números muy grandes o muy pequeños se tiene la posibilidad de utilizar la nomenclatura exponencial, que consiste en un número seguido de la letra E y de una constante entera, positiva o negativa, de uno o dos dígitos, que indica la potencia de diez por la que se

multiplica el número que precede a la letra E Una constante sin signo se supone positiva

3- Variables

Una variable se indica por cualquier letra del alfabeto seguida por un solo dígito de 0 a 9 Esto permite un total de 286 posibilidades para identificar variables

Existen las variables alfanuméricas que permiten el manejo de datos alfanuméricos, como nombres, direcciones y cualquier otra información de identificación Las variables alfanuméricas se indican por medio de una sola letra del alfabeto seguido del símbolo de pesos Por lo tanto existen 26 nombres de variables alfanuméricas y son A$, B$, C$, etc.

4- Operadores aritméticos

Las operaciones matemáticas fundamentales están indicadas en BASIC por los siguientes símbolos

Símbolo	Operación
+	Adición
-	Sustracción
*	Multiplicación
/	División
↑	Exponenciación

En la exponenciación se debe tener en cuenta que una expresión cualquiera se puede elevar a un exponente real, positivo o negativo; pero no se permite que una cantidad negativa se eleve a un exponente real, ya que en general el resultado es complejo Por lo tanto, una cantidad negativa solo puede elevarse a un exponente entero

5.- Expresiones

Las variables y constantes separadas por operadores aritméticos forman expresiones o formulas.

No se permite que dos operadores se encuentren uno junto al otro

El orden de ejecución es el siguiente. en primer lugar se efectúan las exponenciaciones, después las multiplicaciones y divisiones, y finalmente las sumas y restas Sin embargo, en el caso de que el nivel de operaciones sea el mismo, como por ejemplo multiplicaciones y divisiones, se procede de izquierda a derecha en el orden de ejecución Con respecto al uso de paréntesis, el orden de ejecución es del paréntesis mas interior al paréntecis mas exterior

6.- Funciones intrínsecas

Las funciones intrínsecas o funciones matemáticas están indicadas en BASIC por tres letras seguidas por un argumento entre paréntesis En la siguiente lista aparecen las funciones mas comunmente usadas

Función	Explicación
SIN(X)	seno trigonométrico, x en radianes
COS(X)	coseno trigonométrico, x en radianes
TAN(X)	tangente trigonométrica, x en radianes
ATN(X)	ángulo (en radianes) cuya tangente trigonométrica es x

EXP(X)	exponente natural de x (e^x)
LOG(X)	logaritmo natural (base e) de x
LGT(X)	logaritmo decimal (base 10) de x
ABS(X)	valor absoluto de x
SQR(X)	raiz cuadrada de x
INT(X)	parte entera de x
SGN(X)	signo de x o sea: si $x < 0$ SGN(X) = -1; si $x = 0$ SGN(X) = 0; si $x > 0$ SGN(X) = +1

2-3 Proposiciones Principales

1- Proposición LET

La forma general de esta proposición es

LET variable = expresión

Con esta proposición hacemos que la expresión sea calculada y el resultado le sea asignado a la variable.

2.- Proposiciones READ y DATA

Las proposiciones READ y DATA asignan los valores numéricos de las variables, que se utilizan en el programa y no puede usarse una proposición sin la otra. Tienen la forma general.

READ variable, variable, variable, etc

DATA constante, constante, constante, etc

3- Proposición INPUT

Esta proposición permite la entrada de datos

mientras se esta corriendo el programa Su forma general es:

INPUT variable, variable, etc

Las variables se introducen por medio del teclado de la terminal. La computadora imprime el signo de interrogación (?) y después de que se han introducido los valores numéricos de las variables el usuario oprime la tecla de RETURN y la computadora prosigue con el resto del programa

4.- Proposición PRINT

Esta proposición puede ser usada para imprimir valores de variables, resultados de expresiones, comentarios ó para dejar renglones en blanco. Su forma general es:

PRINT lista de elementos

5- Proposición REM

Se recomienda un uso amplio de comentarios dentro de un programa, lo que facilita la identificación de las distintas partes del mismo Esto se logra mediante la proposición REM, que no tiene ningún efecto en la ejecución del programa y tiene la forma general:

REM comentario

6- Proposición END

Esta proposición es necesaria en todo programa y debe ser la última proposición, o sea que debe tener el número de renglón mayor de todas las proposiciones del programa Su forma general es

END

7- Proposición GO TO

Cuando en algún programa es necesario ejecutar las proposiciones en otro orden que el indicado por los números de renglón, se usa la proposición GO TO que tiene la forma general

GO TO número de renglón

Al encontrarse la proposición anterior, la siguiente proposición que ejecuta es la que tiene el número de renglon indicado en la proposición

8- Proposición IF - THEN

Con esta proposición se puede alterar el orden de ejecución, dependiendo de si cierta relación entre expresiones es verdadera o falsa La forma de esta proposición es:

IF expresión relación expresión THEN número de renglón

Los operadores de relación son seis y para representarlos se usan los siguientes simbolos

Simbolo	Significado
=	igual a
<	menor que
>	mayor que
<=	menor ó igual a
>=	mayor ó igual a
<>	no igual a

9- Proposición ON - GO TO

Con esta proposición se pueden reemplazar varias proposiciones IF- THEN Tiene la forma general

ON expresión GO TO núm de renglón, núm de renglón, etc

El proceso de esta proposición es el siguiente

a) Se evalúa la expresión.

b) Se toma en cuenta la parte entera de la expresión

c) Si el valor es 1, el control se transfiere al primer número de renglón; si el valor es 2, el control se transfiere al segundo número de renglón, etc.

10- Proposición STOP

Con esta proposición se da por terminada la ejecución del programa Su forma general es.

STOP

11- Proposiciones FOR y NEXT

Con estas dos proposiciones se pueden ejecutar repetidamente una serie de instrucciones, que se denominan rango o ciclo de iteración, cambiandose el valor de las variables en cada iteración La proposición FOR es la primera del rango o ciclo y la proposición NEXT la última La forma general de estas proposiciones es

FOR variable = expresión TO expresión STEP expresión

NEXT variable

La variable que aparece a continuación de FOR debe ser la misma que aparezca después de NEXT

12- Proposición DIM

Cuando se tienen arreglos, la máquina reserva automáticamente 10 localidades de memoria para cada arreglo Si se tiene un arreglo con más de 10 elementos se tiene que usar la proposición DIM para reservar en [illegible] el número de localidades de me-

moria necesarias La forma general de esta proposicion es

DIM .letra (numero), letra (número), etc

Letra representa el nombre del arreglo y número, la cantidad de elementos del arreglo El máximo de elementos permitidos para cada arreglo es de 1022.

13- Proposición RESTORE

Esta proposición permite en un programa, la lectura de un mismo grupo de datos, tantas veces como sea necesario La forma de la preposición es:

RESTORE

Cada vez que se usa ocasiona que el indicador del bloque de datos regrese al primer elemento de la primera proposición de datos

CAPITULO 3

EJEMPLOS DE APLICACION USANDO BASIC

3-1 Caso Uno.- Distancia entre dos puntos dadas sus coordenadas.

Se trata de obtener la distancia (D) entre el punto uno ó punto inicial (P1) definido por su abscisa (X1) y su ordenada (Y1), y el punto dos ó punto final (P2) definido por su abscisa (X2) y su ordenada (Y2).

En el programa se usó un indicador (I), que es un número del cual nos auxiliamos para obtener el número de distancias deseado, en una sola corrida

SOLUCION GRAFICA

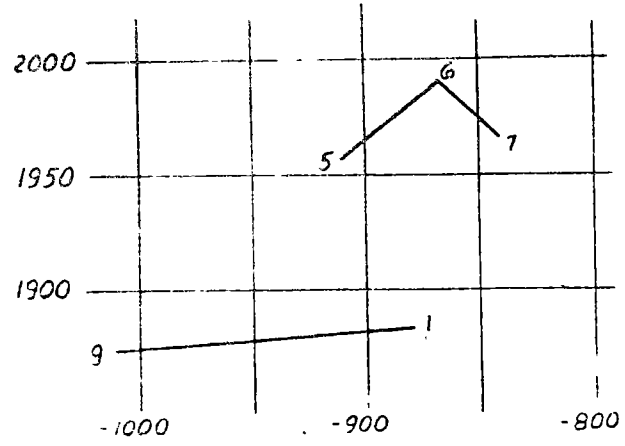
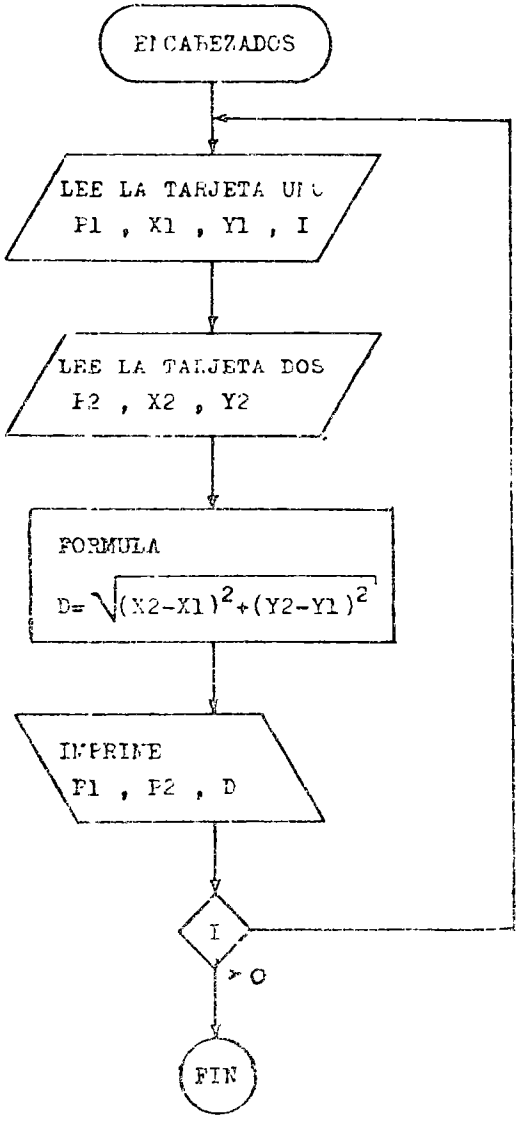


DIAGRAMA DE FLUJO




```
LIST

MIERCO      9:27    MEX AGO/30/1972

5 REM ENCABEZADOS
10 REM
15 REM CASO UNO
20 REM DISTANCIA ENTRE DOS PUNTOS DADAS SUS COORDENADAS
25 PRINT "PUNTO UNO","PUNTO DOS","DISTANCIA"
30 REM
35 REM LEE LA TARJETA UNO CON INDICADOR (I)
40 READ P1,X1,Y1,I
45 REM
50 REM LEE LA TARJETA DOS
55 READ P2,X2,Y2
60 REM
65 REM FORMULA
70 LET D=SQR((X2-X1)↑2+(Y2-Y1)↑2)
75 REM
80 REM IMPRIME EL RESULTADO
85 PRINT P1,P2,D
90 REM
95 REM CONDICION PARA PARAR O SEGUIR
100 IF I>0 THEN 200
110 GO TO 40
120 REM
130 REM DATOS
140 DATA 9,-1010.6,1873.0,0
150 DATA 1,-878.2,1883.0
160 DATA 7,-841.0,1966.2,0
170 DATA 6,-867.7,1990.8
180 DATA 6,-867.7,1990.8,1
190 DATA 5,-910.9,1957.0
200 END


RUN


MIERCO      9:29    MEX AGO/30/1972

PUNTO UNO       PUNTO DOS       DISTANCIA
 9               1               138.777
 7               6               36.305
 6               5               50.8514
```

3-2 Caso Uno Modificado.- Distancia y proyecciones entre dos puntos.

El problema es básicamente igual que el anterior, pues hay que obtener la distancia (D) entre el punto uno (P1) definido por su abscisa (X1) y su ordenada (Y1) ; y el punto dos (P2) definido por su abscisa (X2) y su ordenada (Y2).

Las modificaciones consisten en que al descomponer en tres fórmulas la fórmula empleada en el Caso Uno, obtenemos además de la distancia (D), las proyecciones en el eje de las equis (X) y en el eje de las yes (Y)

Otra modificación es la impresión de los encabezados y de los resultados al usar comas (,) y puntos y comas (;)

En este programa en vez de usar un indicador (I), se utilizó el P1 para que la máquina resolviera los ejemplos en una sola corrida.

También se cambio la forma de entrada de los datos ya que en lugar de imprimir un punto y sus coordenadas en una tarjeta, se imprimieron los dos puntos con sus respectivas coordenadas , que definen a cada recta.

SOLUCION GRAFICA

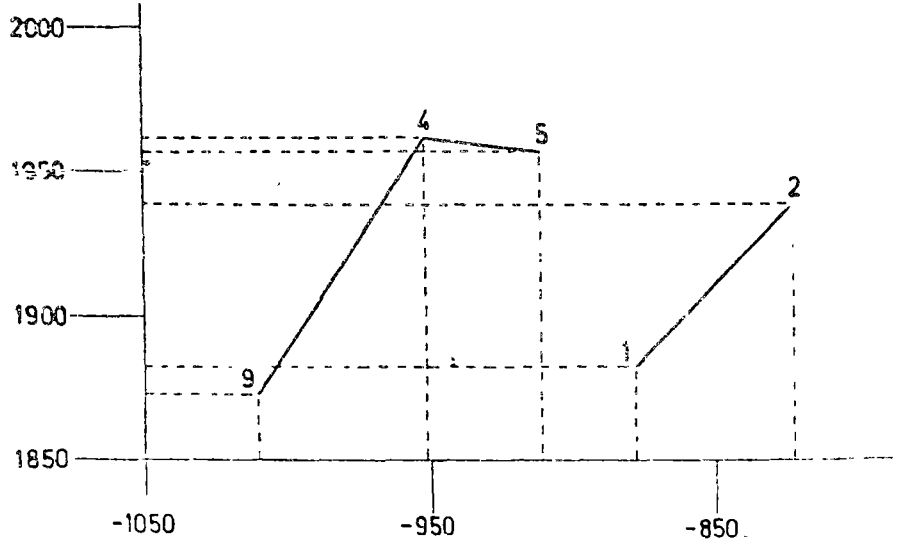
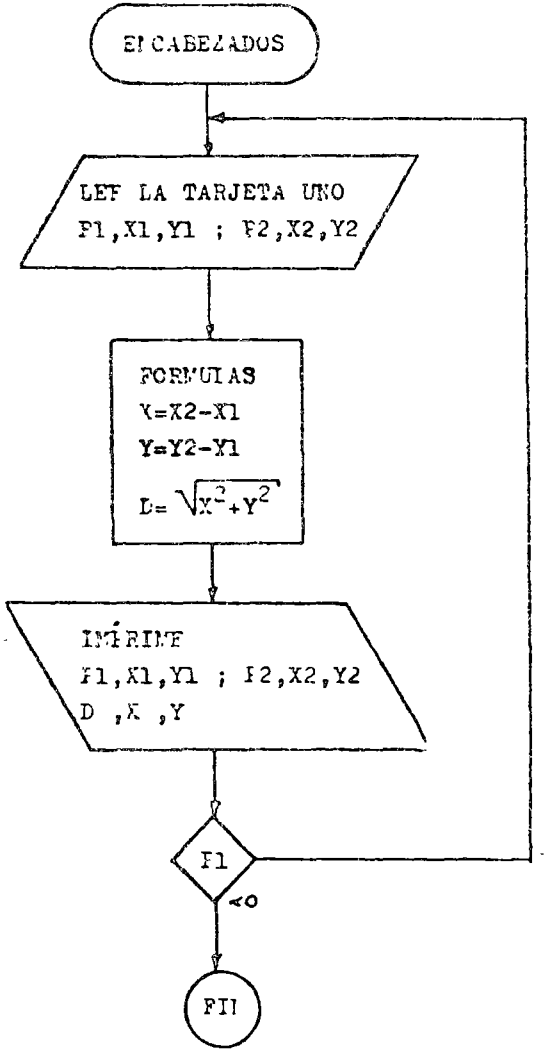


DIAGRAMA DE FLUJO



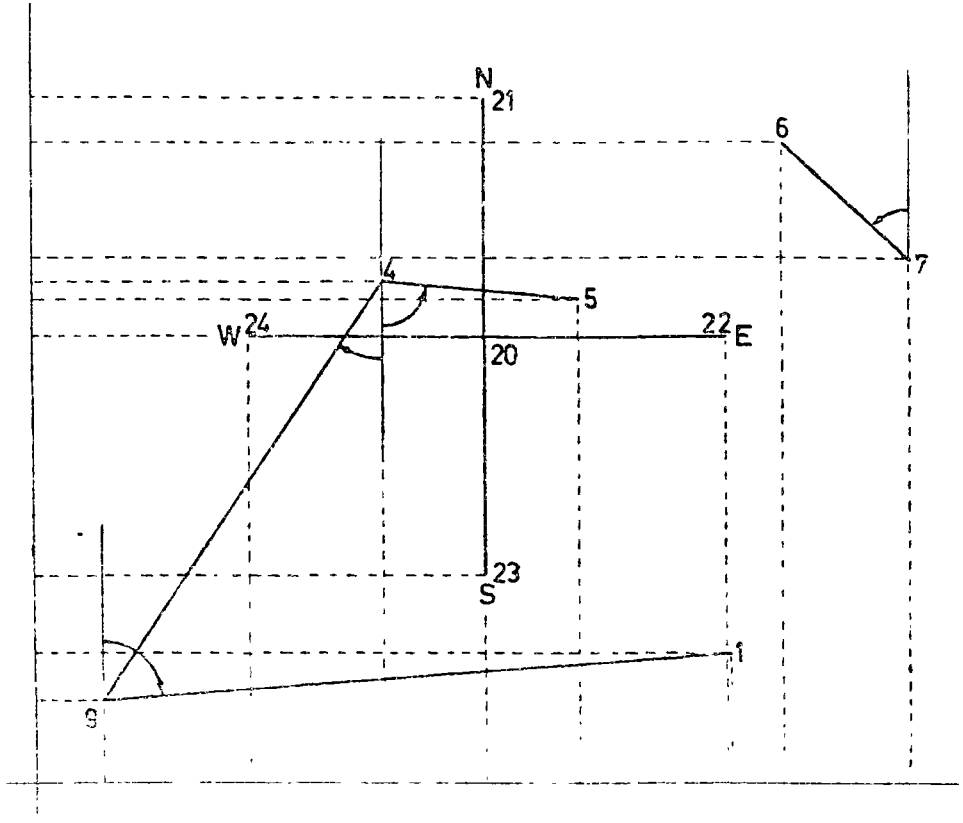
```
LIST

A
 COSTO      9:45    MFX AGO/30/1972

5 REM ENCABEZADOS
10 REM
20 REM CASO UNO MODIFICADO
22 REM DISTANCIA Y PROYECCIONES ENTRE DOS PUNTOS
25 PRINT "P1    X1        Y1                    P2    X2        Y2"
30 PRINT "DISTANCIA","PROYECCION X","PROYECCION Y"
40 REM
50 REM LEE LA TARJETA UNO
60 READ P1,X1,Y1,P2,X2,Y2
100 REM
110 REM FORMULAS
120 X=X2-X1
130 Y=Y2-Y1
140 D=SQR(X↑2+Y↑2)
150 REM
160 REM IMPRIME RESULTADOS
170 PRINT
180 PRINT P1;X1;Y1,P2;X2;Y2
190 PRINT D,X,Y
200 REM
210 REM CONDICION PARA PARAR O SEGUIR
220 IF P1<0 THEN 500
230 GO TO 60
240 REM
250 REM DATOS
260 DATA 9,-1010.6,1873.0,4,-951.7,1961.4
280 DATA 4,-951.7,1961.4,5,-910.9,1957.0
300 DATA -1,-878.8,1883.0,2,-822.8,1938.7
500 END

RUN


AGOSTO      9:48    MFX AGO/30/1972

P1    X1        Y1                    P2    X2        Y2
DISTANCIA        PROYECCION X    PROYECCION Y

 9 -1010.6    1873                   4 -951.7     1961.4
 106.225        58.9                 88.4

 4 -951.7     1961.4                 5 -910.9     1957
 41.0366        40.8                 -4.4

-1 -878.8     1883                   2 -822.8     1938.7
 78.5598        55.4                 55.7


END      5.33 UNITS.
```

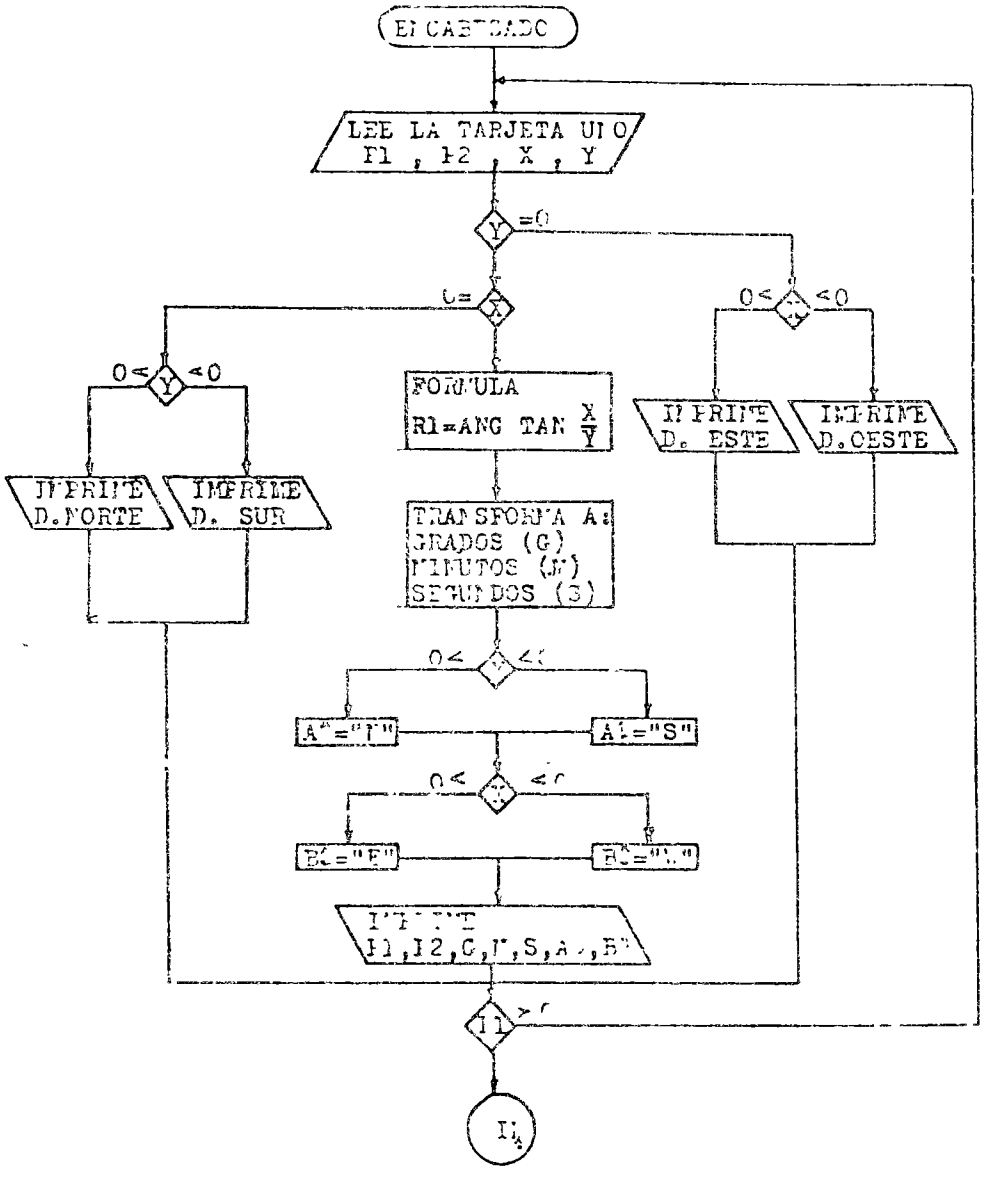
3-3 Caso Dos.- Rumbo de una recta conociendo sus proyecciones.

En este problema se conocen las proyecciones (X,Y) de cada recta y mediante el empleo de una fórmula se obtiene el valor angular del Rumbo. Este valor angular que se obtiene está en radianes y hay que transformarlo a grados (G) minutos (M) y segundos (S).

Tomando en cuenta el signo de las proyecciones, se hizo una serie de razonamientos para determinar el sentido de cada recta. También se previo el caso en que alguna de las proyecciones fuera un punto.

SOLUCION GRAFICA






```
5 REM ENCABEZADOS
10 REM
20 REM CASO DOS
30 REM RUMBO DE UNA RECTA CONOCIENDO SUS PROYECCIONES
40 PRINT "P1","P2","RUMBO"
50 REM
60 REM LEE LA TARJETA UNO
70 READ P1,P2,X,Y
80 REM
90 REM DEFINE EL VALOR DE X,Y
100 IF Y=0 THEN 130
110 IF X=0 THEN 180
120 GO TO 250
122 REM
124 REM DIRECCIONES UNITARIAS
130 IF X<0 THEN 160
140 PRINT P1,P2,"DIRECCION ESTE"
150 GO TO 480
160 PRINT P1,P2,"DIRECCION OESTE"
170 GO TO 480
180 IF Y<0 THEN 210
190 PRINT P1,P2,"DIRECCION NORTE"
200 GO TO 480
210 PRINT P1,P2,"DIRECCION SUR"
220 GO TO 480
230 REM
240 REM RUMBO EN RADIANES
250 LET R1=ATN(ABS(X/Y))
260 REM
270 REM RUMBO EN GRADOS,MINUTOS,SEGUNDOS
280 LET R2=R1*180/3.141159
290 LET G=INT(R2)
300 LET M1=(R2-G)*60
310 LET M=INT(M1)
320 LET S=INT((M1-M)*60)
330 REM
340 REM DIRECCIONES COMPUESTAS
350 IF Y<0 THEN 380
360 LET A$="N"
370 GO TO 390
380 LET A$="S"
390 IF X<0 THEN 420
400 LET B$="E"
410 GO TO 450
420 LET B$="W"
430 REM
440 REM IMPRIME RESULTADOS
450 PRINT P1,P2,G;M;S;A$;B$
460 REM
470 REM CONDICION PARA PARAR O SEGUIR
480 IF P1<0 THEN 580
490 GO TO 70
500 DATA 9,1,132.4,10
510 DATA 4,9,-58.9,-88.4
520 DATA 4,5,40.8,-4.4
530 DATA 7,6,-[illegible]
540 DATA 20,21,0,5
550 DATA 20,22,50,[illegible]
560 DATA 20,23,0,-50
570 DATA -20,24,-50,0
580 END
```

VIERNE 19:30 MEX AGO/25/1972

P1	P2	RUMBO			
9	1	85	40	50	NE
4	9	33	40	30	SW
4	5	83	50	41	SE
7	6	47	20	39	NW
20	21	DIRECCION NORTE			
20	22	DIRECCION ESTE			
20	23	DIRECCION SUR			
-20	24	DIRECCION OESTE			

3.4 Caso Tres.- Eje de calle.

Este problema es una combinación de los tres anteriores pero ampliados. El problema consiste en dar datos de un eje de calle que está compuesto por rectas y curvas horizontales simples. Es un problema real que se presentó en el fraccionamiento Burgos de Cuernavaca. Se tiene como datos las coordenadas de los puntos donde cambia de dirección el eje de la calle y también se conoce el radio de las curvas que unen las rectas que forman el eje de la calle.

Con el programa que elaboré se obtienen los datos que permitieron trazar el eje en el campo. Los datos que proporciona el programa son: la distancia de cada una de las rectas así como su rumbo, que eran los datos que se obtenían con los programas anteriores; también se obtiene la distancia del PC (punto donde comienza la curva) al II (punto de inflexión) que es la misma distancia del PI al PT (punto donde termina la curva); el programa también proporciona la distancia que hay del PI de la curva anterior al PC de la curva siguiente. Otros datos que se obtienen con este mismo programa son las coordenadas del PC de cada curva así como la de deflexión de las curvas.

En los datos de salida se hicieron algunas variantes con respecto a los programas anteriores. En este programa, junto a cada valor calculado se le ordenó a la máquina imprimir un letrero que especificara de que valor se trataba. A los puntos iniciales y finales de cada recta (datos del problema) se les denominó Nudos (N1 al punto inicial y N2 al punto final). El valor de la deflexión que aparece a la derecha del rumbo de cada recta, corresponde a la curva anterior.

En los casos en que dos rectas consecutivas no estuvieran unidas por una curva, se pone cero como valor del radio en los datos de entrada. Los valores que la máquina imprima para el PC corresponderán con los del II, por no existir curva alguna. Para parar el programa se introduce en los datos un radio negativo.

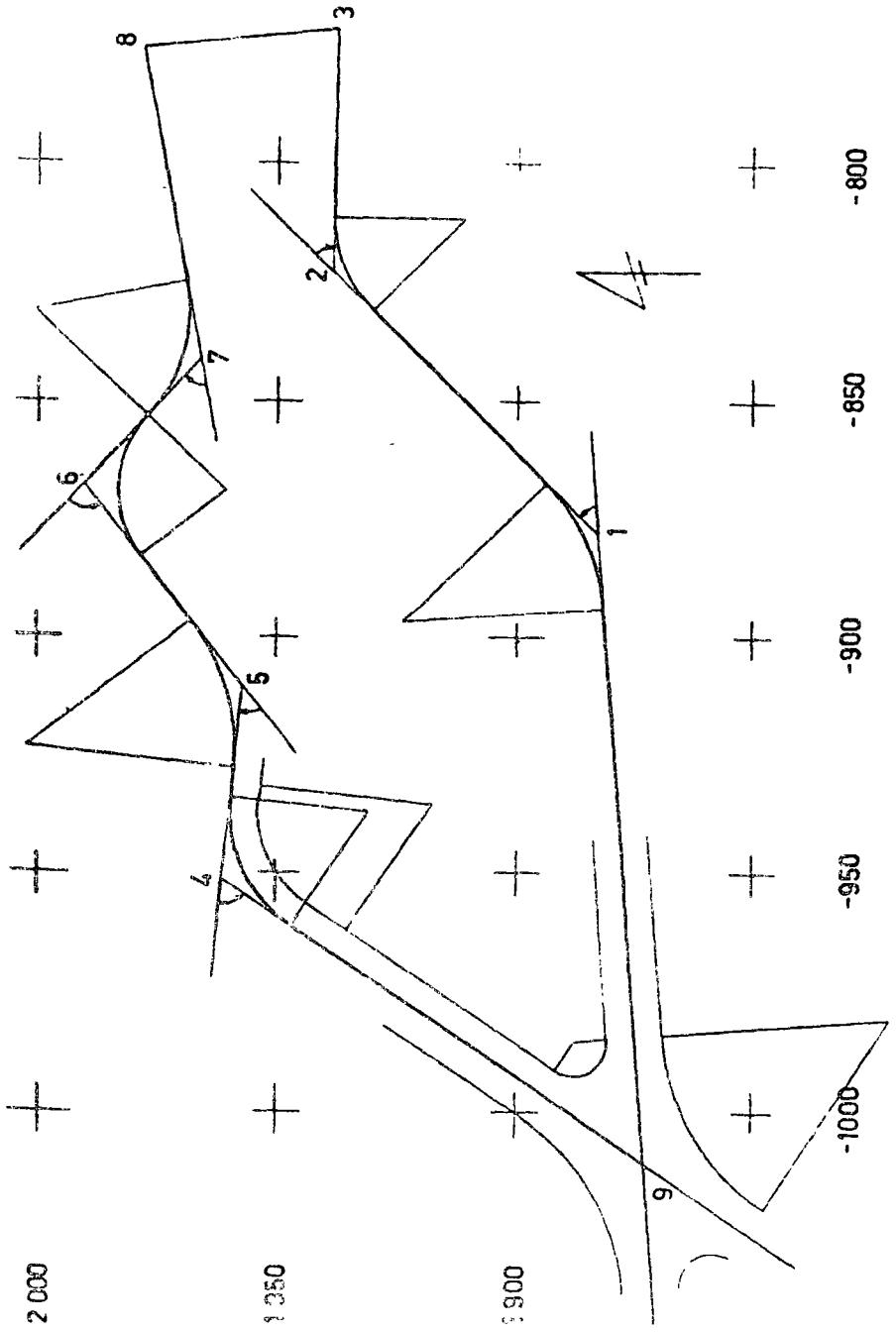
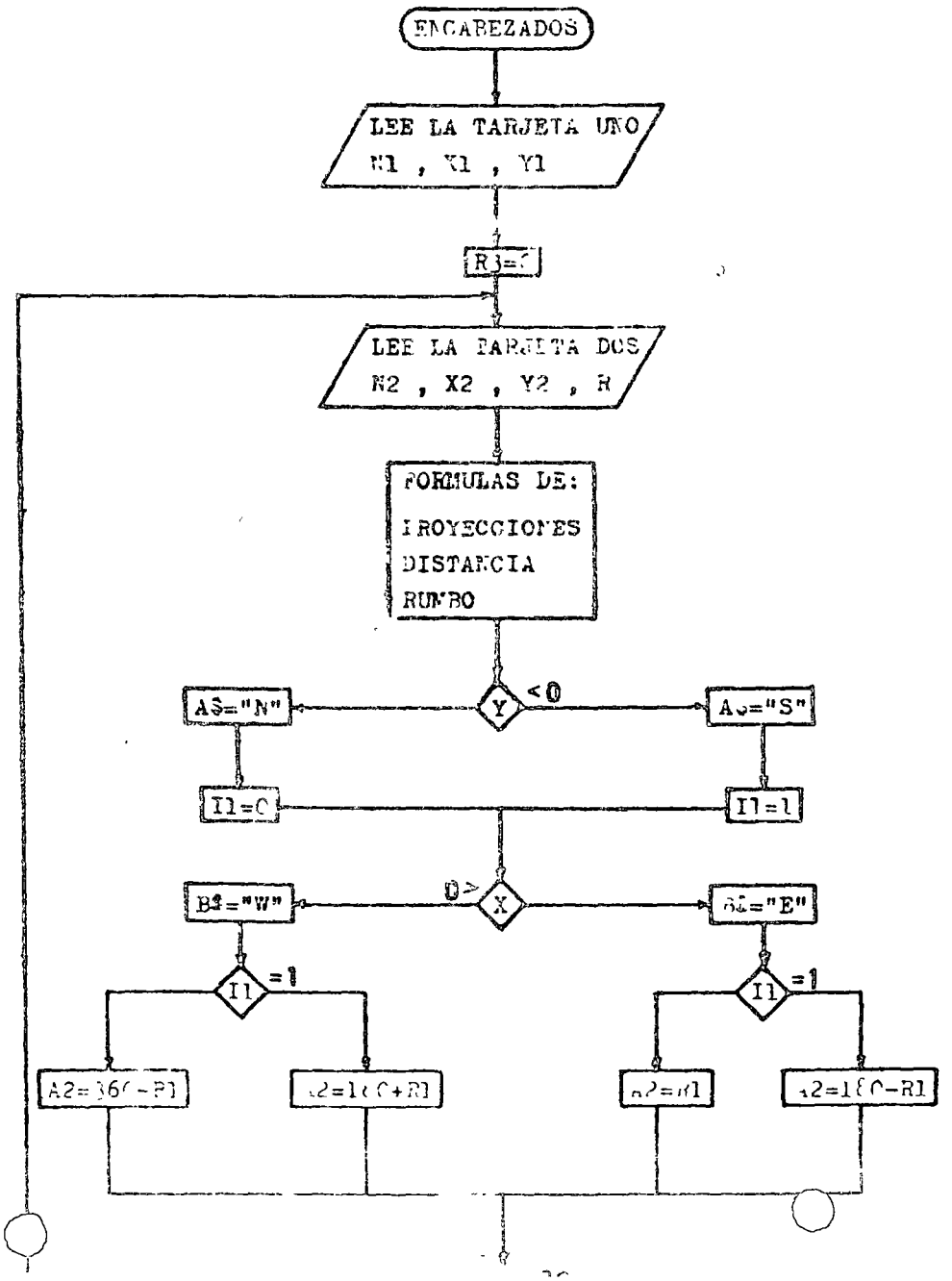
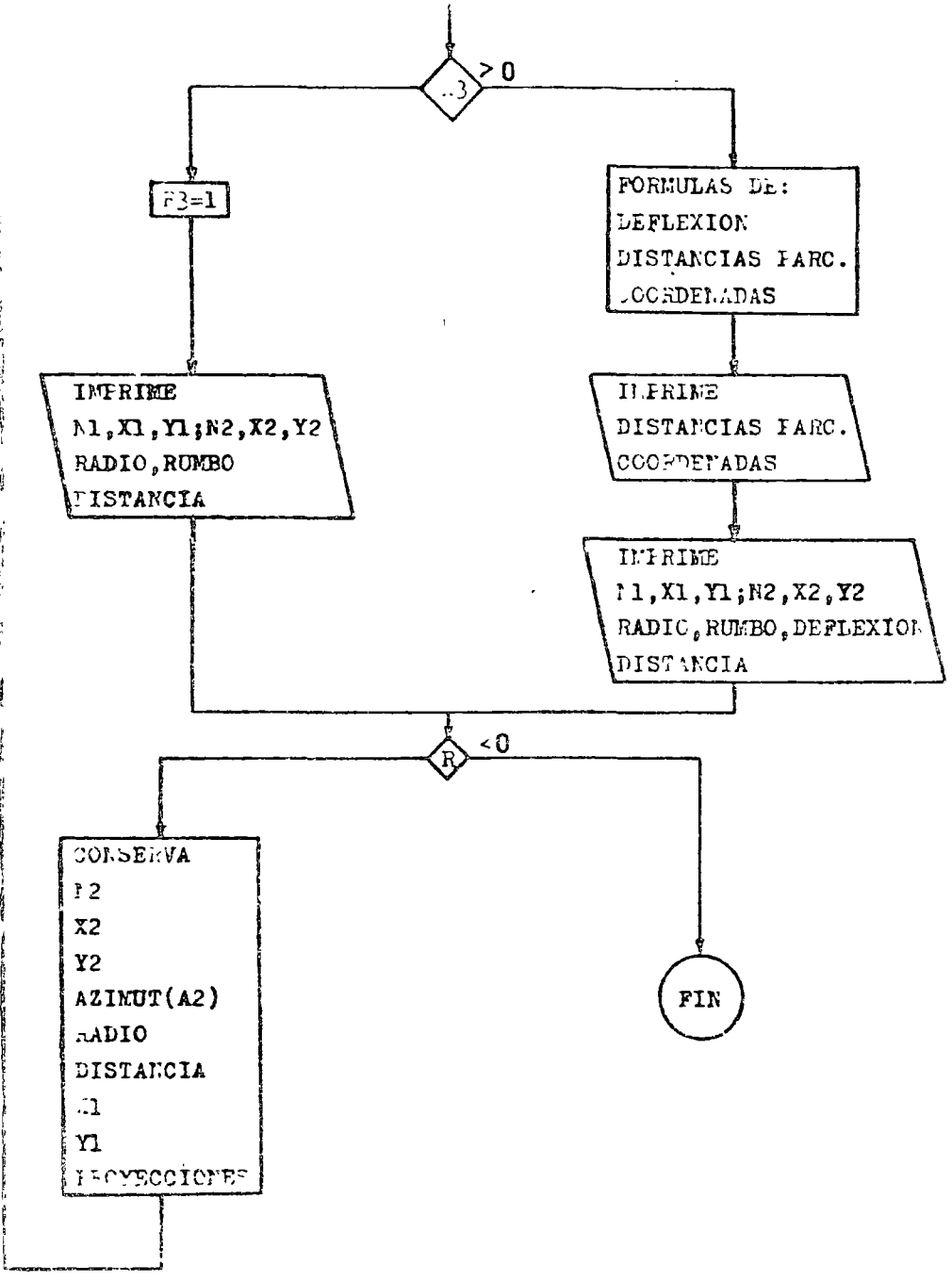


DIAGRAMA DE FLUJO






```
RECTA      12:38    MEX SEPT/4/1978

2 REM ENCABEZADOS
4 REM
6 REM CASO TRES
8 REM EJE DE CALLE
10 REM
12 REM LEE LA TARJETA UNO
14 READ N1,X1,Y1
16 REM
18 REM IGUALDAD PORQUE EN LA PRIMERA RECTA
19 REM NO HAY DEFLEXION
20 P3=0
22 REM
24 REM LEE LA TARJETA DOS
26 READ N2,X2,Y2,R
28 REM
30 REM FORMULAS DE DISTANCIA, PROYECCIONES, RUMBO
32 X=X2-X1
34 Y=Y2-Y1
36 D=SQR(X↑2+Y↑2)
38 R1=ATN(ABS(X/Y))
40 R2=R1*180/3.14159
42 G=INT(R2)
44 M1=(R2-G)*60
46 M=INT(M1)
48 S=INT((M1-M)*60)
50 REM
52 REM DEFINE LA DIRECCION DEL RUMBO; AZIMUT
54 IF Y<0 THEN 62
56 A$="N"
58 I1=0
60 GO TO 66
62 A$="S"
64 I1=1
66 IF X<0 THEN 80
68 B$="E"
70 IF I1=1 THEN 76
72 A2=R1
74 GO TO 100
76 A2=3.14159-R1
78 GO TO 100
80 B$="W"
81 IF I1=1 THEN 88
84 A2=6.28318-R1
86 GO TO 100
88 A2=3.14159+R1
90 REM
92 REM ANALIZA SI ES LA PRIMERA RECTA
100 IF P3>0 THEN 138
110 REM
112 REM SI ES LA PRIMERA RECTA
122 P3=1
124 PRINT
126 PRINT "N1=";N1;"X1=";X1;"Y1=";Y1;"N2=";N2;"X2=";X2;"Y2=";Y2
128 PRINT "AZIMUT=";G;"°";M;"'";S;"S";A$
129 PRINT "DIST=";D;
130 GO TO 200
```

```
[illegible] REM
[illegible] REM ES LA [illegible] DE
[illegible] REM LA [illegible]ION
[illegible] [illegible] A(1)
140 [illegible]=A*180/3.14159
142 [illegible]=INT([illegible])
144 A6=(A4-A5)*60
146 A7=INT(A6)
148 A8=INT((A6-A7)*60)
150 REM
152 REM DISTANCIA DEL PC AL PI DE LA CURVA
154 A=R4*TAN(A3/2)
156 REM
158 REM DISTANCIA DE N1 AL PC
160 D2=D1-A
162 REM
164 REM COORDENADAS DEL PC DE LA CURVA
166 D3=D2/D1
168 X4=X3*D3+X5
170 Y4=Y3*D3+Y5
172 REM
174 REM IMPRIME JUNTO A LOS DATOS ANTERIORES
176 PRINT "N1 AL PC=";D2;"PC AL PI=";A
178 PRINT "COORD DEL PC  X=";X4;"Y=";Y4
180 REM
182 REM IMPRIME DATOS DE LA SEGUNDA RECTA
184 PRINT
186 PRINT "N1=";N1;"X1=";X1;"Y1=";Y1;"N2=";N2;"X2=";X2;"Y2=";Y2
188 PRINT "RAD=";R;"RUM=";G;M;S;A$;R$;"   DEF=";A5;A7;A8
190 PRINT "DIST=";D
200 IF R<0 THEN 500
202 REM
204 REM DATOS QUE SE CONSERVAN
206 X5=X1
208 Y5=Y1
210 X3=X
212 Y3=Y
214 N1=N2
216 X1=X2
218 Y1=Y2
220 A1=A2
222 R4=R
224 D1=D
226 REM
228 REM REPETIR EL CICLO
230 GO TO 26
232 REM
234 REM LISTA DE DATOS
236 DATA 8,-776.3,1978.5
238 DATA 7,-841.6,1966.2,33.67
240 DATA 6,-867.7,1990.8,22.967
245 DATA 5,-910.9,1957.0,43.443
250 DATA 4,-951.7,1961.4,29.0
255 DATA 9,-1010.6,1873.0,0
260 DATA 1,-878.2,1883.0,43
265 DATA 2,-822.8,1938.7,27
270 DATA 3,-772.0,1938.2,10
275 DATA 8,-776.3,1978.5,-1
500 END
```



```
RECTA      12:43   MEX SEPT/4/1972

N1= 8 X1=-776.3   Y1= 1978.5  N2= 7 X2=-841   Y2= 1966.2
RADIO= 33.37   RUMBO= 79    14    10    SW
DIST= 65.8588 N1 AL PC= 49.0683 PC AL PI= 16.7905
COORD DEL PC  X=-824.505 Y= 1969.34

N1= 7 X1=-841   Y1= 1966.2  N2= 6 X2=-867.7   Y2= 1990.8
RAD= 22.967  RUM= 47    20    39    NW   DEF= 53    25    10
DIST= 36.305  N1 AL PC= 16.7946 PC AL PI= 19.5104
COORD DEL PC  X=-853.351 Y= 1977.58

N1= 6 X1=-867.7   Y1= 1990.8  N2= 5 X2=-910.9   Y2= 1957
RAD= 43.843  RUM= 51    57    36    SW   DEF= 80    41    49
DIST= 54.8514 N1 AL PC= 37.0509 PC AL PI= 17.8005
COORD DEL PC  X=-896.881 Y= 1967.97

N1= 5 X1=-910.9   Y1= 1957 N2= 4 X2=-951.7   Y2= 1961.4
RAD= 29   RUM= 83    50    41    NW   DEF= 44    11    49
DIST= 41.0366 N1 AL PC= 23.4459 PC AL PI= 17.5907
COORD DEL PC  X=-934.211 Y= 1959.51

N1= 4 X1=-951.7   Y1= 1961.4  N2= 9 X2=-1010.6  Y2= 1873
RAD= 0 RUM= 33    40    30    SW   DEF= 62    28    47
DIST= 106.225 N1 AL PC= 106.225 PC AL PI= 0
COORD DEL PC  X=-1010.6  Y= 1873

N1= 9 X1=-1010.6  Y1= 1873 N2= 1 X2=-878.2   Y2= 1883
RAD= 43   RUM= 85    40    50    NE   DEF= 127   39    39
DIST= 132.777 N1 AL PC= 116.77  PC AL PI= 16.0067
COORD DEL PC  X=-894.161 Y= 1881.79

N1= 1 X1=-878.2   Y1= 1883 N2= 2 X2=-822.8   Y2= 1938.7
RAD= 27   RUM= 44    50    43    NE   DEF= 40    50    7
DIST= 79.5598 N1 AL PC= 67.1772 PC AL PI= 11.3826
COORD DEL PC  X=-830.827 Y= 1930.63

N1= 2 X1=-822.8   Y1= 1938.7  N2= 3 X2=-772   Y2= 1938.2
RAD= 0 RUM= 89    26    10    SE   DEF= 45    43    6
DIST= 50.8025 N1 AL PC= 50.8025 PC AL PI= 0
COORD DEL PC  X=-772  Y= 1938.2

N1= 3 X1=-772  Y1= 1938.2  N2= 8 X2=-776.3   Y2= 1978.5
RAD=-10   RUM= 6    5    25    NW   DEF= 263   80    44
DIST= 40.5288
```

CAPITULO 4

SISTEMA INTEGRADO DE INGENIERIA CIVIL (ICES)

4-1 Generalidades

El avance en equipo y lenguajes ha permitido la elaboración del Sistema Integrado de Ingeneria Civil, denominado ICES (Integrated Civil Engineering System), y que consiste en una serie de subsistemas aplicable cada uno de ellos a una disciplina particular, con la caracteristica de poder combinarlos.

Originalmente al construirse las computadoras, había cierta separación entre las personas que desarrollaban los lenguajes y las que los utilizaban, se generaban lenguajes donde se tenian en cuenta las necesidades de los usuarios, pero no se satisfacian completamente, ya que no se apreciaban esas necesidades en su totalidad. Para remediar esta situación, en el caso del sistema ICES, se tiene un sistema que utilizan ingenieros y que está desarrollado por ingenieros.

El ICES fue desarrollado en el Massachusetts Institute of Technology (MIT) por mas de 50 personas, con un costo superior a los dos millones de dólares Fue financiado principalmente por nueve compañias

Fundación Ford
Corporación IBM
Departamento de Obras Públicas de Massachusetts

U.S. Bureau of Public Roads
Massachusetts Bay Transportation Authority
National Science Foundation
McDonnell Automation Company
Wisconsin State Highway Commission
Union Pacific Railroad Foundation

ICES funciona desde fines de 1965 y desde entonces se ha venido mejorando, pudiendo hacer uso de graficadoras, pantallas, osciloscopios, etc., para hacer mas flexible y útil el sistema. Para el desarrollo del sistema se ha tenido en cuenta que se usa bastante tiempo de máquina, pero se ha preferido minimizarlo permitiendo resolver totalmente el problema y proporcionar todas las alternativas para la solución de un problema. Esta diseñado como un sistema dinámico de módulos, en donde los subsistemas se pueden modificar, ampliar, añadir o subsistituir por versiones mejoradas.

Otra ventaja de los nuevos subsistemas es que pueden ser accesibles a personas y lugares que no disponen de equipo suficiente, bastando una terminal para ello, conectada con un equipo poderoso instalado en otro lugar. Este es el concepto de tiempo compartido.

Algunas desventajas son el no tener acceso en general a una explicación detallada del método de análisis y la dificultad de detectar errores al introducir datos en la terminal, proceso que además puede ser bastante laborioso según la complejidad del problema.

4-2 Subsistemas

Los subsistemas disponibles son.

STRUDL (STRUctural Design Language) para el análisis y diseño de estructuras en dos y tres dimensiones

TABLE para el manejo y almacenamiento de información tabulada Se diseño para dar flexibilidad y especificar datos que puedan utilizarse en cualquier otro subsistema ICES.

COGO (COordinated GeOmetry) para problemas geométricos y de topografía

SEPOL (SEttlement Problem Oriented Language) para analizar los esfuerzos y deformaciones en suelos y los asentamientos de estructuras.

ROADS (ROadway Analysis and Design System) para problemas que implican la localización y diseño de casi cualquier tipo de camino, aunque fundamentalmente se pretendía utilizarlo para carreteras.

TRANSET (TRANSportation NETwork Analysis) para predicción y análisis de flujos en redes de transporte, aplicable también a redes eléctricas

BRIDGE (BRIDGE Design System) es aplicable al diseño de puentes, intersecciones de carreteras, pasos a desnivel y problemas similares.

PROJECT (PROJect Engineering ConTrol) para ayudar en la planeación y control de proyectos de construcción

OPTECH (OPtimization TECHniques System) para resolver problemas de optimización que ocurran en el diseño y análisis ingenieril y para resolver problemas de programación matemática.

IEASE o SLOPE (SLOPe Estability System) para estimar el factor de seguridad en la estabilidad de taludes y muros de contención.

TRAVOL (TRAffic VOLume Data Subsystem) para el procesamiento, almacenamiento y aplicación de datos de volumen de tráfico de transporte en áreas urbanas o regionales.

HYDRO para problemas de hidráulica.

DYNAL para el análisis dinámico de estructuras complejas tridimensionales como edificios, tuberías, plataformas de perforación y varias estructuras aeroespaciales.

CAPITULO 5

SUBSISTEMA ICES-COGO

5-1 Generalidades

El lenguaje es independiente de la máquina. El ingeniero no necesita estar enterado de la computadora para usar el lenguaje COGO. Tampoco necesita saber programar en lenguajes de niveles mas bajos para poder utilizar este subsistema.

Para usar COGO, el ingeniero debe entender el problema y el método de solución del mismo. No hay nada automático en el sistema para la formulación del problema y la descripción de la solución. Al escribir un discurso, no es suficiente con conocer el idioma, ya que hay que saber combinar las palabras para que el discurso lleve el mensaje deseado. Con COGO el ingeniero es el enteramente responsable para combinar las declaraciones de tal forma que obtenga la solución deseada al problema que él formuló. Escribir COGO es un arte que se puede perfeccionar con práctica, pero para lograrlo es indispensable que uno conozca el tema.

Un problema geométrico individual en Ingeniería Civil se puede expresar como una combinación de objetos geométricos simples con una combinación particular de valores conocidos y desconocidos. Son ejemplos de objetos geométricos los puntos, rectas, sentidos, curvas

Son ejemplos de valores las distancias, ángulos, coordenadas.

Los objetos geométricos individuales son identificados, definidos y almacenados en tablas de datos apropiadas al través de declaraciones. Una vez almacenado un objeto geométrico, puede ser utilizado en declaraciones subsecuentes para definir otros objetos geométricos. Son ejemplos de objetos geométricos identificados los siguientes

POINT 24	COURSE 'B14'
LINE 15	PARCEL 'P23-A8'
CURVE 78	TRAVERSE 'T4'

Los valores también pueden ser identificados, definidos y almacenados para definir a otros valores. Son ejemplos de valores identificados los siguientes

DISTANCE 'X2'
AZIMUTH 'A8'
ANGLE 'JACK'

Una declaración es un conjunto ordenado de palabras, objetos geométricos y datos que definen un nuevo objeto geométrico, o especifican alguna acción requerida por el ingeniero. Son ejemplos de declaraciones las siguientes.

```
STORE POINT 17 N 1000. E 2000. STA 5+00 Z 150.15
LOCATE POINT 2 FROM POINT 4, DISTANCE 19.8, AZIMUTH 34 15 25
LOCATE POINT 8, INTERSECT CURVE 24 WITH LINE 15
PRINT ANGLE AT POINT 4 FROM POINT 2 TO POINT 4792
```

La primera palabra (STORE, LOCATE, PRINT) es el nombre de la declaración.

El lenguaje está diseñado para que el ingeniero exprese el problema y su solución en forma natural

como una serie de frases técnicas legibles Sin embargo cuando se tiene mucha experiencia, se pueden escribir las declaraciones en forma abreviada A continuación se presentan los dos extremos de una misma declaración:

```
LOCATE POINT 4 FROM POINT 8, DISTANCE FROM POINT 7 -
        TO POINT 3, AZIMUTH 'A5' PLUS 90
LOC 4,8,7 TO 3,'A5' P 90
```

5-2 Tablas de Datos

En este sistema se dispone de las siguientes tablas de datos:

Tabla de Puntos

A cada punto que se va a almacenar se le identifica con un número que puede ser cualquier entero, positivo de 0 a 9 999. Los datos de un punto que se almacenan son sus coordenadas horizontales, estación, elevación o cualquier subconjunto de estos datos La tabla de puntos tiene capacidad para almacenar 10 000 puntos

Tabla de Rectas

A toda recta que se va a almacenar se le asigna un número que puede ser cualquier entero, positivo de 0 a 999. Una recta queda definida por un punto almacenado y una dirección. Los datos almacenados para cada recta son el número del punto y la magnitud de la dirección. En la tabla de rectas se pueden almacenar 1000 rectas

Tabla de Cursos.

Para almacenar un curso, se le asigna un nombre que puede estar formado con uno a cuatro caracteres encerrados entre apóstrofos Un curso se define como un segmento de recta entre dos puntos almacenados. Los datos que se almacenan de un curso son los números de los puntos inicial y final.

Tabla de Curvas

Toda curva horizontal que se va a almacenar debe estar identificada con cualquier número natural (entero y positivo) de 0 a 999. Los datos que de cada curva se almacenan incluyen las coordenadas horizontales y estación de cada punto de curva (PI, PC, PT, TS, etc) y los elementos de la curva (radio, longitud, etc.). Existe la posibilidad de almacenar un total de 1000 curvas.

Tabla de Cadenas.

Los objetos geométricos que se almacenan en esta tabla son los alineamientos horizontales, poligonales, parcelas y objetos geométricos horizontales similares. Cada cadena que se va a almacenar, debe tener un nombre que puede estar formado de uno a ocho caracteres entre apostrofos. Los datos que de cada cadena se almacenan son los objetos geométricos que la forman.

Tabla de Perfiles

En esta tabla se almacenan los alineamientos verticales (curvas verticales). A cada alineamiento vertical que se va a almacenar se le asigna un nombre que puede contener de uno a ocho caracteres entre apostrofos. Los datos que se almacenan son los números de los puntos y la longitudes de las curvas verticales.

Tablas de Escalares

Las distancias, ángulos y direcciones se almacenan en tablas separadas, existiendo una tabla de distancias, otra de ángulos y una tercera de direcciones A cada escalar que se va á almacenar se le asigna un nombre que puede estar formado de uno a cuatro caracteres entre apostrofos El dato que se almacena de cada escalar es su valor numérico absoluto

Tabla de Textos.

La información aclaratoria relacionada con alguna cadena se puede almacenar en esta tabla, utilizando el mismo nombre que identifica a la cadena. Se pueden almacenar datos como el nombre del dueño, valor o uso del terreno de una parcela almacenada

Objetos geométricos almacenados en tablas diferentes, pueden tener el mismo nombre o número Por ejemplo: POINT 4, LINE 4, CURVE 4; DISTANCE 'A', ANGLE 'A', AZIMUTH 'A', teniendo valores diferentes cada uno de ellos

5-3 Geometría de los Objetos y Nomenclatura

Punto

Un punto está geometricamente definido por sus coordenadas horizontales, estación, y elevacion o cualquier subconjunto con estos datos, como lo serian las coordenadas horizontales unicamente, o solamente la estación y elevación, ó las coordenadas horizontales y estación, etc

Los puntos almacenados en esta tabla son denominados puntos enteros (integer) cuando es necesario distinguirlos de los puntos de curvas.

El sistema de coordenadas usadas puede ser X, Y ó N, E según se especifique en el SET SYSTEM Si se revaloran datos de puntos ya almacenados, los nuevos valores reemplazan a los anteriores, permaneciendo inalterados los valores de los datos no revalorados como se ilustra en el siguiente ejemplo:

Declaraciones	Tablas de Datos			
	X	Y	Z	S
STORE POINT 2 Y 100. Y 200	100	200.		
STORE POINT 2 S 5+00	100	200		500
STORE POINT 2 X 600. Y 300. Z 400.	600	300	400.	500.

Con la primera declaración se definen X y Y. Con la segunda declaración se define S, permaneciendo inalteradas X y Y. La tercera declaración redefine el punto, porque cambian los valores para X y Y.

Puntos de Curvas.

Los puntos de curvas almacenadas pueden usarse como datos en muchas declaraciones Para referirse al punto de una curva hay que especificar que punto de la curva y el número de la curva, como se ilustra en los siguientes ejemplos:

PC 4 indica el PC de la curva 4

PI 8 indica el PI de la curva 8

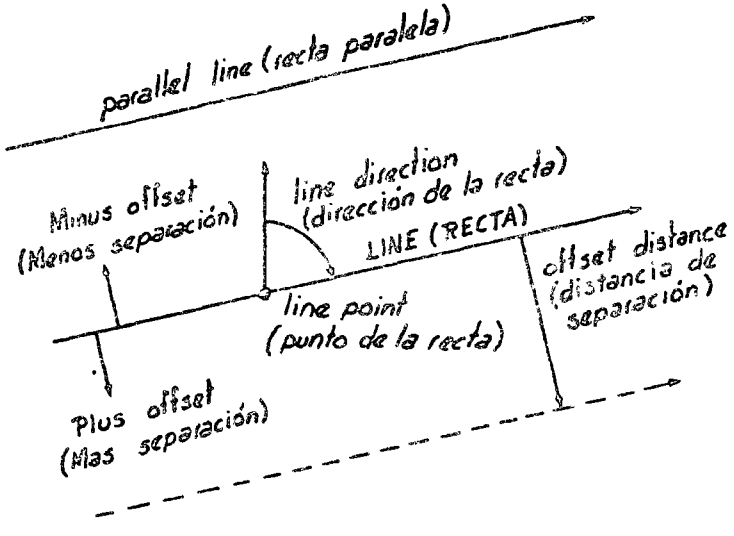
DISTANCE PT 3 TO TS 5 en esta declaración se indica la distancia del PT de la curva 3 al TS de la curva 5

Direcciones

Las direcciones pueden estar dadas por rumbos o azimuts Los azimuts pueden estar medidos a partir del Norte o del Sur, según se especifique en el SET SYSTEM El valor numérico de los ángulos puede darse en:

grados, minutos, segundos y décimas de segundo.
grados, minutos, y segundos.
grados, minutos y décimas de minuto.
grados, y minutos.
grados y décimas de grado.
grados

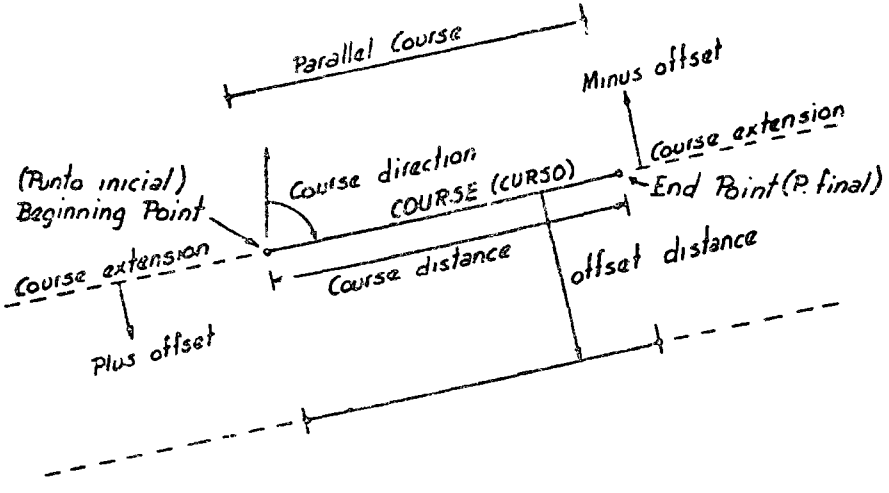
Recta.



Una recta esta geometricamente definida por las coordenadas horizontales de un punto almacenado de la recta y la dirección de la recta Una recta tiene posición

en el espacio y una dirección hacia adelante pero es de longitud infinita, ya que se prolonga a ambos lados del punto de la recta Si el punto de la recta es redefinido (cambiando sus coordenadas), la recta se desplaza paralelamente, ya que su dirección no se modificó.

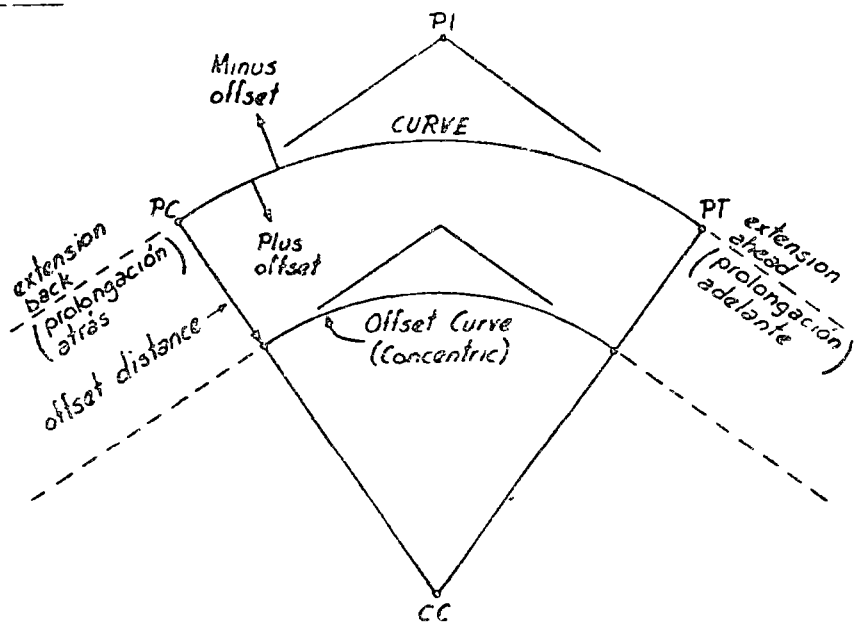
Curso.



Un curso está geometricamente definido como un segmento de recta entre dos puntos almacenados. Un curso tiene longitud y dirección, un punto inicial y un punto final Su longitud es la distancia entre los puntos extremos. Si se redefine uno o ambos puntos de un curso almacenado, el curso es desplazado, cambiando su posición, longitud y dirección En operaciones tales como intersecciones entre dos objetos, si uno o ambos objetos son cursos y la intersección no sucede dentro del curso, el

curso es prolongado y tratado como si fuera una recta, notificandosele al usuario en un mensaje

Curva



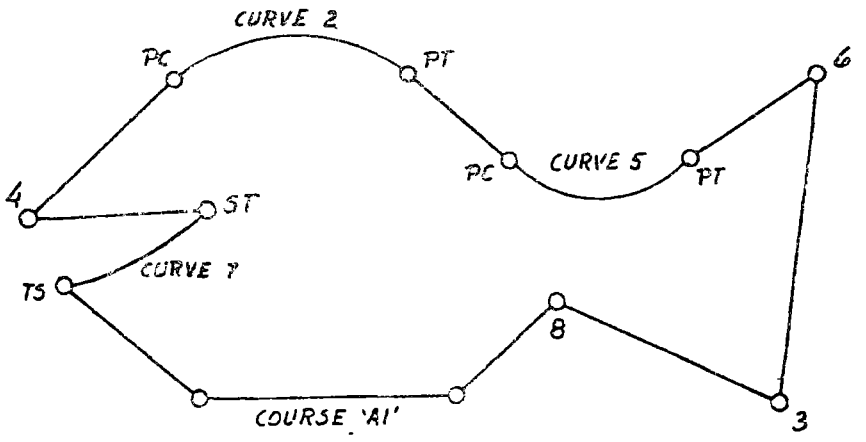
Una curva se define geometricamente como un segmento circular en el plano horizontal, con o sin espirales de transición de igual o desigual longitud.

Una curva con espirales de transición, es almacenada como una sola curva e identificada con un solo número.

En un problema de intersecciones, cuando la intersección no se efectua en la curva, la curva es prolongada, prolongando las tangentes de la curva en los puntos inicial y final

Cadena

Una cadena se define geometricamente como una sucesión de objetos rectos o curvos en el plano horizontal las cadenas son abiertas, pero se pueden obtener cadenas cerradas haciendo que el punto final de la cadena coincida con el punto inicial de la misma. Cuando dos objetos que no estan unidos se quieren encadenar, el sistema une el punto final del primero con el punto inicial del segundo por medio de un curso.



· Elementos (objetos) de la cadena:
4, CURVE 2, CURVE 5, 6, 3, 8, COURSE 'A1', CURVE 7, 4

5-4 Errores

Los errores que el sistema detecta le son notificados al usuario por medio de mensajes que aparecen en los datos de salida Se pueden presentar los siguientes casos.

Errores en las declaraciones

Las declaraciones ilegales, mal construidas, incompletas o que de alguna manera no llenan los requisitos estipulados, son detectados y reportados Cuando se presenta un caso de estos el sistema no ejecuta la declaración, o la ejecuta parcialmente, pasando a la declaración siguiente Como el sistema nada mas notifica de un error por declaración, o sea el primero, puede haber otros errores en la misma declaración.

Objetos indefinidos.

Cuando en una declaración se hace referencia a un objeto que no esta totalmente definido por falta de datos, el sistema detecta este error y lo reporta

Errores geométricos.

Si en una declaración se especifica una operación que geometricamente no es posible, el sistema detecta y reporta este error. Un ejemplo de esto es querer intersectar dos objetos que no se intersectan ni aunque se prolongaran como es el caso de dos curvas concéntricas.

Advertencias geométricas.

Las declaraciones en las que se plantean operaciones que si son posibles, pero que requieren de suposiciones, son detectadas y reportadas Un ejemplo es

buscar la intersección de dos objetos que no se intersectan, pero que si se intersectarian si uno o ambos son prolongados Cuando suposiciones razonables resuelven el problema, el sistema las ejecuta notificandole al usuario la acción tomada por medio de un mensaje.

5-5 Control de Entrada y Salida

Establecimiento del sistema.

Se tiene facilidad para modificar el sistema mediante la declaración SET que se utiliza para controlar la forma de entrada y salida de datos como los siguientes.

a) Sistema coordenado N, E ó X, Y.
b) Azimutes o rumbos como direcciones.
c) Azimutes medidos a partir del Norte o del Sur.
d) Dos o tres decimales en datos de salida de distancias y coordenadas.
e) Segundos de arco con o sin decimales en los datos de salida

La declaración SET también se usa para controlar el Modo de Operación y para almacenar constantes

Existe una fijación standard del sistema, que se inicia cada vez que se ejecuta la declaración COGO. El ingeniero puede modificar la Fijación Standard para su corrida individual usando una declaración SET Una vez fijado el sistema, permanece inalterado hasta que se introduce otra declaración SET que modifique a la anterior La declaración SET puede introducirse en cualquier parte

de un problema en COGO Son ejemplos de declaraciones SET las siguientes

SET SYSTEM NE, BEARINGS, NAZIMUTH, DEC3, ASEC
SET SYSTEM XY, AZIMUTHS, SAZIMUTH, DEC 2, ADEC

Modo CHECK

El sistema opera en dos modos, el modo COMPUTE que es el normalmente usado y el modo CHECK que es un modo especial En el modo COMPUTE los resultados que se obtienen después de ejecutar las declaraciones son almacenados en las tablas de datos En el modo CHECK los resultados que se obtienen después de ejecutar las declaraciones no son almacenados, pero son comparados con los valores ya almacenados Si al compararse no son iguales con una tolerancia especificada, aparecerá el mensaje NO CHECK junto con los valores calculados y los almacenados. Los valores almacenados permanecen inalterados y el sistema continúa con la declaración siguiente.

El sistema puede cambiarse al modo CHECK y sacarse de el por medio de la declaración SET. El valor de la tolerancia también se especifica por medio de la declaración SET. Como cada problema se puede resolver de varias formas, utilizando diferentes caminos, el modo CHECK proporciona un método flexible y práctico para verificar uno mismo sus resultados o los de otro ingeniero

Forma de datos

Las variables geométricas tales como distancias,

direcciones, y ángulos que son usados como datos de entrada en muchas declaraciones, pueden expresarse en las siguientes formas básicas:

a) Valor de Datos Numéricos

Ejemplos: DISTANCE 125.16
BEARING N 27 15 24.39 W
ANGLE 83 45

b) Valores de Datos Almacenados

Ejemplos: DISTANCE 'X4'
AZIMUTH 'A'
ANGLE 'B3'

c) Valores de Datos Calculados

Ejemplos: DISTANCE POINT 4 TO POINT 8
BEARING PI 3 TO PC 5
ANGLE AT 4 FROM 6 TO 8

La forma de datos calculados nos permite efectuar varias operaciones en la misma declaración, haciendo que las declaraciones simples tengan un mayor campo de aplicación La forma computada (calculada) puede ser también utilizada para estaciones, separaciones, rectas y cursos.

Control de datos de salida

La impresión de datos de salida esta bajo el control de las declaraciones, esto quiere decir que el ingeniero especifica la salida de datos que él quiere por medio de declaraciones. Las declaraciones PRINT y DESCRIBE son usadas para imprimir valores numéricos ó valores calculables con objetos almacenados como en los siguientes ejemplos

PRINT POINTS 4, 8, 20 TO 60, 15, 400 TO 600
PRINT DISTANCES 4 TO 8, 5 TO 10
PRINT ANGLE AT POINT 4 FROM 12 TO 16
DESCRIBE ALIGNMENT 'B3', PARCEL 'LOT/4', TRAVERSE 'T48'
PRINT ALL DISTANCES

5-6 Convencionalismos

Descripción de una declaración

Para poder describir en forma concisa las especificaciones para una declaración, se ha establecido una serie de convencionalismos, reglas y simbolos En el siguiente ejemplo se especifica una declaración típica.

LOCATE n INTERSECT object with object (NEAR pa) print

En esta declaración, los convencionalismos permiten la siguiente interpretación.

1- La palabra LOCATE, es el nombre de la declaración. La minima abreviación es LOC que es la parte subrayada
2- El simbolo n está en lugar del numero de identificacion de un punto entero (integer) que se va a almacenar
3- La palabra INTERSECT es un modificador de declaración, que indica que método se va a usar para localizar un punto. La minima abreviación posible es INT
4- Las palabras con minúsculas object son unidades de datos que pueden tener cualquiera de las formas standard aceptables; como estan subrayadas son indispensables Si fuera una declaración en la que una o ambas no fueran necesarias, no estarían subrayadas

5- La palabra with puede incluirse para hacer mas legible la declaración. Es una de una serie de palabras, que si aparecen con minúsculas, son ignoradas en el procesamiento de la declaración. Estas palabras "ignoradas" deben escribirse completas y no se pueden abreviar
6- La unidad de dato (NEAR pa) es opcional, porque está encerrada entre paréntesis Si se incluye, la palabra NEAR y el simbolo pa deben darse El simbolo pa representa el número de identificación de cualquier punto almacenado (o punto de curva de cualquier curva almacenada)
7- La palabra "print" es un modificador de declaración opcional (porque no esta subrayado).

Las siguientes son declaraciones que siguen la forma general anterior

```
LOCATE 4 INTERSECT LINE 1 WITH CURVE 5 NEAR PC 5 PRINT
LOC    5 INT       LINE THRU 4 AT AZI 45 LINE THRU 2 TO 7
LOC    10 INT      CUR 7 CUR 3 N PI 3 PRI
```

Aunque se ha hablado de palabras mayusculas y minusculas en las declaraciones, esto es solamente para diferenciar entre unidades de datos standard, objetos, modificadores de declaraciones y nombres de declaraciones. Cuando una declaración se va a perforar en las tarjetas, todos los caracteres deben ser mayusculos y debe de haber un espacio en blanco o una coma separando todas las palabras, unidades y valores

Declaración Ditto

Si la declaración anterior se va a repetir, el nombre

de la declaración puede ser reemplazado por una D (de ditto) seguida de uno o mas espacios en blanco. Ejemplos:

```
STORE POINT 4 100 200
D     DISTANCE 'X' 525 16
D     ANGLE 'A1' AT 4 FROM 6 TO 8
```

Continuación de una declaración

Si la declaración requiere mas de un renglón (tarjeta), puede continuarse en el siguiente renglón (tarjeta) usando un signo menos (precedido y seguido de uno o mas espacios en blanco) Puede haber un total de cinco renglones continuados, con un máximo de 400 caracteres, para cada declaración, incluyendo espacios en blanco y comentarios.

Comentarios

Se pueden insertar comentarios usando el símbolo $ (seguido por uno o mas espacios en blanco) como el primer caracter en el renglón (tarjeta) Si un comentario requiere mas de un renglón, cada renglón de comentarios debe empezar con el símbolo $.

Si una declaración no requiere todo un renglón, la parte inutilizada del renglón puede ser usada para comentarios, debiendo estar separada con el símbolo $ la declaración del comentario.

Los comentarios no son procesados, pero se imprimen en los datos de salida. Se recomienda un uso amplio de comentarios.

Palabras ignoradas

En las declaraciones se usan palabras simples que las hacen mas entendibles, pero dichas palabras son opcionales y son ignoradas por el procesador A continuación se enlistan estas palabras.

on	from	of	with	rule
to	at	thru	by	

Cuando aparecen en una declaración con minusculas, son opcionales. Si el ingeniero las usa, deben escribirse completas y sin abreviaciones. En algunos casos estas palabras son indispensables; cuando esto sucede la palabra estará subrayada.

Datos numéricos

Cuando se hace referencia a datos numéricos en una declaración, se usan los símbolos v, va, vb, Se pueden omitir los puntos decimales para valores numéricos enteros, siendo igualmente aceptados los siguientes:

200.0 200 200.

No deben usarse decimales para números enteros como lo son los números de los puntos

En unidades de datos que están precedidos por el operador PLUS/MINUS, un valor numérico negativo debe indicarse por el modificador MINUS y no por un signo negativo Con excepción de los valores de coordenadas y elevaciones y otras excepciones indicadas., el sistema considera a todos los valores numéricos como positivos

Cuando se utiliza un valor numérico para una estación, se puede incluir el signo +, pero debe estar entre

al valor numérico, es decir que no haya espacios en blanco ni antes ni despues del signo Son ejemplos aceptables los siguientes

5+00 500 25+35 16 2535 16

Operaciones algebraicas

Se permite un número limitado de operaciones algebraicas en algunas declaraciones Estan indicados por la presencia de

plm .- Debe darse la palabra PLUS o la palabra MINUS. Si plm es opcional y no se da, se asume PLUS

operator.- Debe darse una de las siguientes palabras para indicar una operación algebraica PLUS, MINUS, MULTIPLY (BY), DIVIDED (BY)

Simbolos standard para identificar objetos

Simbolos	Significados
n, na, nb,	Número de identificación de un punto entero que se va a almacenar en la Tabla de Puntos La palabra opcional (POINT) puede preceder al número del punto
pi, pj, pk,	Número de identificación de un punto ya almacenado en la Tabla de Puntos La palabra opcional (POINT) puede preceder al número del punto entero
pa, pb, pc,	Número de identificación de un punto entero almacenado ó de un punto de curva almacenado La palabra opcional (POINT) puede preceder al número del punto entero

i, j, k, ...	Número de identificación de una recta o curva, según lo preceda la palabra LINE ó CURVE.
a, b, c, ...	Nombre de una distancia, ángulo, dirección, curso, cadena, perfil, ó texto; precedido por la respectiva palabra que puede ser necesaria u opcional El nombre siempre debe estar entre apostrofos.

Formas standard aceptables para unidades de datos escalares

Escalar	Forma aceptable
distancia	valor numérico : (DISTANCE) v valor almacenado: (DISTANCE) a valor calculado : (DISTANCE) from pa to pb ejemplos: 125.175 DISTANCE 1000 DIST 'A' 4 TO 8 DIST FROM POINT 12 TO PC 5
ángulo	v. numérico : (ANGLE) v v almacenado: (ANGLE) a v. calculado : (ANGLE) AT pa from pb to pc (se calcula el ángulo de pb a pc en el sentido de las manecillas del reloj.) ejemplos 90 42 15 55 93 ANGLE 'A25' 'A25' AT 4,8,3 ANGLE AT POINT 12 FROM 4 TO PC 5

dirección — v numérico (AZIMUTH) v, (P/M angle)
v almacenado (AZIMUTH) a, (P/M angle)
v calculado (AZIMUTH) pa TO pb, (P/M angle)
dirección de una línea (AZIMUTH) of LINE i, (P/M angle)
La palabra opcional (AZIMUTH) puede ser reemplazada por la palabra opcional (BEARING).
ejemplos: 90
N 25 15 30.6 E
AZIMUTH 'A24' PLUS ANGLE AT 5,7,2
14 TO 8 PLUS 90
AZ PC 5 TO PI 5 MINUS ANGLE 'A25'
PC 5 TO PI 5 M 'A25'
AZ OF LINE 28 M 90

estación — v numérico (STATION) v (P/M distance)
v almacenado (STATION) OF pa (P/M distance)
ejemplos 2+00
STA 8+00
STA 125+00 PLUS DIST FROM 4 TO 7
STA OF PC 5 MINUS 10
STA OF POINT 4 PLUS PC 3 TO PI 3
STA OF 2

separación — forma standard OFFSET P/M distance
PLUS significa a la derecha y MINUS a la izquierda
ejemplos
OFFSET PLUS 125.12
OFF M 100
OFFSET PLUS DIST FROM POINT 15 TO POINT 4
OFF M 3 TO 8

Formas standard aceptables para unidades de datos de objetos

Objeto	Forma aceptable
recta	LINE i, offset
	LINE THRU pa at direction, offset
	LINE THRU pa TOWARD pb, offset

ejemplos:
LINE 4
LINE 4, OFFSET PLUS 100
LINE THRU 2 AT N 35 15 20 W, OFFSET MINUS PC 3 TO B
LINE THRU 5 AT AZ 2 TO 7 PLUS ANGLE 'A4', OFF - P DIST 'X'
LINE THRU 2 AT 270
LINE THRU 8 TOWARD 20
LINE THRU 7 AT 3 TO 5 PLUS 90, OFFSET PLUS 100

curso — COURSE a, offset
COURSE from pa TO pb, offset
ejemplos
COURSE 'M'
COU 'C25', OFFSET PLUS 50
COURSE 'JACK', OFFSET MINUS DISTANCE FROM - PC 3 TO PT 8
COURSE FROM POINT 4 TO POINT 7
COU 4 TO 7, OFF P 25

curva — CURVE i, offset
ejemplos.
CURVE 2
CUR 4, OFF PLUS DIST 6 TO 3765

cadena CHAIN a , offset

La palabra CHAIN puede substituirse por TRAVERSE, ALIGNMENT, BASELINE ó PARCEL

ejemplos:

CHAIN 'F'
TRAVERSE 'J-W'
ALIGN 'ROUTE-3', OFFSET MINUS DIST 20 TO 30
PARCEL 'JONES'
BASELINE 'B', OFFSET PLUS 125

5-7 - Declaraciones SET

Declaración SET SYSTEM

SET (SYSTEM) especificaciones

en donde especificaciones es una o mas de las siguientes (de cada par nada mas se puede dar una):

NE ó XY
NAZIMUTH ó SAZIMUTH
AZIMUTHS ó BEARINGS
DEC3 ó DEC2
ASEC ó ADEC
COMPUTE MODE ó CHECK MODE
PRINT MODE ó NOPRINT MODE
REDEFINE MODE ó NORDEFINE MODE

el significado es el siguiente:

NE, XY — en entrada y salida, coordenadas horizontales
NAZ, SAZ — en entrada y salida, azimutes medidos a partir del Norte o del Sur

AZ, BEA — en salida, direcciones impresas como azimuts o como rumbos
DEC3, DEC2 — en salida, distancias y coordenadas con 3 o 2 decimales.
ASEC, ADEC — en salida ángulos y direcciones hasta segundos ó con dos decimales
COM, CHE — los datos y resultados se almacenan en las Tablas de Datos ó se comparan con datos ya almacenados
PRI, NOP — se imprimen o no resultados intermedios después de cada declaración
RED, NOR — si se permite o no la redefinición de objetos.

Declaración SET CONSTANT

SET (CONSTANT) valores

en donde valores es uno o mas de los siguientes:

DTOLERANCE v
ATOLERANCE v
MAXIMUM (ERRORS) v

el significado es el siguiente:

DTO — El valor de v es la tolerancia que se utiliza cuando el sistema esta operando en el modo CHECK y se estan haciendo comparaciones con valores almacenados de distancias y coordenadas
ATO — Cuando se estan haciendo comparaciones con valores almacenados de angulos y direcciones El valor de v es la tolerancia en segundos
MAX — Número máximo de declaraciones con error y a partir del cual no se ejecutan mas declaraciones

8 Declaraciones Para Puntos

acenar un punto

STORE (POINT) n X v, Y v, STA v, Z v

STORE (POINT) n N v, E v, STA v, Z v

Las coordenadas y elevaciones pueden tener signo negativo

imir puntos almacenados

PRINT POINTS pi, pj, pk ...

PRINT POINTS pi TO pj, (pk TO pl), ..

PRINT ALL POINTS

Las dos primeras formas se pueden mezclar

rar puntos almacenados

Las mismas formas que para imprimir puntos almacenados, solo que cambiando la palabra PRINT por la palabra DELETE.

lar puntos

EQUATE n to pa, print

donde n es el número de identificación de un punto nuevo que se va a almacenar en la Tabla de Puntos con los mismos valores que se encuentran almacenados en la Tabla de Puntos para el punto almacenado pa

9 Declaraciones Para Distancias

acenar una distancia

STORE DISTANCE a distance, (operador, modificador), print

Si el operador es P/M, el modificador toma cualquiera de las formas standard para distance Si el operador es

MULTIPLY ó DIVIDE, el modificador debe ser un valor numérico v.

Calcular el radio y almacenar la distancia

STORE DISTANCE a RADIUS of CURVE i at station, print

El valor del radio en la estación es calculado y almacenado. Si station se omite e i es una curva circular ó una curva circular con espirales de transición, se almacena el valor del radio de la curva circular

Calcular la diferencia de estaciones y almacenar la distancia

STORE DISTANCE a STATION OF pa MINUS STATION OF pb, print

La estación del punto almacenado pb es restada de la estación del punto almacenado pa y la diferencia es almacenada para a Un valor numérico para estación puede ser insertado en lugar de OF pa y OF pb.

Imprimir distancias almacenadas

PRINT DISTANCES a, b, c, ...

PRINT ALL DISTANCES

Calcular e imprimir distancias

PRINT DISTANCES pa TO pb, (pc TO pd), ...

PRINT DISTANCES pa TO pb (TO pc TO pd ....

Las dos formas se pueden combinar, por ejemplo.

PRINT DISTANCES 2 TO 4, 6 TO 8 TO 7, 3 TO 5

Borrar distancias almacenadas

DELETE DISTANCES a, b, c,

DELETE ALL DISTANCES

Ejemplos

STORE DISTANCE 'A' POINT 8 TO POINT 5

STORE DISTANCE 'B35' PC 3 TO CC 3 DIVIDED BY 2 0

S DIS 'M' RAD CUR 4 5+25 17

5-10 Declaraciones Para Angulos

Almacenar ángulos

STORE ANGLE a angle (operador, modificador), print

Si el operador es P/M, el modificador toma cualquiera de las formas standard aceptables para angle, o sea que se tiene la facilidad de sumar ó restar dos ángulos. Si el operador es MULTIPLY ó DIVIDE el modificador debe ser un valor numérico y el cual es tratado como un escalar

Imprimir ángulos almacenados

PRINT ANGLES a, b, c, ...

PRINT ALL ANGLES

Calcular e imprimir ángulos

PRINT ANGLE AT pa from pb to pc, (AT pd from pc to pd).

Borrar ángulos almacenados

DELETE ANGLES a, b, c, ...

DELETE ALL ANGLES

5-11 Declaraciones Para Direcciones

En las siguientes declaraciones se puede substituir la palabra AZIMUTH por la palabra BEARING

Almacenar un azimut

STORE AZIMUTH a direction, round, print

Si se incluye la palabra opcional round, toma una de las siguientes formas:

ROUND to v MINUTES

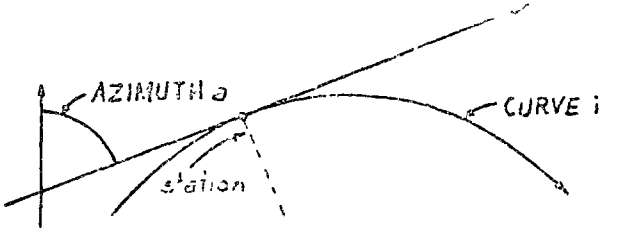
ROUND to v SECONDS

El valor de direction es redondeado a los mas cercanos v minutos ó segundos antes de ser almacenado

Calcular la tangente y almacenar la dirección

STORE AZIMUTH a TANGENT to CURVE i at station, print

Se calcula y almacena la dirección de la tangente en la estación indicada de la curva i.



Imprimir direcciones almacenadas

PRINT AZIMUTHS a, b, c, ..

PRINT ALL AZIMUTHS

Calcular e imprimir direcciones

PRINT AZIMUTHS pa TO pb, round

PRINT AZIMUTHS pa TO pb, (pc TO pd), ..

PRINT AZIMUTHS pa TO pb (TO pc TO pd....

La segunda y tercera forma se pueden mezclar. Si en la primera se incluye round, el valor se redondea antes de imprimirse.

Borrar direcciones almacenadas

DELETE AZIMUTHS a, b, c, ...

DELETE ALL AZIMUTHS

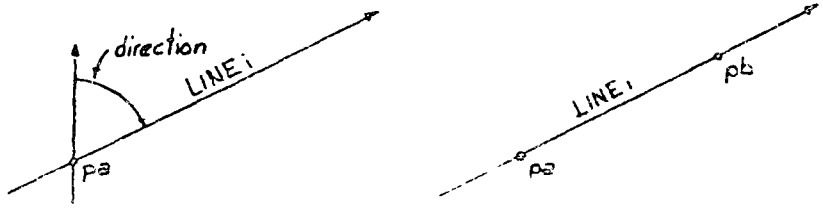
Imprimir la dirección de una recta almacenada

PRINT AZIMUTH of LINE i

5-12 Declaraciones Para Rect.

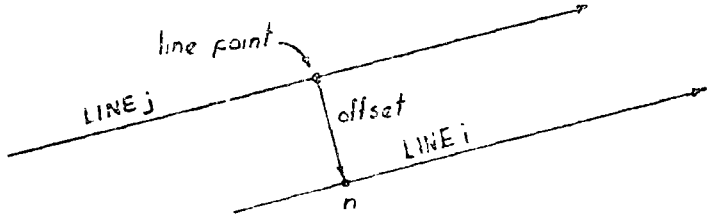
Almacenar una recta

STORE LINE i thru pa at direction, print
STORE LINE i thru pa TOWARD pb, print



Calcular y almacenar una recta paralela

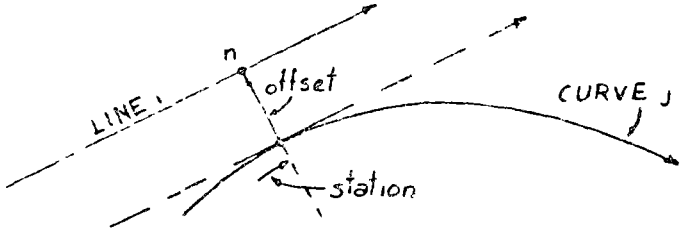
STORE LINE i thru n PARALLEL to LINE j, offset, print
STORE LINE i thru n PARALLEL to line, offset, print



Primero se localiza el punto n a la separación indicada, del punto de la recta almacenada j, y las coordenadas de n se almacenan en la TABLA DE PUNTOS La recta i tendrá la misma dirección que la recta j Si se omite la unidad de dato offset las dos rectas coincidirán, ya que se usaría una separación de cero Esta declaración almacena la recta i y el punto n

Calcular y almacenar una recta tangente

STORE LINE i thru n TANGENT to CURVE j at station, offset, print



El punto n se localiza primero sobre la curva j en el valor de estación (si se especifica offset, entonces n se localiza a la separación especificada) y las coordenadas de n se almacenan en la TABLA DE PUNTOS La recta tendrá la dirección hacia adelante de la tangente a la curva en el valor de estación Esta declaración almacena la recta i y el punto n

Imprimir rectas almacenadas

PRINT LINES i, j, k, .
PRINT LINES i TO j, (k TO l),
PRINT ALL LINES

Las dos primeras formas se pueden mezclar como en el siguiente ejemplo
PRINT LINES 14, 8, 50 TO 60, 35, 100 TO 200, 3, 5
Lo que se imprime de cada recta es el número del punto y la dirección.

Borrar rectas

Se usan las mismas formas que para imprimir rectas, pero se substituye la palabra PRINT por la palabra DELETE

5-13 Declaraciones Para Curvas

Almacenar una curva circular

STORE CURVE 1, referencia, elemento, altangent, clstation, print

donde 1 es el número de identificación de la curva que se va a almacenar en la TABLA DE CURVAS y las otras unidades de dato son como se describen a continuación

referencia una de las siguientes

- PB at pa DB direction, TL distance
- PB at pa, DB direction, TTL distance
- PC at pa, DB direction
- PI at pa, DB direction
- PB at pa, PI at pb

elemento uno de los siguientes

- RADIUS distance
- DEGREE angle
- LENGTH distance
- TANGENT distance
- LCHORD distance
- EXTERNAL distance
- CC at pa

altangent una de las siguientes

- DA direction
- plm DEFLECTION angle
- plm DELTA angle
- PA at pa (únicamente con la 2a, 4a, y 5a forma de referencia)
- plm slelemento (solo que elemento sea R ó D)

donde slelemento es uno de los siguientes

- LENGTH distance
- TANGENT distance
- LCHORD distance
- EXTERNAL distance

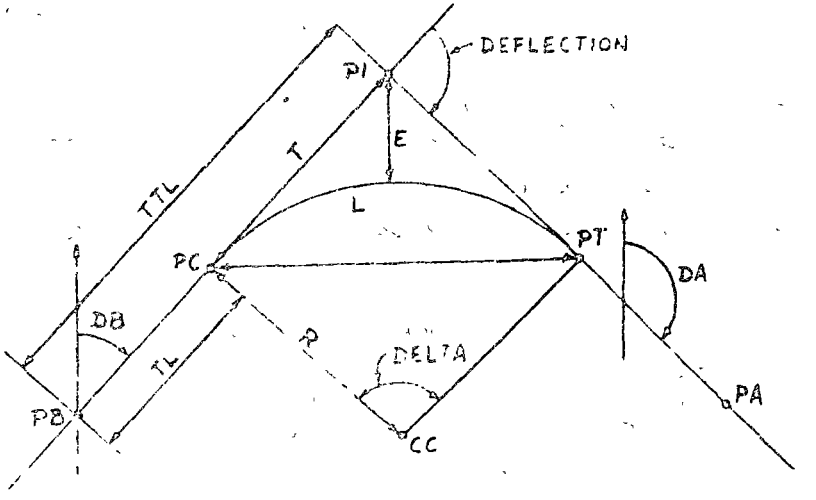
clstation opcional

- STATION of label station

donde label es cualquier punto de curva excepto CC. label también puede ser PB

Si clstation se omite, se asume que el PC tiene un valor de estación de 0+00

Si referencia es la segunda ó quinta forma, entonces elemento puede ser TL distance



5-14 Declaración LOCATE

La declaracion LOCATE nos proporciona varias formas para localizar, calcular y almacenar las coordenadas de un punto con respecto a uno o mas objetos almacenados Los casos y formas básicas de la declaración son los siguientes:

LOCATE n from pa distance, direction, offset, print
Sirve para localizar un punto a partir de otro punto almacenado, conociendo la distancia y dirección La distancia y dirección se pueden dar de diferentes formas

LOCATE n ON object plm distance from pa, offset, print
Sirve para localizar un punto en un objeto definido o almacenado El objeto puede ser una recta, un curso ó una curva

LOCATE n, INTERSECT object (WITH) object, (NEAR pa), print
Sirve para localizar un punto en la intersección de dos objetos definidos ó almacenados. Los objetos pueden ser cualquier combinación de rectas, cursos y curvas con o sin separaciones (offsets)

LOCATE n, PROJECT pa on object, print
Sirve para localizar un punto que es el resultado de proyectar un punto almacenado en un objeto almacenado o definido El objeto puede ser una recta, curso ó curva con o sin separaciones

5 15 Declaracion TRAVERSE

La declaración TRAVERSE y las subdeclaraciones asociadas, pueden usarse para resolver una gran variedad de problemas de poligonales, variando desde el mas sencillo hasta el mas complicado La poligonal puede ser abierta o cerrada. Si es cerrada, puede ser completa o incompleta. Si es incompleta, pueden faltarle una o dos partes. Si es cerrada con una o ninguna parte faltante, la poligonal será compensada, pudiendose escoger la regla de ajuste Puede ser una poligonal de ángulos, de direcciones o una combinación de ambos Cursos particulares pueden permanecer inalterados en el ajuste. La poligonal se almacena automáticamente en la TABLA DE CADENAS, y cada punto de la poligonal en la TABLA DE PUNTOS

La forma general de la declaración y el orden de las subdeclaraciones es como sigue.

TRAVERSE a	(requerida)
subdeclaración ADJUST	(opcional)
subdeclaración CLOSURE	(opcional)
subdeclaración BACK	(opcional)
subdeclaraciones COURSE	(se requieren 2 o más)
subdeclaración AHEAD	(opcional)
END of TRAVERSE, (REPORT), (PRINT), (SKETCH)	(requerida)

Donde a es el nombre de la poligonal que se va a almacenar en la TABLA DE CADENAS El conjunto de subdeclaraciones COURSE deben estar en el orden de los cursos, pero las otras subdeclaraciones pueden estar en

cualquier orden siempre y cuando esten despues de TRAVERSE y antes de END. Las subdeclaraciones opcionales no son requeridas en muchos tipos de problemas, y en otros, se usan valores standard si no se dan

Si se incluye REPORT, se imprime un reporte completo de la poligonal, o sea imprime los valores sin corregir, las correcciones y los valores corregidos de las distancias, direcciones, ángulos y coordenadas de los puntos Si se da PRINT, se imprimen los valores de los cursos ya compensados. Si se da SKETCH, se imprime un croquis de la poligonal, esto es útil para localizar grandes errores en la poligonal

Subdeclaración ADJUST

ADJUST by rule

donde rule es uno de los siguientes

LINEAR rule
TRANSIT rule
COMPASS rule
CRANDALL rule
LEAST SQUARES, weight

donde weight es uno de los siguientes:

TAPE (WEIGHT) v
DISTANCE (WEIGHT) v

siendo v el valor numérico del peso que se le asignará a cada 100 pies de cinta (si TAPE es dado) ó a cada longitud de curso (si DISTANCE es dado) en relación al peso del ángulo unitario Si no se especifica weight, la máquina asume DISTANCE WEIGHT 1

(se le da el mismo peso a las distancias y ángulos)

Si la poligonal necesita ajuste pero no se da la subdeclaración ADJUST, la máquina asume la siguiente regla standard

ADJUST BY LEAST SQUARES, DISTANCE WEIGHT 1

Subdeclaración CLOSURE

CLOSURE plan, angular

donde plan toma la forma. ONE (PART IN) v

donde angular toma la forma: PER (ANGLE) v (SECONDS)

Los valores de cierre son usados como especificación contra la cual es comparado el valor real de cierre de la poligonal. Si el cierre de la poligonal excede el doble de la especificación, el procesamiento de la poligonal continúa, pero no se hacen entradas en las Tablas de Datos

La especificación 'angular' se usa en el ajuste angular preliminar y la especificación 'plan' se usa en el ajuste general.

Si la poligonal requiere ajuste pero no se da la subdeclaración CLOSURE, la máquina asume la siguiente especificación standard de cierre.

CLOSURE ONE PART IN 2000, PER ANGLE 60 SECONDS

El significado de la declaración es que el ajuste angular preliminar por ángulo no debe exceder 60 segundos y la poligonal debe cerrar dentro de una tolerancia de 1 parte en 2000 para que la poligonal esté dentro de la especificación Si no cierra dentro del doble de estos valores (1 parte en 1000 y 120 segundos por

ángulo), se supone que hay un error en la poligonal y que no deben hacerse entradas en las Tablas de Datos

Subdeclaración BACK

BACK direction

Esta subdeclaración se usa para dar la dirección hacia atras en el punto inicial de la poligonal para calcular las direcciones de los cursos a partir de los ángulos de entrada y/o para proporcionar las bases para hacer un ajuste preliminar de ángulos La subdeclaración puede omitirse si no se necesita para continuar el cálculo de direcciones de cursos, o si no se va a hacer ningun ajuste angular preliminar Si la subdeclaración no se da, se supone la dirección Norte como la dirección hacia atras

Subdeclaración COURSE

COURSE a (, TO) n (FIXED) cldistance, cldirection

Si se da la unidad de dato opcional a, o sea el nombre del curso, éste sera almacenado en la Tabla de Cursos Si se da la palabra opcional FIXED, la longitud y dirección del curso permanecerá fija y no sufrirá cambios en el ajuste general La unidad de dato cldistance toma una de las siguientes formas

distance

(DISTANCE) ? (APPROXIMATE distance)

(DISTANCE) SAME

La segunda forma es usada cuando se desconoce la longitud del curso y debe tratarse como una parte

faltante La palabra opcional APPROXIMATE es usada para proveer un valor aproximado para la distancia desconocida, en el caso de que existan dos soluciones posibles La palabra SAME es usada cuando la longitud del curso debe tener el mismo valor que la distancia desconocida anterior, contando las dos como un solo dato desconocido en una poligonal con partes faltantes La unidad de dato cldirection toma una de las siguientes formas:

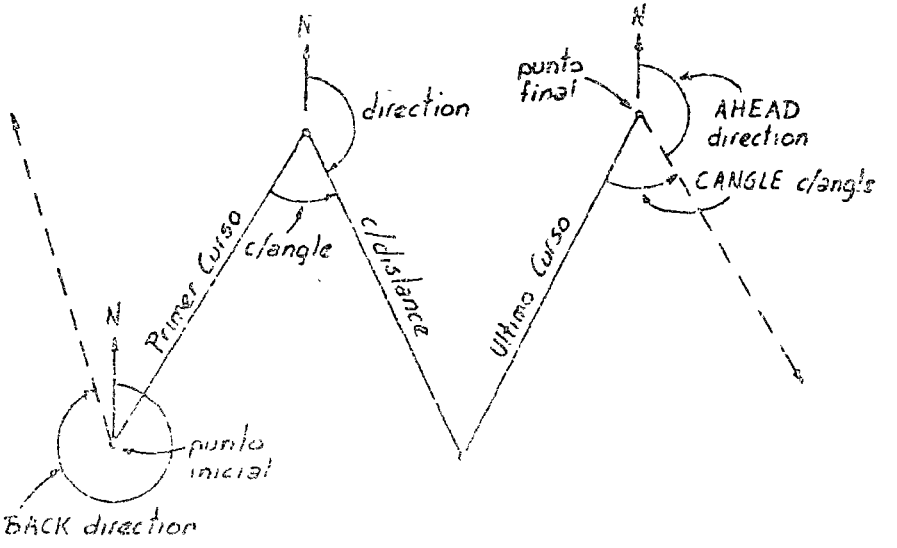
direction

(AZIMUTH) ? (APPROXIMATE direction)

clangle

ANGLE ? (APPROXIMATE P/M angle)

La primera forma es usada cuando la dirección del curso se da como dato de entrada y la segunda cuando se



desconoce la dirección del curso La tercera forma es usada cuando el ángulo interior entre el primer curso y el segundo curso se da como dato de entrada La cuarta forma se usa cuando el clangle no se conoce. La palabra opcional APPROXIMATE se usa para dar un valor aproximado del dato desconocido en el caso de que dos soluciones sean posibles

Puede usarse la palabra UNKNOWN en lugar del símbolo ? en las unidades de dato cldistance y cldirection

Subdeclaración AHEAD

AHEAD direction, CANGLE clangle

Esta declaración se usa para dar la dirección hacia adelante y el ángulo de cierre en el punto final de la poligonal para calcular las direcciones de los cursos a partir de los ángulos de entrada y/o para proporcionar las bases para un ajuste angular preliminar. La dirección hacia adelante permanece fija al hacer el ajuste. La unidad de dato clangle es para dar el ángulo de cierre en el punto final y que está comprendido entre la dirección hacia atras (junto al último punto) y la dirección hacia adelante.

Puede tomar cualquiera de las formas angle para la unidad de dato cldirection, incluyendo la forma de ángulo desconocido Esta subdeclaración se puede omitir si no se va a hacer el ajuste angular preliminar Si no se da la declaración, se supone el Norte como la dirección hacia adelante, y el ángulo de cierre se trata como

desconocido

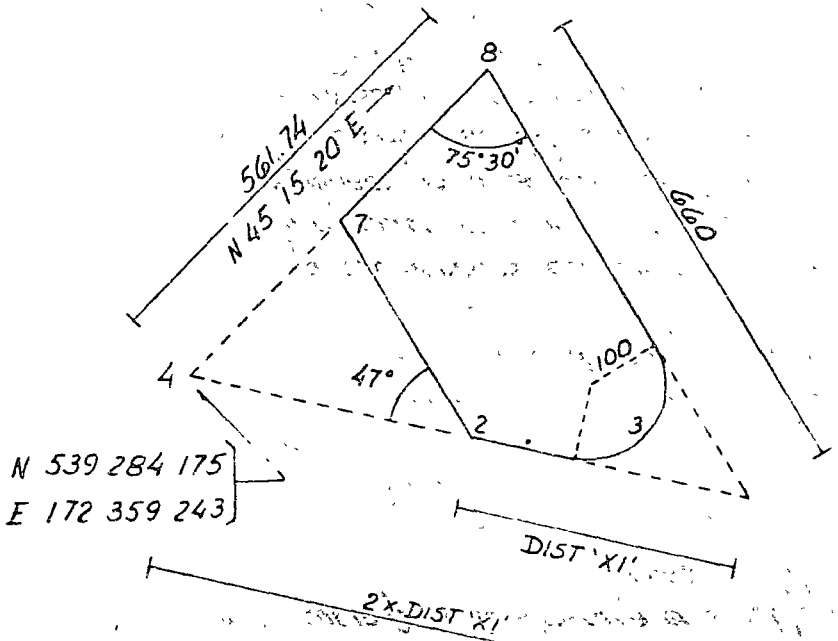
Poligonal Cerrada

Una poligonal es procesada como poligonal cerrada si el punto inicial y final están definidos (almacenados en la Tabla de Puntos) Pueden ser el mismo punto (poligonal cerrada en sí misma). Si son el mismo punto, pero el punto no está definido, se le asignan coordenadas 0, 0 y es procesado como una poligonal cerrada Una poligonal cerrada puede ser una poligonal angular o de direcciones, puede no tener, ó tener una o dos partes faltantes. Si no tiene o tiene una parte faltante, siempre es compensada.

CAPITULO 6

EJEMPLOS DE APLICACION USANDO COGO

6-1 Area lote/18



Solución

```
(1)  COGO
(2)  $ EJEMPLO 1
(3)  $
(4)  $ AREA LOTE/18 FRACCIONAMIENTO LOS JARDINES
(5)  $
(6)  SET SYSTEM NE, BEARINGS
(7)  STORE POINT 4 N 539284.175 E 172359 243
(8)  LOCATE POINT 8 FROM POINT 4 DISTANCE 561 74 BEARING -
         N 45 15 20 E
(9)  STORE CURVE 3, PB AT 8, DB 8 TO 4 M 75 30, -
         TTL 660. , R 100. PA AT 4
(10) STORE DISTANCE 'X1', PI 3 TO 4 DIVIDED BY 2.0, PRINT
(11) LOCATE 2 FROM PI 3, DIST 'X1' AZ PI 3 TO 4
(12) LOCATE 7 INTERSECT COURSE 4 TO 8 WITH LINE THRU 2 -
         AT AZ 2 TO 4 P 47
(13) STORE PARCEL 'LOT/18' 7, 8, CURVE 3, 2, 7
(14) PRINT DISTANCE 4 TO 7, 4 TO 2
(15) PRINT ANGLE AT 4 FROM 8 TO PT 3
(16) DESCRIBE PARCEL 'LOT/18'
(17) FINISH
```

Explicación

1 Se especifica el procesador de información COGO

2-5 Se dan comentarios

6 Se establecen los convencionalismos particulares para la forma de entrada y salida de datos

7 Se almacenan en la Tabla de Puntos las coordenadas conocidas del punto 4

8 Se calculan las coordenadas del punto 8, usando una distancia y una dirección, y son almacenadas en la Tabla de Puntos.

9 Se define la curva 3 y se almacena en la Tabla de Curvas. Se usó una de las muchas formas posibles para definir y almacenar una curva

10 Se le asigna el nombre 'X1' a la distancia del PI de la curva 3 al punto 2, calculándose como la mitad de la distancia entre el punto 4 y el PI de la curva 3, y se almacena en la Tabla de Distancias. El valor de la distancia debe imprimirse.

11 Se calculan las coordenadas del punto 2, usando la distancia 'X1' y la dirección calculada entre dos puntos almacenados, y se almacenan en la Tabla de Puntos.

12 Se calculan las coordenadas del punto 7, intersectando una recta y un curso, y se almacenan en la Tabla de Puntos

13 Se define la Parcela 'LOT/18' como una serie de objetos almacenados y se almacena en la Tabla de Cadenas

14 Se piden las distancias entre puntos almacenados.

15 Se pide el valor de un ángulo, definido por puntos almacenados.

16 Se pide un reporte completo, describiendo todos los valores asociados con los objetos almacenados que definen el LOT/18 Se deben imprimir las coordenadas de los puntos enteros y puntos de curva, elementos de la curva, longitud y dirección de todos los lados, area, etc

17 Se especifica el final de la corrida

```
$ JOB INSTALLATION SETTING, FILE SUPPLIED.
$ DEFINING SETTINGS WILL BE USED.

                    ICES COLD I - GEOMETRIC PROCESSOR
                    CIVIL ENGINEERING SYSTEMS LABORATORY
                    DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
                    MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY
                    CAMBRIDGE, MASSACHUSETTS
                    JUNE 1968
                    MOD 1

$ EXAMPLE 1
*
$ APTA LOT/18 FRACCIONAMIENTO LOS JARDINES
*
IT SYSTEM NE,BEARINGS
STORE POINT 4 N 539284.175 E 172359.243
LOCATE POINT 8 FROM POINT 4 DISTANCE 561.74 BEARING N 45 15 20 E
STORE CURVE 3, PB AT 8, DB 8 TO 4 N 75 30, TL 660., R 1300., PA AT 4.
STORE DISTANCE 'X1', PI 3 TO 4 DIVIDED BY 2.0, PRINT
        DISTANCE X1      175.997
LOCATE 2 FROM PI 3, DIST 'X1' AZ PI 3 TO 4
LOCATE 7 INTERSECT COURSE 4 TO 8 WITH LINE THRU 2 AT AZ 2 TO 4 P 47
STORE PARCEL 'LOT/18' 7,3,CURVE 3, 2, 7
PRINT DISTANCE 4 TO 7, 4 TO 2
        DISTANCE FROM      4 TO      7      284.529
        DISTANCE FROM      4 TO      2      375.997
PRINT ANGLE AT 4 FROM 8 TO PT 3
        ANGLE AT      4 FROM      8 TO PT      3      5R 10 48.57
DESCRIBE PARCEL 'LOT/18'
```

DESCRIPTION OF CHAIN LOT/18

CHAIN ELEMENTS

COURSE	FROM	7 TO	8	LENGTH	276.811	BEARING	N 43 15 20.00 E
COURSE	FROM	8 TO PC	3	LENGTH	426.231	BEARING	S 30 14 40.00 E

CURVE 3 TYPE C CURVE ELEMENTS

RADIUS	100.000	DEGREE	57 17 44.81
LENGTH	233.316	DELTA	133 40 48.57
TANGENT	233.769	BACK	S 30 14 40.00 E
XTERNAL	154.26	AHEAD	N 76 33 51.43 W
LONG CHORD	183.882		
MID. ORD.	60.670		

COURSE	FROM PT	3 TO	2	LENGTH	142.228	BEARING	N 76 33 51.43 W
COURSE	FROM	2 TO	7	LENGTH	331.04	BEARING	N 29 33 51.43 W

CHAIN POINTS

POINT	7	N	539484.750	E	172561.615	S	**********	Z	**********
POINT	8	N	539679.610	E	172758.221	S	**********	Z	**********

CURVE 3 TYPE C CURVE POINTS

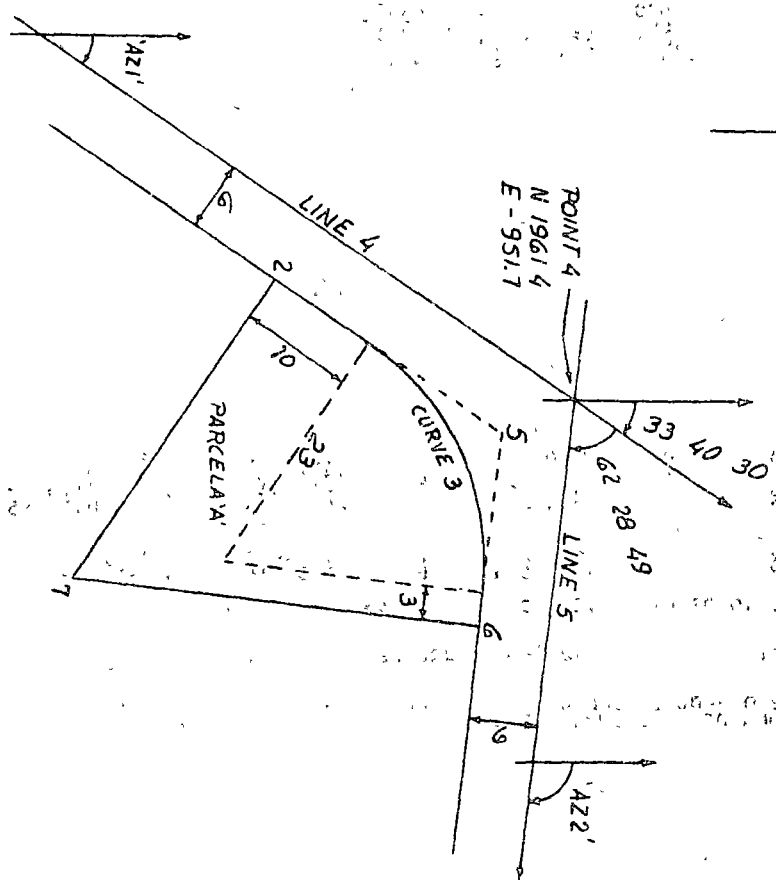
POINT CC	3	N	539261.026	E	172886.521	S	**********	Z	**********
POINT PC	3	N	539311.395	E	172972.909	S	0+ 0.0	Z	**********
POINT PT	3	N	539163.763	E	172863.285	S	2+33.316	Z	**********
POINT PI	3	N	539109.446	E	173090.656	S	2+33.769	Z	**********
POINT	2	N	539196.810	E	172724.950	S	**********	Z	**********
POINT	7	N	539484.750	E	172561.615	S	**********	Z	**********

AREA SEGMENT FROM PC TO PT ON CURVE 3 8049.763 SQUARE FEET

TOTAL AREA OF LIST 122242.695 SQUARE FEET 2.806 ACRES

FINISH

THE ABOVE COGO PROBLEM INCLUDED 0 ERRORS WHICH REQUIRED COMMAND ABORT.
OF THESE COMMANDS 0 INVOLVED ATTEMPTS TO RETRIEVE UNSTORED OBJECTS.

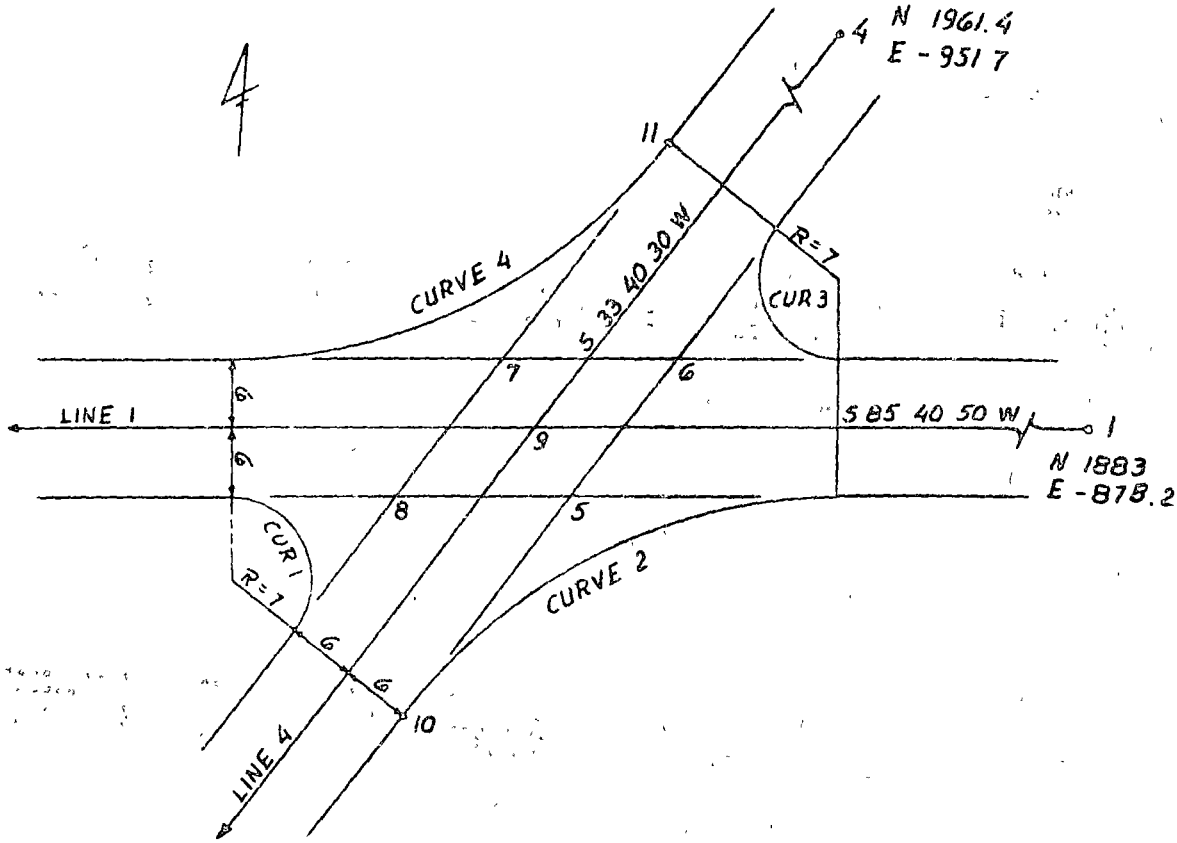


6-2 Area Parcel A

```
1965 COGO I - GEOMETRIC PROCESSOR
CIVIL ENGINEERING SYSTEMS LABORATORY
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY
CAMBRIDGE MASSACHUSETTS
JUNE 1968     MOD 1

$ EJEMPLO 2
$
$  AREA PARCELA A
$
$ PROGRAMO ING. GUALTERIO LUTHE GARCIA
$
STORE POINT 4 N 1961.4 E -951.7
D      AZIMUTH 'AZ1' 33 40 30
D      AZIMUTH 'AZ2' 'AZ1' PLUS 62 28 49
D      LINE 4 THRU 4 AT 'AZ1'
D      LINE 5 THRU 4 AT 'AZ2'
LOCATE 5, INTERSECT LINE 4, OFFSET PLUS 6 WITH LINE 5, OFFSET PLUS 6
STORE CURVE 3 PI AT 5, DB 'AZ1',RADIUS 23, DA 'AZ2'
LOCATE 2 FROM PC 3 , MINUS 10 'AZ1'
D       6       PT 3 ,          3 'AZ2'
D       7 INTERSECT LINE THRU 2 AT 'AZ1' PLUS 90 WITH LINE THRU 6 AT 'AZ2'   -
          PLUS 90
STORE PARCEL 'A' 7,2,CURVE 3,6,7
DESCRIBE PARCEL 'A'
```

```
DESCRIPTION OF CHAIN A

              CHAIN ELEMENTS

 COURSE       FROM      7 TO      2        LENGTH     31.593        BEARING  N 56 19 30.00 W
 COURSE       FROM      2 TO PC   3        LENGTH     10.000        BEARING  N 33 40 30.00 E

 CURVE   3    TYPE C        CURVE ELEMENTS

      RADIUS            23.000  DEGREE 249  6 43.51
      LENGTH            25.081  DELTA   62 28 49.00
      TANGENT           13.951  BACK  N 33 40 30.00 E
      EXTERNAL           3.901  AHEAD S 83 50 41.00 E
      LONG CHORD        23.857
      MID. ORD.          3.336

 COURSE       FROM PT   3 TO      6        LENGTH      3.000        BEARING  S 83 50 41.00 E
 COURSE       FROM      6 TO      7        LENGTH     35.839        BEARING  S  6  9 19.00 W


              CHAIN POINTS

      POINT       7        N      1917.595      E      -935.714      S ************      Z ************
      POINT       2        N      1935.117      E      -962.005      S ************      Z ************


 CURVE   3    TYPE C        CURVE POINTS

      POINT CC    3        N      1930.681      E      -937.320      S ************      Z ************
      POINT PC    3        N      1943.434      E      -959.461      S      0+ 0.0       Z ************
      POINT PT    3        N      1953.548      E      -934.854      S      0+25.081     Z ************
      POINT PI    3        N      1955.046      E      -948.725      S      0+13.951     Z ************

      POINT1      6        N      1953.227      E      -931.871      S ************      Z ************
      POINT       7        N      1917.595      E      -935.714      S ************      Z ************
AREA SEGMENT FROM PC TO PT ON CURVE   3          53.861 SQUARE FEET

 TOTAL AREA OF LIST            649.656 SQUARE FEET       0.015 ACRES
FINISH
     THE ABOVE COGO PROBLEM INCLUDED     0 ERRORS WHICH REQUIRED COMMAND ABORT.
     OF THESE COMMANDS     0 INVOLVED ATTEMPTS TO RETRIEVE UNSTORED OBJECTS.
```

6-3 Intersección de Calles




```
COGO
WARNING.  NO INSTALLATION SETTING FILE SUPPLIED.
RELEASED SETTINGS WILL BE USED.

          ICES COGO I - GEOMETRIC PROCESSOR
      CIVIL ENGINEERING SYSTEMS LABORATORY
          DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
   MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY
          CAMBRIDGE MASSACHUSETTS
              JUNE 1968          MOD I

$ EJEMPLO 3
$
$ INTERSECCION DE CALLES
$
$ PROGRAMO ING. GUALTERIO LUTHE GARCIA
$
STORE POINT 4 N 1961.4 E -951.7
D     POINT 1 N 1883   E -878.2
D     LINE  1 THRU 1 AT S 85 40 50 W
D     LINE  4 THRU 4 AT S 33 40 30 W
LOCATE POINT 9 INTERSECT LINE 1 WITH LINE 4
D            8 INT        LINE 1 OFFSET MINUS 6 WITH LINE 4 OFFSET PLUS 6
D            5 INT        LINE 1 OFF    M    6      LINE 4 OFF    M    6
D            6 INT        LINE 1 OFF    P    6      LINE 4 OFF    M    6
D            7 INT        LINE 1 OFF    P    6      LINE 4 OFF    P    6
STORE CURVE 1 PI AT 8, DB N 85 40 50 E, RADIUS 7, DA S 33 40 30 W
D     CURVE 3 PI AT 6, DB S 85 40 50 W, RADIUS 7, DA N 33 40 30 E
LOCATE       10 PROJECT PT 1 ON LINE 4 OFFSET MINUS 6
D            11 PROJECT PT 3 ON LINE 4 OFFSET P    6
STORE CURVE 2 PI AT 5 DB N 33 40 30 E, TAN 10 TO 5, DA N 85 40 50 E
D     CURVE 4 PI AT 7 DB S 33 40 30 W, TAN 11 TO 7, DA S 85 40 50 W
D     ALIGN 'GA' CURVE 1, CURVE 2, CURVE 3, CURVE 4
PRINT CURVES 1 TO 4
```

```
CURVE    1     TYPE C        CURVE ELEMENTS

     RADIUS              7.000  DEGREE 818 30 40.09
     LENGTH             15.637  DELTA  127 59 40.00
     TANGENT            14.350  BACK   N 85 40 50.00 W
     EXTERNAL            8.967  AHEAD  S 33 40 30.00 W
     LONG CHORD         12.583
     MID. ORD.           3.931

CURVE    1     TYPE C        CURVE POINTS

     POINT CC    1        N      1858.029      E     -1036.196      S ********          Z ********
     POINT PC    1        N      1865.009      E     -1036.724      S     0+ 0.0        Z ******
     POINT PT    1        N      1854.144      E     -1030.371      S     0+15.637      Z
     POINT PI    1        N      1846.090      E     -1022.413      S     0+14.350      Z        **
```

```
CURVE    2     TYPE C        CURVE ELEMENTS

     RADIUS             48.635  DEGREE 117 48 25.58
     LENGTH             44.145  DELTA   52  0 20.00
     TANGENT            23.724  BACK   N 33 40 30.00 E
     EXTERNAL            5.478  AHEAD  N 85 40 50.00 E
     LONG CHORD         42.645
     MID. ORD.           4.923

CURVE    2     TYPE C        CURVE POINTS

     POINT CC    2        N      1820.527      E      -979.910      S ************      Z
     POINT PC    2        N      1847.404      E     -1020.384      S     0+ 0.0        Z
     POINT PT    2        N      1839.024      E      -983.573      S     0+44.145      Z
     POINT PI    2        N      1867.237      E     -1007.230      S     0+23.724      Z
```

```
CURVE    3     TYPE C        CURVE ELEMENTS

     RADIUS              7.000  DEGREE 818 30 40.09
     LENGTH             15.637  DELTA  127 59 40.00
     TANGENT            14.350  BACK   S 85 40 50.00 W
     EXTERNAL            8.967  AHEAD  N 33 40 30.00 E
     LONG CHORD         12.583
     MID. ORD.           3.931

CURVE    3     TYPE C        CURVE POINTS

     POINT CC    3        N      1887.970      E      -985.004      S ************      Z
     POINT PC    3        N      1880.990      E      -984.477      S     0+ 0.0        Z
     POINT PT    3        N      1891.851      E      -990.830      S     0+15.637      Z
     POINT PI    3        N      1979.909      E      -998.787      S     0+14.350      Z
```

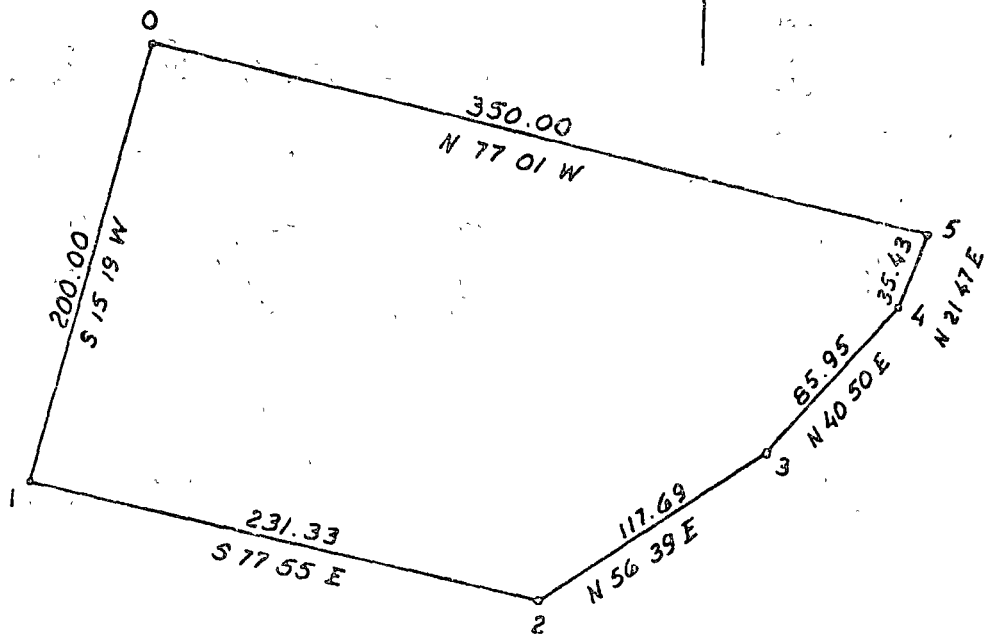
```
CURVE    4     TYPE C        CURVE ELEMENTS

     RADIUS             48.635  DEGREE 117 48 25.58
     LENGTH             44.145  DELTA   52  0 20.00
     TANGENT            23.724  BACK   S 33 40 30.00 W
     EXTERNAL            5.478  AHEAD  S 85 40 50.00 W
     LONG CHORD         42.645
     MID. ORD.           4.923

CURVE    4     TYPE C        CURVE POINTS

     POINT CC    4        N      1925.472      E     -1041.290      S ************      Z ************
     POINT PC    4        N      1898.505      E     -1000.816      S     0+ 0.0        Z ************
     POINT PT    4        N      1876.975      E     -1037.627      S     0+44.145      Z ************
     POINT PI    4        N      1878.762      E     -1013.970      S     0+23.724      Z ************
```

```
FINISH
     THE ABOVE COGO PROBLEM INCLUDED     0 ERRORS WHICH REQUIRED COMMAND ABORT.
     OF THESE COMMANDS     0 INVOLVED ATTEMPTS TO RETRIEVE UNSTORED OBJECTS.
```

Nota - datos no compensados

6-4 Poligonal Cerrada

4




```
COGO
WARNING.  NO INSTALLATION SETTING FILE SUPPLIED.
RELEASED SETTINGS WILL BE USED.

          ICES COGO I - GEOMETRIC PROCESSOR
       CIVIL ENGINEERING SYSTEMS LABORATORY
          DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
     MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY
            CAMBRIDGE MASSACHUSETTS
                JUNE 1968     MOD I

$ EJEMPLO 4
$
$ POLIGONAL CERRADA (CLOSED TRAVERSE)
$
$ PROGRAMO ING. GUALTERIO LUTHE GARCIA
$
SET SYSTEM XY,BEA
STORE 0  0  0
TRAVERSE 'T1'
ADJUST BY TRANSIT
CLOSURE ONE PART IN 2000,PER ANGLE 60 SECONDS
COURSE 0 TO 1  200.00  S 15 19 W
D      1 TO 2  231.33  S 77 55 E
D      2 TO 3  117.69  N 56 39 E
D      3 TO 4   85.95  N 40 50 E
D      4 TO 5   35.43  N 21 47 E
D      5 TO 0  350.00  N 77 01 W
END OF TRAVERSE,REPORT,SKETCH
```

CLOSED TRAVERSE

CLOSURE REPORT - PLANIMETRIC

ERROR IN X 0.021 TOTAL ERROR 0.060 PERIMETER 1020.40
ERROR IN Y 0.056 CLOSURE RATIO 16947.50 FIXED PERIM 0.0
DIRECTION OF CLOSING LINE S 20 46 48.43 W TOTAL PERIM 1020.40

TRANSIT RULE ADJUSTMENT

CORRECTION TABLES

		UNADJUSTED	CORRECTION	ADJUSTED VALUE
DISTANCE TABLE				
DISTANCE	0 TO 1	200.000	-0.020	199.98
DISTANCE	1 TO 2	231.33	-0.004	231.334
DISTANCE	2 TO 3	117.69	0.006	117.696
DISTANCE	3 TO 4	85.95	0.006	85.956
DISTANCE	4 TO 5	35.43	-0.003	35.433
DISTANCE	5 TO 0	350.000	-0.005	349.995

BEARING TABLE

BEARING BACK			N	0	0	0.00	E						
BEARING	0 TO	1	S	45	19	0.00	W	0	4.52	S	15	19	4.52 W
BEARING	1 TO	2		77	55	0.00	E	0	5.44	S	77	55	5.44 E
BEARING	2 TO	3	N	56	39	0.00	E	0	8.14	N	56	38	51.86 E
BEARING	3 TO	4	N	0	50	0.00	E	0	8.77	N	40	49	51.23 E
BEARING	4 TO	5	N	23	47	0.00	E	0	6.11	N	21	46	53.89 E
BEARING	5 TO	0	N	77	1	0.00	W	0	5.81	N	77	0	54.19 W
BEARING AHEAD			N	0	0	0.00	E						

ANGLE TABLE (CLOCKWISE ANGLES)

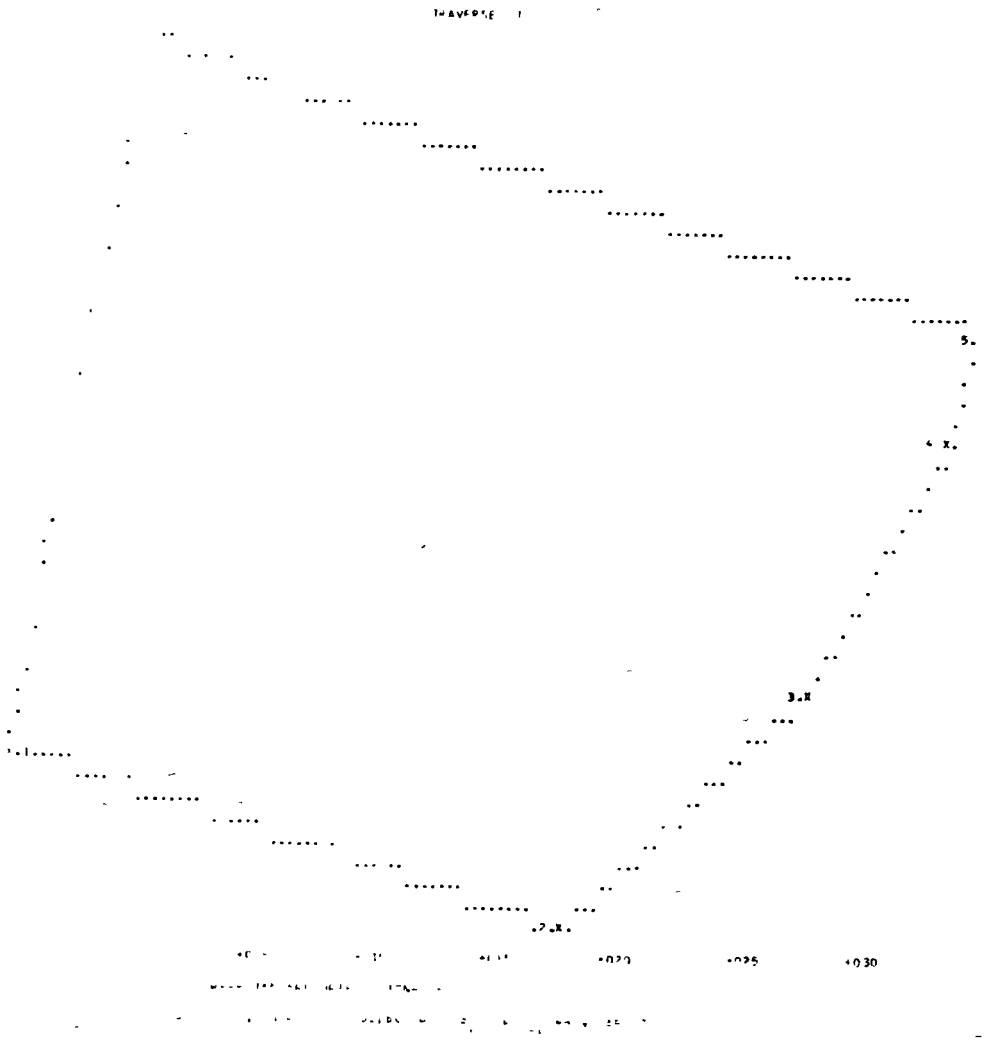
ANGLE AT	0 TO	1	195	19	0.00	0	4.52	195	19	4.5.
ANGLE AT	1 TO	2	86	46	0.00	0	9.95	86	45	50.05
ANGLE AT	2 TO	3	134	34	0.00	0	2.70	134	33	57.2
ANGLE AT	3 TO	4	164	11	0.00	0	0.63	164	10	59.37
ANGLE AT	4 TO	5	160	57	0.00	0	2.66	160	57	2.66
ANGLE AT	5 TO	0	81	12	0.00	0	11.92	81	12	11.92
ANGLE AHEAD			257	1	0.00	0	5.81	257	0	54.19

LATITUDE AND DEPARTURE TABLE

POINT	0 TO 1	LAT	-192.896	0.021	-192.875
		DEP	-52.831	-0.001	-52.83
POINT	1 TO 2	LAT	-48.435	0.005	-48.420
		DEP	226.205	0.005	226.21
POINT	2 TO 3	LAT	64.700	0.007	64.707
		DEP	98.31	-0.002	98.312
POINT	3 TO 4	LAT	65.031	0.007	65.038
		DEP	56.199	-0.001	56.201
POINT	4 TO 5	LAT	32.900	-0.004	32.904
		DEP	13.148	-0.000	13.148
POINT	5 TO 0	LAT	78.634	0.013	78.647
		DEP	-341.052	0.012	-341.041

POINT TABLE

POINT	0	Y COORD.	0.0	0.0	0.0
		Y COORD.	0.0	0.0	0.0
POINT	1	X COORD.	-52.831	-0.001	-52.83
		Y COORD.	-192.896	0.021	-192.875
POINT	2	X COORD.	173.374	0.006	173.38
		Y COORD.	-241.321	0.026	-241.295
POINT	3	X COORD.	271.684	0.008	271.692
		Y COORD.	-176.621	0.033	-176.588
POINT	4	X COORD.	327.883	0.009	327.892
		Y COORD.	-111.590	0.04	-111.550
POINT	5	X COORD.	341.031	0.01	341.041
		Y COORD.	-78.69	0.043	-78.647
POINT	0	X COORD.	-0.021	0.021	0.0
		Y COORD.	-0.056	0.056	0.0



BIBLIOGRAFIA

BASIC PROGRAMMING
Paul W Murrill and Cecil W. Smith

NOTAS SOBRE EL SISTEMA
INTEGRADO DE INGENIERIA CIVIL
Dr. Rodolfo Luthe G.

ENGINEERS' GUIDE TO ICES COGO I
Massachusetts Institute of Technology

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

XV CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL DE LA
S A H O P

RECURSOS Y NECESIDADES DE MEXICO

ING. RAUL SALINAS DE GORTARI
NOVIEMBRE, 1977

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

C A P I T U L O I

Deseamos manifestar nuestro agradecimiento al señor Roby, Director de la División Transporte Economía del VBureau Central D'Estudes pour l'Equipmen D'Outre Mer (BCEOM), quien amablemente aceptó dirigir nuestro trabajo. Su valiosa orientación y consejo nos fueron de gran utilidad, tanto en la reflexión como en la realización material de ésta tesis.

Así mismo agradecemos a las siguientes personas su interés, reflexiones y comentarios, acerca de nuestro trabajo.

SEÑORES:

CHERVEL	Director Adjunto de las SEDES
BATHANY	Economista del Ministére de la Coopération.
TOUBAS	Ingeniero del BCEOM
JONEAUX	Subjefe del Servicio de Cooperación Técnica del Ministere de 1. Equipment.
PROU	Director del CEPE
BOURRIERS	Director del BCEOM.

De la misma forma manifestamos nuestro agradecimiento por su activa cooperación, a la Señora Espinasse del Servicio de documentación de la Organización Internacional del Trabajo; a la Sra. Ormieres y al servicio de Documentación del BCEOM así como al grupo de secretarias del BCEOM cuya amabilidad y esfuerzo hicieron posible este trabajo.

Sentimos por último, la necesidad de constatar que toda la responsabilidad de lo expuesto en este estudio es nuestra.

INDICE GENERAL

3a. Parte.- Estudio de costos de construcción de la carretera Blitta-Sokodé (Togo).

CONCLUSION

BIBLIOGRAFIA.

INTRODUCCION

Aunque para L'Ecole de Ponsts et Chaussés, el tema de esta tesis es poco común, la decisión de estudiarlo, se basó en su temática de gran actualidad, que logró despertar nuestro interés por los problemas cuyo impacto ha venido observándose, paulatinamente, con mayor claridad, en los países subdesarrollados.

Nuestra experiencia en el campo de la construcción no es muy amplia; por una parte proviene de una empresa mexicana de la construcción, donde uno de nosotros trabajó algunos años, y por la otra de unas prácticas que otro de nosotros realizó como ingeniero de la cooperación Francesa en Africa.

Esta experiencia nos indujo a plantearnos una serie de preguntas que nos llevaron a reflexionar, más ampliamente, sobre los problemas de la construcción en las áreas subdesarrolladas y los fenómenos más generales y complejos inherentes a dichas áreas.

Nuestra reflexión se inicia al comprobar que, en la mayor parte de las obras que se realizan en Africa y América Latina se emplean técnicas de construcción modernas, importadas de EE. UU. o de Framcia donde la utilización de maquinaria es notable, ocasionando esto que el renglón de importaciones de los países subdesarrollados de ambos continentes, sea bastante significativo.

En el caso de Africa y América Latina, esto significa la utilización de los servicios de empresas y personal extranjero, siendo común ver que el 60% de la inversión sale del país en forma de divisas, y que solo de un 10 a un 15% de ésta, queda en forma de salarios para los trabajadores nacionales. Esta situación es menos aguda en América Latina pero parece evidente que la importación de técnicas cada vez más modernas tiende a aumentar.

Por otro lado, son del conocimiento general, los dramáticos problemas a - que se enfrentan los países del Tercer Mundo; miseria y desempleo crecientes, una balanza de pagos cada vez más deficitaria y , un choque que producen los contrastes existentes, dentro de éstos países, entre el sector moderno y el resto del país, formado en un alto porcentaje, por campesinos. Frente a esta situación, el ver trabajar gigantescas máquinas (bulldozer, motoconformadoras, etc.) a unos cuantos metros de pequeños poblados donde las mercancías son transportadas sobre la cabeza, ha reafirmado tanto nuestra inconformidad como nuestro interés, por buscar soluciones = más favorables para tan deplorable situación.

La primera pregunta que ha surgido, es en qué medida el empleo de técnicas modernas es justificable teniendo como antecedente que un buen número de - países han evitado el empleo de este tipo de tecnología y construído presas, canales, caminos a mano. (China, Kenya, India, Paquistán, Marruecos, - Corea del Norte y Sur, Nigeria, y actualmente México.) La pregunta fué -- formulada en términos de cuándo y cómo pueden sustituírle las máquinas por --- mano de obra; cómo era posible utilizar el máximo de manos, y obteniendo resultados satisfactorios, sustituir una técnica moderna por una más manual.

Al plantear ésta disyuntiva, las respuestas son a menudo poco favorables "No es moderno es anticuado", "Eso cuesta demasiado dinero". "No hay tanta gente disponible". "La mano de obra no está calificada" "Los países pobres tienen interés en construir sus caminos más rápidamente posible"; "Ya no somos salvajes" .

Este tipo de respuestas contiene prejuicios importantes. Inherentes a ellas se encuentran la noción de rentabilidad de una empresa o bien ideas de calidad exigida correspondientes a las normas de calidad imperantes en los pa

Sabemos que no somos los primeros en inquietarse y formularse preguntas sobre estos hechos, pero en general las reflexiones al respecto han permanecido aisladas, siendo las fuentes de información escasas o difíciles de encontrar, pese a ello, decidimos estudiar el problema con entusiasmo tratando de llegar a sus raíces.

Nos hemos esforzado en analizar los conceptos arriba mencionados, y observar hasta que punto son justificables para lo cual, estableceremos primero la diferencia entre rentabilidad privada y rentabilidad social.

En la actualidad los grandes organismos de ayuda internacional, otorgan su financiamiento a proyectos "evaluados".

Para ello calculan la rentabilidad social, y parecen responder a una de nuestras interrogantes, por lo cual, hemos dedicado una parte importante del trabajo a estudiar los "métodos" de evaluación de proyectos pues constituyen la herramienta esencial en la selección de proyectos, por lo tanto en el desarrollo del país.

Al estudiarlo percibimos que admitían como una hipótesis no enunciada, un cierto tipo de desarrollo. Hemos tratado de analizar y criticar estos métodos tratando de hacer surgir esta decisión implícita.

El concepto evaluación, contiene el concepto valor, y por esto antes de evaluar un proyecto es indispensable determinar cuales son los valores, o sean los criterios en función de los cuales serán juzgados los problemas. Estos criterios en función giran alrededor de un objetivo fundamental; la lucha contra el sub-desarrollo.

He aquí el porqué de que no sea imprescindible definir qué es el sub-desarrollo

Evidentemente, no pretendemos analizar los problemas del sub-desarrollo, en unas cuantas páginas, lo que nos parece interesante es estudiar el sub-desarrollo a través de la tecnología; demostrar tratando de aflorar los mecanismos del sub-desarrollo, como la selección de una técnica, por ejemplo, de capital intensivo o de mano de obra intensiva, juega un papel importante sobre dichos mecanismos. Estas reflexiones representan una buena parte de la tesis.

En el capítulo I reunimos ideas que nos parece indispensable analizar para tener una visión más o menos clara del subdesarrollo. Abordamos rápidamente el problema, analizando las relaciones entre países ricos y pobres, para de ahí pasar al estudio de los procesos internos que caracterizan a los países sub-desarrollados: El dualismo de la sociedad y sus consecuencias sobre el empleo (éxodo rural, desocupación etc.)

En el capítulo II estudiamos, a la luz de estas ideas, los métodos de evaluación de proyectos más comunmente utilizados: los métodos anglo-sajones de "precios sombra", y el método francés de los "efectos". Dentro de este capítulo hemos tratado de mostrar los lazos que existen entre el método de evaluación utilizado y el tipo de desarrollo escogido.

El capítulo III está dedicado a la selección de tecnología y sus consecuencias sobre el sub-desarrollo.

Una vez hecha la reflexión de orden general sobre el problema, cuya comprensión requiere la lectura del capítulo I abordamos el caso de la construcción de carreteras.

Basándonos en las fuentes de información más importantes relacionadas con la

utilización de mano de obra intensiva en construcción de carreteras, estudiamos los límites dentro de los cuales puede ser construída una carretera a "mano", tratando de situar el problema a nivel regional, comparamos los efectos de distintas técnicas de construcción (utilizando más o menos equipo y mano de obra).

La definición de cada una de estas técnicas de construcción está limitada por la particularidad de cada caso práctico.
Cada país tiene estructuras sociales, técnicas tradicionales y problemas económicos diferentes.

Además no buscamos de manera alguna el remedio milagroso que resuelve el problema del sub-desarrollo simplemente, hemos tratado de mostrar que, en cada caso, es necesario preguntarse qué tipo de tecnología es la más adecuada dada la realidad local y que la solución óptima no es necesariamente la más moderna.

En el capítulo IV analizamos con mayor detalle el problema de la evaluación de proyectos de construcción de carreteras, tratando de ilustrar nuestras ideas con dos ejemplos concretos: Un primer caso situado en un cotexto regional definido, donde se desea incrementar el ritmo de desarrollo rural, Costa de Marfil (explotación de algodón); Un segundo caso donde analizamos el proyecto de mejoramiento de la carretera central de Togo (BlittaSokode), presentando un estudio con análisis de costos que nos permite poner en relieve las consecuencias directamente económicas de la utilización de una tecnología moderna.

En la parte final de la tésis hemos incluído la bibliografía reunida con el fin de facilitar la investigación a quienes deseen profundizar sobre el tema.

C A P I T U L O I

1a. Parte.- El País sub-desarrollado y sus relaciones con los países -- desarrollados.

1.- Presentación General

2.- América Latina

3.- Africa

4.- Conclusión

2a. Parte.- El País Sub-desarrollado y sus desequilibrios internos

1.- Datos estadísticos del problema

1.1 La demografía

1.2 Estructura y perspectiva del empleo

1.3 La repartición del ingreso

1.4 La desocupación

1.5 La urbanización.- El desempleo urbano

2.- El Desarrollo y el empleo

2.1 El desequilibrio estructural

2.2 Porqué las gentes se van a "la ciudad"

a) Crecimiento de la población rural

b) Diferencia entre ingreso urbano e ingreso rural

c) Los efectos de la educación

d) Otros factores

3.- La coherencia del sistema

Anexos:

1.- Recapitulación, por país, de las estimaciones del subempleo rural.

2.- Ritmo del subempleo temporal, rural en Africa.

El País subdesarrollado y sus Relaciones con los Países desarrollados.

1.- Presentación General.

Exceptuándose unos cuantos casos que podríamos llamar marginales (tribus -- primitivas aisladas), podemos decir que a fines del siglo XVII, la diferencia en el desarrollo de los países de los diferentes continentes era en promedio bastante débil.

Es Europa Occidental, la que al beneficiarse de los descubrimientos chinos - y árabes en navegación y astronomía podrá lanzarse a través de los océanos - y, gracias a su avance en el dominio de las armas de fuego, a la conquista - de otros continentes. Desde este momento los conquistadores empezarán a enriquecerse gracias al descubrimiento de grandes yacimientos de minerales pre-- ciosos , y a la exhorbitante explotación que de ellos hace, apoyándose en terribles genocidios llevados a cabo contra los aborígenes de los lugares conquistados (en el año 1500 la América Central y del Sur contaba aproximadamente con 80 ó 100 millones de habitantes indígenas, en 1605 no quedaban sino unos 10 millones de habitantes.) 1/

Muy rápidamente, la explotación minera se vería acompañada por la explotación de productos de cultivo tropical destinados a los mercados Europeos. Fundamentalmente el azúcar, de las Antillas y de las costas de Venezuela y Brasil, en segundo lugar el cacao, el café y las pieles de la región del Río de la Plata sin que esto significara que, la minería dejara de constituir el renglón - más importante de explotación, sobre todo en México.

1/ Reporte de la Escuela de Berkley citado en P. Bairoch "Le Tiers Monde dans l'impasse" p. 11

Para poder satisfacer la demanda urgente de mano de obra que se requería, los países europeos reorientaron las estructuras socio-económicas de las colonias militarmente sometidas, ya fuera adaptando y forzando las comunidades indígenas locales, o bien importando esclavos del Africa, (contribuyendo ambas alternativas a que los dos continentes Africa y América sufrieran una importante perturbación).

A esta primera gran perturbación seguirá una segunda en el siglo XIX cuya protagonista, la revolución industrial, tendrá como principal embajadora a la Inglaterra vencedora de la Batalla de Trafalgar, y portadora del liberanismo económico. El fortalecimiento de la hegemonía inglesa permitió en mayor o menor grado que tomase el relevo de España y Portugal, en materia económica, después de la Independencia de América Latina. 2/

En este momento, la Europa de la revolución industrial se encuentra ávida de productos tropicales y se ha transformado en una potencia económica en busca de nuevos mercados, de nuevos clientes para sus productos en algunos casos excedentarios. Es pues, gracias en buena parte, a la existencia de estos bastos continentes, primero militar y ahora económicamente sometidos, que las nuevas potencias económicas lograrán continuar su crecimiento.

Esta nueva conquista no se hizo con medios puramente económicos, la presión y la fuerza política y militar jugaron un papel muy importante, si no decisivo.

2/" Historia contemporánea de América Latina." Tulio Halperil Donghi. Alianza 1973, editorial.

Tomemos el ejemplo de la primera potencia surgida de la revolución industrial europea; La Gran Bretaña.

"En 1813, los productos hindúes de algodón y de seda eran de 50 a 60% más baratos que los productos ingleses; por lo que durante largo tiempo se les impuso un derecho de importación en Inglaterra, particularmente en 1700 - y 1720. Al mismo tiempo que Inglaterra seguía una política proteccionalista al extremo, imponía la India mediante la East Indian Company, una política de intercambio libre (más tarde también haría algo parecido en China- con las guerras del Opio).

En el momento en que los productos hindúes de seda pagaban 20% de derechos por entrar en Gran Bretaña, los productos de seda Británicos no pagaban - más que 3.5% por entrar en la India.

No es sino hasta 1830, al consolidarse la superioridad de la industria textil inglesa que los industriales británicos pudieron darse el lujo de propagar el libre intercambio a escala mundial; comenzando por la misma Gran-Bretaña.

De 1815 a 1850, las telas de algodón británicas conquistan la India. El -- artesano hindú sucumbe ante esta competencia en el mercado.
El círculo vicioso se cierra cuando en 1833, Inglaterra decide desarrollar a gran escala, en la India, la producción de materias primas agrícolas, sobre todo la plantación del algodón.

Un pueblo que anteriormente exportaba telas de algodón al mundo entero, no exporta ahora más que algodón que será procesado y transformado en Gran Bretaña, posteriormente reexportado hacia la India en forma de telas 3/

3/ E. Mandel: Traité d'economie marxiste. Tomo 3

Este ejemplo ilustra de manera clara las modificaciones estructurales provocadas por la colonialización, y el impacto de la misma sobre las relaciones económicas entre los diferentes países.

Al cabo de los años, estas nuevas relaciones se consolidarán en un nuevo sistema mundial en el que los dos polos que equilibran su proceso y desarrollo quedarán claramente reconocidos.

Adoptando la terminología usualmente aplicada en la actualidad, podemos decir que la expansión Europea del siglo XIX provocó el surgimiento de dos sistemas: El sistema capitalista central, ("el centro"), formado por los países de Europa Occidental a los que más tarde se unirían, entre otros, los Estados Unidos y el Japón-Países Industriales, avanzados, desarrollados, centros"; y el sistema capitalista periférico(La periferia) sub-desarrollados, atrasados, pobres, periféricos y dependientes 4/

Veamos ahora cual es la herencia de la colonización en los países periféricos.

1.1 Estructura de la producción agrícola.

Resulta inútil insistir sobre este punto; recordemos solamente que los países periféricos pasaron del cultivo de autosuficiencia, a la monoproducción intensiva destinada a la exportación. Monoproducción, como la del café, cacao, cacahuate, algodón, azúcar, caucho, tabaco.....

1.2 La Explotación Minera.

Durante el período colonial en América Latina, la explotación minera se limitó a la extracción intensiva de metales preciosos (oro, y plata, en Brasil se encontraron minas de diamantes) lo que explica el interés de las potencias europeas sobre este lugar. Africa participó en este proceso como a

4/ Oswald Sunkel: "Capitalismo Trasnacional y desintegración Nacional en América Latina". Nueva Visión, 1972

portadorá de la mano de obra (trata de esclavos) que no podía ser cubierta por los indígenas del lugar.

Las regiones mineras de América Latina, se vieron favorecidas, por los intereses europeos, lo que provocó un exagerado desarrollo en estas zonas -- que más tarde serían dejadas y se sumirían en un profundo abandono y atraso.

La explotación minera en Africa se desarrollará más tarde durante la época de la "revolución industrial" de la post-guerra (lo que podría quizá explicar el "retraso" del Africa negra con respecto de América Latina) aunque - ya antes se habían encontrado diamantes y se habían extraído maderas finas.

1.3 Producción de Manufacturas.

La acumulación de capital mediante la explotación de la riqueza de las colonias contribuye al progreso técnico de los países dominadores, tendrá como consecuencia un aumento de la mecanización.

Ello permitirá a la industria europea disminuir sus costos de producción de artículos manufacturados, proporcionándole una ventaja considerable sobre - los mercados extranjeros. Esto sin una protección aduanera suficiente (in-- dispensable además dado el dominio del centro sobre la periferia), se ve--- rán imposibilitados para desarrollar una producción nacional capaz de competir con los productos importados, dado que estos dominarán el mercado interno.

Los bienes fabricados anteriormente en el país, incluso de consumo popular en muchos casos , serán reemplazados por la creciente producción de la metrópoli, provocando esto la desaparición del artesanado local -- (lo que vuelve a producirse actualmente cuando la economía "centro" retoma fuerza y avanza sobre nuevos sectores de la economía periférica), como en el ejemplo citado de la India.

En cuanto a los nuevos bienes del mercado, la casi totalidad serán producidos e introducidos por las metrópolis es decir empieza la época de las grandes importaciones y los esfuerzos desesperados por impedir un déficit comercial siempre creciente.

1.4 Creación de nuevas Infraestructuras.

Las infraestructuras de transportes fueron evidentemente creadas para favorecer la explotación colonial, basada en la exportación de monocultivos y de minerales, y la importación de bienes manufacturados: De ahí que se observe una hipertrofia de puertos, ferrocarriles, caminos, creados con el fin exclusivamente de facilitar la extracción de materia prima de los países dominados. En India por ejemplo, la primera línea de ferrocarril fué abierta en 1853, en 1960 se explotaban 1,400 km.; en 1900 eran ya -- 40,000 km.

En este mismo año en Africa del Norte se explotaban 4,000 km. y 60,000 km en Latinoamérica. Todas estas redes de comunicación están evidentemente, dirigidas hacia los puertos marítimos.

1.5 Estructuras Administrativas.

La creación de los aparatos administrativos, estaba orientada, por los dominadores para asegurar a las metrópolis el más absoluto dominio económico

y político de estos centros de riqueza. Siendo establecidas por europeos, fueron, en la mayor parte de los casos, copias, si no calcas de la administración metropolitana.

1.6 Nuevas Estructuras Sociales.

Las comunidades indígenas locales se les presentó solamente una oportunidad la de escoger entre dos alternativas, o bien someterse al cambio, a los amos europeos, o ser aniquilados. Existía además de esta clase la de los privilegiados (explotadores) siempre europeos que gozaban tanto de los privilegios como del apoyo del poder metropolitano y que hacía las veces de representante de éste en las colonias. A esta secta, se fué sumando poco a poco, una nueva clase local, constituída por criollos y mestizos que pretendían pertenecer a la clase privilegiada a la que envidiaban.

Este momento es fundamental, es el momento de la creación de una minoría local, que adopta el modo de vivir europeo, es el inicio de la formación de una burguesía nacional. Este nuevo grupo va a desempeñar un papel muy importante en el desarrollo posterior del país. Ella consume la mayoría de los bienes importados, favoreciendo así, el desarrollo de un "mercado de bienes de consumo particulares" que habrán de simbolizar la riqueza, el poder, la cultura y el modernismo de quien los posee.

Este tipo de consumo refleja un modelo de civilización que va a imponerse a la población local recurriendo a múltiples medios: desde la imposición de un sistema educativo (en las escuelas de las colonias francesas, se les enseñaba a los niños negros la historia de sus ancestros galos), hasta la imposición de un modo de vida y de un patrón de consumo, mediante la simple imitación y divulgación de la moda.

Observamos así un fenómeno que no conocieron en su evolución moderna, los países industriales, es decir la aparición de una bipolarización de la sociedad. Se encuentran yuxtapuestos dos sectores que económicamente se manifiestan por la aparición de "dos mercados". Uno de bienes de lujo, reservados a la minoría y otros de productos locales, más o menos al alcance de toda la población.

Esta yuxtaposición favorecerá la creación de tensiones sociales que serán uno de los motores de la lucha por la independencia.

Sin embargo, no podemos decir que esta lucha sea una lucha de "clases" en el sentido clásico. La potencia colonial será desalojada por la fracción de la población local directamente relacionada con los colonos, es decir por la naciente burguesía nacional.

No se puede decir que desde el punto de vista político esta nueva minoría solo haya ocupado el lugar de los antiguos colonizadores europeos y que nada haya cambiado; sin embargo, desde el punto de vista económico social, esta élite nacional toma el lugar de los extranjeros en cuanto a modo de vida y tipo de consumo se refiere *(Inglaterra favorece la lucha de Independencia de Hispano-América y se vé recompensada por un aumento de sus exportaciones). Iturbide será nombrado emperador de México al poco de consumada la independencia, con la ayuda de los sectores que habían luchado contra Hidalgo y Morelos.

En Brasil, en las primeras horas de la Independencia, se reconoce a Pedro I como emperador, siendo éste hijo del Rey de Portugal de quien se independizaba el nuevo país. De esta manera, la existencia de esta "burguesía nacional" va a perpetuar el papel de las importaciones, como elementos de transmisión-

de un modelo de comportamiento, cuya importancia aumentará en las etapas posteriores hasta volverse el factor decisivo en la orientación del proceso de industrialización.

Es por esto, que para nosotros, los lazos entre la historia del subdesarrollo (fase colonial o de independencia política, poco importa) y la expansión industrial de los países ricos nos parece fundamental.

Esta liga aparece claramente si tomamos en cuenta el hecho de que, lo que llamamos expansión industrial, se manifestó desde sus inicios en dos formas:

a) La transformación de técnicas de producción, primero en las manufacturas y después en los medios de transportes.
b) La modificación de los modelos de consumo.

El subdesarrollo se muestra así, desde su comienzo como una transformación el modelo de consumo si bien está transformación no afecta si no a una minoría de la población de la zona en cuestión, sin que normalmente las técnicas de producción se modifiquen... La historia del subdesarrollo consiste fundamentalmente en el desdoblamiento de este modelo de economía, donde el progreso tecnológico a servido más bien para "modernizar" los hábitos de consumo que para transformar los procesos productivos. 5/

5/Revue Tiers Monde - XXIII -, 1972 Celso Hurtado.

Con el objeto de ilustrar estas ideas, reproducimos a continuación el esquema propuesto por el economista argentino Moisés Ikonicoff 6/ (ver la página siguiente).

Vemos pues entonces, tratando de explicar este esquema, cual ha sido el --- proceso que ha ligado al "centro" y a la "periferia" en el sistema capita-- lista de la economía mundial.

En el "Centro".

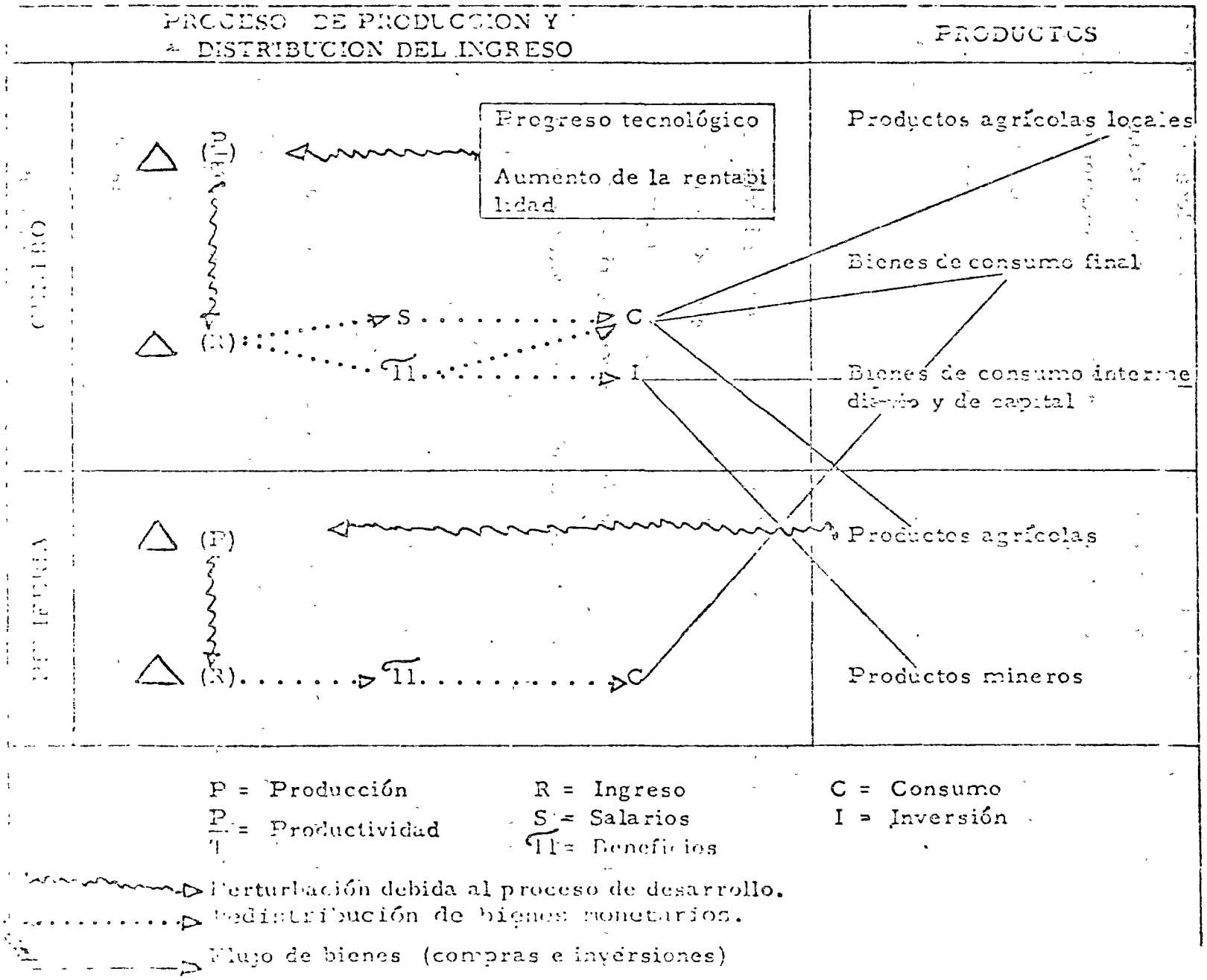
La expansión industrial se traduce en un aumento del progreso tecnológico - asociado a un aumento de capital percápita, por lo tanto en un aumento de - la productividad. Este aumento de la productividad ha provocado un ingreso- suplementario que será dividido entre los trabajadores asalariados (S) y - los propietarios del capital. - Los asalariados consumen todo su ingreso. -Los dueños del capital que acumulan el beneficio, consumen parte de este - y el resto en el centro y la periferia.

En la "Periferia".

La exportación de productos agrícolas y mineros, coloniales o periféricos - va a sufrir un crecimiento directamente proporcional al de la demanda del-- "centro", provocando esto un aumento del ingreso, que beneficiará casi ex-- clusivamente a la minoría propietaria de grandes zonas de explotación agro- pecuarias o mineras (colonos o nacionales), este ingreso débilmente redis-- tribuído (exclavitud y gran explotación) estará destinado en buena parte a adquirir bienes de consumo importados de la metrópoli.

- -

6/ Revue Economique, No.4-XXIV, 1973 p. 619


PROCESO DE PRODUCCION Y DISTRIBUCION DEL INGRESO
PRODUCTOS
CENTRO
PERIFERIA
Progreso tecnológico
Aumento de la rentabilidad
(P/T)
(R)
S
Π
C
I
(P)
(R)
Π
C
Productos agrícolas locales
Bienes de consumo final
Bienes de consumo intermediario y de capital
Productos agrícolas
Productos mineros
P = Producción
P/T = Productividad
R = Ingreso
S = Salarios
Π = Beneficios
C = Consumo
I = Inversión
Perturbación debida al proceso de desarrollo.
Redistribución de bienes monetarios.
Flujo de bienes (compras e inversiones)

Para concluír este breve análisis sobre el período colonial y de independencia política (fundamentalmente en el caso de América Latina), insistiremos por último en la importancia que tiene la existencia de esta minoría local dueña del poder político y económico, cuyo modo de vida patrón de consumo e identificación cultural, con respecto al centro, serán el motor en la evolución del país.

Esta evolución traerá como consecuencia un cambio en el esquema de Ikonicoff; que analizamos a continuación, estableciendo más claramente la distinción entre Africa y América Latina puesto que dichos continentes, por razones históricas y Geográficas, no se encuentran en la misma etapa de desarrollo.

2.- América Latina.

La mayor parte de los países de América Latina acceden a la Independencia en los primeros años del siglo XIX. En 1825 España y Portugal habían prácticamente perdido casi todas sus colonias. El peso de la herencia colonial iba a ser enorme, tanto desde el punto de vista político (de donde derivan las transacciones políticas de Bolívar o Iturbide, con objeto de controlar a los nacientes países), como desde el punto de vista económico, donde era imposible cambiar la especialización impuesta por la colonia, que quería salvar una situación económica desastrosa. Esto trajo como consecuencia la falta de una verdadera reorientación de la política económica. Era necesario continuar vendiendo los productos agrícolas (azúcar, café. tabaco, cacao...) , y por lo tanto aceptar una dominación económica(Española, Portuguesa, Británica)que perpetuaría las relaciones "Centro-Periferia". La economía del "Centro" estaba sólidamente instaurada en el mercado mundial y una industrialización en los nuevos países (salvo excepciones) resultaba prácticamente imposible, además, en las ex-colonias casi no había capital, lo que ocasionaba una gran necesidad de exportar lo más posible para poder importar los bienes de consumo, que eran ahora indispensables y tratar de mejorar una balanza de pagos que empezaba ya en aquellas

	PROCESOS DE PRODUCCION Y DE DISTRIBUCION DE INGRESO	PRODUCTOS
CENTRO	Innovación tecnológica que define la tasa de capital percápita $\frac{C}{T}$	Bienes de consumo final Bienes de consumo intermediario y de capital
PERIFERIA	Misma tecnología: idéntico $\Delta\left(\frac{P}{T}\right) \leftarrow \frac{C}{T}$ $L(R) \rightarrow \Pi \rightarrow C$ $\Pi \rightarrow I$	Bienes de consumo final similares o idénticos a los del centro.

$\frac{C}{T}$ Tasa de Capital per-cápita.

épocas a mostrarse deficitaria (como se preguntaría entonces (1825), un - Cónsul Británico con respecto a Guayaquil, "como es posible la existen-- cia de un sistema, por medio del cual un país año tras año importa más de lo que exporta").

"En muchos aspectos Inglaterra, es en efecto, la heredera de España, bene ficiaria de una situación de monopolio que puede ser defendida ahora por- medios más económicos que jurídicos. La Hispanoamérica que emerge en 1825 no es sin embargo igual a la anterior en 1810; enmedio de la expansión - del comercio ultramarino, ha aprendido a consumir más, en parte porque la manufactura extranjera ha empezado a aplastar los productos artesanales - locales (sarapes hechos en Glasgow al gusto mexicano, que son en Saltillo más baratos que los de Saltillo; o un poncho hecho en Manchester al modo- de la pampa, malos pero también baratos...) 7/

Fué necesario pasar la gran depresión económica de los años 1930, y encon- trar la oportunidad de un inicio de industrialización. Cierto que antes de 1930, existía ya una cierta industria en los países periféricos pero esta-

- - - - - - - - - - - - - - - -

7/ Tulio Halperín :Historia contemporánea de América Latina,P. 150

estaba en manos extranjeras y regida por la decisión del Centro. Es por esto que podemos decir que a partir de 1930 (y durante la segunda guerra mundial) que se inicia un proceso acelerado de industrialización en América Latina. - En México concretamente, no es sino hasta esas fechas que empieza a consolidarse el nuevo estado Mexicano principalmente durante el gobierno del Presidente Lázara Cárdenas, en que se realizó un gran esfuerzo en busca de la nacionalización de la estructura económica. 8/

Sin embargo, esta industrialización solo será concebida para sustituir la importación de bienes de consumo, que únicamente son exigidos por la minoría - nacional que puede pagar por ellos. Esto fué posible, ya que estas dos cri-- sis del sistema occidental provocaron una disminución en la oferta de la producción del centro y también un alza en los costos: condiciones que permitieron el inicio del proceso de sustitución de importaciones en la periferia.

Sin embargo, y es esto lo que caracteriza al proceso, es preciso señalar que para producir localmente estos bienes de consumo con la calidad y caracte--- rísticas iguales o similares de los bienes anteriormente importados (calidad y características exigidas por el consumidor minoritario) era indispensable importar la tecnología y los bienes de capital necesarios para producirlos.

La estructura que liga al centro con la periferia, permanecerá entonces ---- prácticamente inalterada ya que parte de la importación de bienes de consumo se traslada a la importación de bienes de capital y tecnología.

- - - - - - - - - - - - - - - - -

8/ Rene P. Villarreal: Dependencia Externa, crecimiento económico sin desarrollo. La experiencia mexicana.

Considerando el modo de vida y el patrón de consumo como elementos motores del desarrollo y tomando en cuenta en el caso que nos ocupa que ambos elementos surgen como resultado de una influencia extranjera asimilada por la minoría local y no como producto del desarrollo cultural nacional, vemos como ambos factores conducen a una dependencia con respecto al centro y a una división de la sociedad en un sector "integrado" al desarrollo internacional y un sector "no integrado" al menos directamente.

Veamos como se modifica el esquema anterior de Ikonicoff en esta segunda etapa. Este esquema se yuxtapone al primero (se mantiene la producción de materias primas). El llamado inevitable a la tecnología importada, implica que el coeficiente de capital persona activa del país periférico, se fije en el mismo nivel que en el país del centro, sin que tenga relación alguna con la capacidad local de acumulación, que es muy inferior.
La productividad aumenta y hay una disminución en la demanda de empleo, lo que se traduce en el desempleo, característica de los países "en desarrollo".

3. Africa.

La mayor parte de los países africanos acceden a la independencia mucho mas recientemente, y no es sino hasta ahora que asistimos a los inicios de un proceso de industrialización. Esta industrialización es en la mayor parte de los casos de sustitución y por consecuencia semejante a la Latinoamericana.

En general, salvo en una escala diferente, esta industrialización se realiza bajo la influencia de la demanda del sector "integrado" cuyo tipo de consumo es similar sino igual, al de los países desarrollados.

Son sorprendentes los contrastes encontrados en la capital de Costa de Marfil donde a unos kilómetros, a veces metros, de la gran miseria e ignoran--

cia, se pueden encontrar hoteles con pista para patinar en hielo.

Podemos decir muy brevemente que quizá salvo en el país imaginado y comenzado a trazar por Amilcar Cabral en Guinea Bissau la dependencia cultural y tecnológica es intensa y constituye uno de los factores primordiales de la orientación del desarrollo.

Por lo anterior podemos pensar, que los países africanos adoptarán un camino similar al seguido por los países de América Latina, que por lo tanto, dentro de unos años, alcanzarán niveles de subdesarrollo avanzado como los que caracterizan a los países del continente Americano. Pensamos que este proceso podría ser reorientado únicamente si en estos países se produjera un profundo cambio político económico, o si la tecnología a su alcance, sufriera una reestructuración, como podría ser la democratización de la utilización de la energía(la solar o la eólica por ejemplo).

4. Conclusión.

Vemos así, de manera evidente que el considerar el "subdesarrollo" como un simple "retraso" de la evolución de los países del tercer mundo con respecto a los países desarrollados, constituye un error. Los países llamados "subdesarrollados" han evolucionado al mismo tiempo que los países desarrollados, pero no en el mismo sentido ni de la misma manera.

La Francia de hace 50 años no tiene nada en común con el Gabón de hoy en día (aún cuando su producto nacional bruto per cápita, sea igual). Los países hoy industrializados, ricos, desarrollados, no fueron ayer, económicamente dependientes.

"La estructura de su producción no estaba constituída por algunos sectores hipertrofiados estrechamente ligados a unos cuantos mercados y fuertemente

penetrados de capitales extranjeros. Estas economías no se desarrollaban o estancaban conforme a la evolución en el mercado mundial de tal o cual materia prima o producto bruto agrícola, ellas no soportaban la carga de gravosas obligaciones exteriores (intereses, dividendos, royalties, etc.) Su industria naciente no tuvo que enfrentarse a la competencia de industrias poderosas ya establecidas y dominadas por aquel mismo gran capital que controlaba la explotación de sus propios recursos naturales. Estas economías no dependían de importaciones de capital del exterior para acrecentar su producción; si estaban poco industrializadas, no eran ni deformadas ni desequilibradas, sino por lo contrario, integradas y autocentradas. 10/

Para terminar este rápido análisis, quisiéramos señalar el importante papel que juegan las compañías multinacionales . Tal como lo hace notar C.A. Michalet 11/. La existencia de una minoría nacional integrada es una condición "permitiva" para que capitales extranjeros sean invertidos en América Latina, pero no es condición suficiente. De hecho la decisión es tomada cuando las oportunidades de beneficios ofrecidos por una inversión en el extranjero son superiores a las de una inversión doméstica. Es por esto que los factores de transferencia y las características de la industrialización en la periferia deben ser buscadas primero en el análisis del funcionamiento de las economías del centro. De ahí la imperiosa necesidad del centro por conservar los países periféricos y "Burguesía Nacional" bajo su órbita de influencia.

Este aspecto del subdesarrollo como resultado de las relaciones establecidas entre el centro y la periferia, nos parece fundamental. La colonización reorientó las estructuras, pero lo que es también muy importante, modificó o creó una superestructura cultural en una minoría

- -

10/ Charles Bettelheim: Croissance et Planification Accéleree
11/ C. A. Michalet Revue Economique XXIV-4 pag. 641

que es una de las bases para la penetración actual (neocolonialismo) y para la formación ya no solo de unaminoríalocal con gusto por lo extranjero sino de una base más amplia en la población local, que cumple la misma función de perpetuar el sistema: La clase media.

Si bien lo anterior define el terreno que pisamos en este estudio , ya no insistiremos en el análisis de las relaciones de dominación, sino más bien tratamos de profundizar en el análisis de los efectos de esta dominación.

Por ello, nuestro fin no es estudiar la tecnología como instrumento de explotación, sino analizar cuales son los efectos de la selección de tecnología en el país dominado. Trataremos de mostrar, cuales son los efectos de la tecnología en los procesos internos que caracterizan a los países subdesarrollados. Sin tratar de ver cuales son los intereses que se esconden tras estas tecnologías. Es por esto, que necesitamos estudiar al subdesarrollo en sus procesos internos.

SEGUNDA PARTE

DEL

CAPITULO No. 1

El País Subdesarrollado y sus Desequilibrios Internos.

No es sino hasta una época relativamente reciente que los problemas del desempleo y de la distribución desigual del ingreso vienen a ocupar un lugar preponderante entre las preocupaciones de economistas, planeadores y gobiernos (incluyendo aquellos que proporcionan o financían algún tipo de ayuda a los países subdesarrollados).

En la actualidad aparece, de manera cada día más dramáticamente precisa, que dada la gravedad de la crisis del empleo, un crecimiento económico acelerado y sostenido, por indispensable que sea para el progreso, no es ya suficiente para evitar que un país sufra los rigores de la desocupación.

Este cambio de actitud con respecto al problema del subdesarrollo y desarrollo, puede explicarse por un mayor conocimiento de ciertos factores que evolucionan de manera inquietante en los países subdesarrollados, podemos pensar tratando de limitar los objetivos de este estudio, que hay cinco rubros particularmente significativos:

-Crecimiento de la población activa.

-La estructura del empleo

-La repartición del ingreso

-El desempleo o excedente de mano de obra

-La urbanización

1. Datos Estadísticos del Problema

1.1 La Demografía

Resulta inoperante insistir sobre la importancia de la tasa de crecimiento de la población del tercer mundo. Demos solamente algunas cifras significativas: En 1930 los países subdesarrollados representaban el 63% de la población mundial; en 1966, el 60% y para finales del siglo, el 74.5% ó el 78% según algunas previsiones ("Diagnostique de la. evolutión economique du tiers mondé 1900-1968") p. 23 y 24 P. Bairoch 1970.

Veamos un cuadro de previsiones para el período 1960, 2000 (en millones):

	POBLACION 1960	POBLACION 1980	TASA ANUAL 1960-1980	POBLACION 2000	TASA ANUAL 1980-2000
Conjunto de PSD (Países Subdesarrollados)					
-Previsión fertilidad variable.					
-débil	2011	2961	2.0 %	4097	1.6 %
-media	2011	3107	2.2 %	4623	2.0 %
-fuerte	2011	3277	2.5 %	5348	2.5 %
-Previsión fertilidad constante.	2011	3248	2.4 %	5866	3.0 %
Africa	257	422	2.5 %	722	2.7 %
Asia (sin China)	861	1414	2.5 %	2154	2.1 %
América Latina	212	378	2.9 %	638	2.6 %
PSD no comunista	1334	2219	2.5 %	3521	2.3 %
Países comunistas de Asia	677	888	1.4 %	1102	1.1 %
Conjunto de PSD	2011	3107	2.2 %	4623	2.0 %
Población Mundial	2998	4330	1.9 %	6130	1.8 %

FUENTE: World Population Prospect as Assesed in 1963, Nations Unies, New Work, 1966.

Vemos así, que la población de los países subdesarrollados (PSD) va a duplicarse en una generación (1970, 2000). Tomemos como ejemplo a Africa, y veamos la distribución por edades, en porcentaje de la población en 1967.

	GRUPOS POR EDADES			
	0-14	15-44	44-59	60 ó más
Africa Septentrional	43.9%	41.5%	8.9%	5.7%
Africa Occidental	43.9%	42.2%	9.0%	4.9%
(Togo)	(47.1%)	(39.1%)	(9.1%)	(4.7%)
Africa Central	41.3%	42.2%	11.9%	4.6%
Africa Oriental	43.5%	42.0%	9.1%	4.5%
Africa Meridional	44.4%	38.7%	9.8%	7.1%

FUENTE: Rapport IV de la 3e. Conference Regionale Africane d'Accra, december 1960, p. 12

En promedio un 44% de los africanos tienen menos de 14 años. Esto tiene repercuciones importantes sobre la población económica activa. En 1960 esta última representaba, en porcentaje de la población:

Africa Occidental	41%	Africa del Sur (tropical	32%
Africa Oriental	40%	América Central	32%
Africa Central	48%	América del Sur (templada)	30%
Africa Septentrional	33%	Asia Oriental	35%
Africa Meridional	34%	Asia Meridional Central	41%
		Asia del Sureste	40%
		TOTAL	39%

FUENTE: Essai Sur l'emploi. p. 48, BIT, 1971

Cierto que el problema del crecimiento demográfico es importante, pero no es el único y no debe desviar nuestra atención de otros también fundamentales como veremos más adelante y que escapan a la mera cuantificación de los problemas. Como ha expresado un especialista en la revista de la F.A.O. (Pierre Pradervand, Centro para el Desarrollo Internacional, de Ottawa Canadá): "Demasiado insistir sobre el aspecto demográfico puede desviar nuestra atención de los problemas básicos, que son la revisión de los actos de dominación neocolonial que rigen las relaciones entre países ricos y países pobres, y la posibilidad de tener en los países del tercer mundo regímenes no elitistas capaces de acelerar el proceso de desarrollo y de distribuir mejor los recursos" 13/

Dado que la población en los países subdesarrollados crece en promedio prácticamente al doble que en los países desarrollados, es evidente que la creación de empleos tiene que crecer al doble también para mantener más o menos la situación actual, que ya es grave. Además hay que tener ciertas reservas hacia estas cifras dada la dificultad que existe para definir lo que es la población activa, especialmente en los países subdesarrollados. Sabemos por ejemplo que en estos países un gran número de mujeres y niños ayudan, sin remuneración en los trabajos de explotación familiar, agrícola u otra.

Si la evolución del estado que estos datos reflejan, en el sentido demográfico son inquietantes, a continuación nos podremos dar cuenta de que el problema va aún más lejos, analizando la manera en que esta población se reparte en los diferentes sectores de la economía. La presentación que hacemos a continuación va a mostrarnos una más de las estructuras que caracterizan a los países subdesarrollados.

1.2 Estructura y Perspectiva del empleo.

Trataremos, en primer lugar de definir lo que se entiende por empleo.

- -

13/ Le Monde, 21 aout, 1971 pag, 16

El empleo, en un sentido amplio del término, engloba, en su gran diversidad, - el conjunto de actividades económicas de una sociedad, es decir, todo aquello- que se refiere a la manera en que las gentes ganan su vida, pero también a las relaciones sociales y a las reglas del comportamiento que constituyen el marco del proceso económico. (Guy Hunter, BIT).

Es conveniente, entonces dar a la palabra empleo el sentido más amplio posible: la ocupación, Sin embargo esto no enfrenta a serias dificultades ya que en una sociedad completamente monetarizada, como la de los países ricos, empleo se con funde con empleo u ocupación remunerada, mientras que en los países subdesa--- rrollados existe una proporción importante de actividades no asalariadas en el sector llamado tradicional (actividades agrícolas, y familiares en particular)

En Africa por ejemplo, el empleado asalariado representa el 5% aproximadamente de la población activa.

Empleo asalariado total en % de Población Activa.

Africa Septentrional	32.2%	Africa Central	15.2%
Africa Oriental	15.4%	Africa Occidental	6.1%

(OIT, Accra 1969)

¿ Podríamos saber, con certeza, qué porcentaje representa en las apartadas regiones de Oaxaca o Chiapas o de la Sierra de Chihuahua, en México?

El sector asalariado es sorprendentemente débil. Esto puede explicarse en parte - por la amplitud del sector agrícola, tradicional familiar.

Distribución de la población activa en Grandes Sectores Económicos en 1960

	Agricultura	Industrial	Servicios
América Latina	50 %	20 %	30 %
Asia Sud y Este	73 %	10.5 %	16.5 %
Africa Occidental	80 %	8 %	13 %
Africa Oriental	83 %	7 %	10 %
Africa Central	86 %	6 %	8 %
Africa Septentrional	71 %	10 %	19 %
Conjunto de PSD	73 %	11 %	16 %
Estados Unidos	8 %	36 %	56 %

FUENTES: BIT "Essai Sur l'emploi" Geneve 1971, pag. 34

OIT Conference Accra. Déc. 1969, Rap. IV p. 16

La comparación entre los Estados Unidos y el conjunto de países subdesarrollados es impresionante. Existen otros datos igualmente impresionantes, que hacen notorio el desequilibrio cualitativo en el sector asalariado.

Por ejemplo, la participación de mano de obra y especialistas extranjeros en las economías subdesarrolladas. "Simplemente en el campo de la industria, se ha calculado que en la región occidental de Africa serán necesarios aproximadamente 21,800 especialistas en 1975 contra 11,800 en 1963, o sea un aumento del 100%"(OIT, Accra p. 51). Lo que también nos dá una muestra más del número de habitantes de las sociedades industriales que vive gracias a la existencia del subdesarrollo de otros pueblos. En Kenya o Tanzania, el 95 % de los arquitectos, ingenieros civiles, ingenieros electromecánicos en telecomunicaciones, químicos, geólogos, veterinarios, agrónomos, médicos cirujanos, abogados y economistas, en promedio son extranjeros.

ESTIMACION DEL CRECIMIENTO DE LA POBLACION ACTIVA

EN PORCENTAJE

(1950 - 1980)

	TASA DE CRECIMIENTO					
	1950-1965		1965-1980		1970-1980	
	Global	Anual	Global	Anual	Global	Anual
Países Desarrollados	17.6	1.1	15,8	1,0	10,0	1,0
Países Subdesarrollados	28.1	1.7	39,0	2,2	25,2	2,3
Regiones.						
Asia del Este	30,7	1,8	56,5	3.0	35,3	3,1
Asia del Centro-Sur */	23.2	1,4	33,1	1.9	21,6	2,0
Asia del Sudeste **/	32,3	1,9	43.0	2,4	28,0	2,5
Asia del Sudoeste ***/	31,8	1,9	50,4	2,8	31,3	2,8
Africa del Oeste	38,9	2 2	40,2	2.3	25,8	2,3
Africa del Este	21,1	1,3	30,8	1,8	19,8	1,8
Africa Central	16.0	1,0	19,4	1,2	12,9	1,2
Africa del Norte	17,5	1.1	45,7	2,5	29,0	2,6
América del Sur Tropical	48,3	2,7	55,6	3.0	34,7	3,0
América Central	52,0	2.8	62,7	3,3	39,1	3,4
América del Sur Templada	25,7	1,5	25,0	1,5	16,0	1,5
Caribe	31.1	1,8	40,6	2,3	25.8	2,3

*/ Incluye Ceilán, India, Irán y Pakistán.
**/ Incluye Birmania, Cambodia, Indonesia, Malasia, Filipinas, Tailandia.
***/ Países del cercano oriente.
NOTA: Los países del bloque chino-soviético están excluidos.
FUENTE: A partir de cifras dadas por Lpsilantis, citado en OCDE, "Le Problem de l'emploi" pág. 39.

Cada uno de ellos sugerirá que para resolver tal o tal problema "lo mejor" "lo más económico" y lo que ellos conocen, es importar tal y tal sistema: Importar Tecnología.

Ahora bien, si queremos darnos una idea rápida de las perspectivas del empleo, comparemos algunas cifras: La tasa de crecimiento medio anual del empleo y la de la población entre 1970 y 1980 . (ver la página siguiente).

Vemos así que, salvo en Asia del Sudoeste y América del Sur (templada), el desempleo aumentará. Pero sobre este problema volveremos más adelante.

La estructura profundamente desequilibrada del empleo se presenta también, de manera impresionante, en la repartición del ingreso.

TASA DE CRECIMIENTO MEDIO ANUAL DEL
EMPLEO Y LA DE LA POBLACION ENTRE

1970 y 1980

REGION	E/AÑO	P/AÑO
Asia Oriental (sin China)	2.05	2.50
Asia Meridional Central	2,00	2,47
Asia del Sureste	2,30	2,54
Asia del Suroeste	3,05	2,85
Africa Occidental	2,55	2,86
Africa Oriental	1,80	2,21
Africa Central	1,70	2,00
Africa Septentrional	2,75	3,00
Africa Meridional	2,05	2,68
América del Sur (Tropical)	3,00	3,00
América Central (Continental)	2,85	3,50
América del Sur (Templada)	2,00	1,87
Antillas	2.60	2.46

FUENTE: 'Essai sur l'emploi' (BIT 1971): La Croissance Sectorielle de l'emploi: Perspectives Pour - - 1980. pág. 67.

1.3 LA REPARTICION DEL INGRESO

Cuando vemos que, en los países en que el problema para desarrollar la industria es la falta de capital, existen grupos de individuos que pueden permitirse niveles de vida (habitación, modo de transporte, viajes, vacaciones, tipo de consumo) que rivalizan en derroche con los de los ricos de los países ricos y que al mismo tiempo grandes masas de la población se encuentra en la miseria: campesinos que ganan un 100 ó 200% menos que un obrero medio, los tristemente célebres "cinturones de la miseria" que rodean a las ciudades, miles de niños que mueren anualmente por falta de alimentación y medicamentos, no podemos menos que preguntarnos si la riqueza nacional está siendo repartida de manera equilibrada, sana y justa entre todos los habitantes.
En estos países, gran parte del potencial de mano de obra se encuentra en sectores estancados y de baja productividad, en relación a ciertas actividades modernas que utilizan una mano de obra calificada y altamente remunerada.

El fenómeno de desigualdad entre nacionales y extranjeros que se observa en Africa (ver cuadro siguiente), se repite en todos los países de subdesarrollo avanzado, pero de manera distinta. Los extranjeros que obtenían la mayor parte del ingreso nacional han sido substituidos por grupos minoritarios de privilegiados nacionales que son, como ya hemos visto, los que ayudan sostener el proceso de desequilibrios y dependencia: El Subdesarrollo.

Empleo y Beneficios en Africa en 1962.

	Tanzania		Uganda		Kenia		Zambia		Rodesia Del Sur		Malawi	
	E	G	E	G	E	G	E	G	E	G	E	G
Africanos	368,8	73	216,8	88	525,4	80	231,0	151	616,0	109	135,0	65
No Africanos	18,9	843	14,0	862	55,9	837	33,3	1548	88,6	1186	5,8	1116

E Empleo en miles.
G Beneficio medio anual.

FUENTE: OIT: Accra 1969, p. Rapport IV, 60.

"Podemos sostener que una gran parte de la población ha sido beneficiada de manera muy débil o nula, e incluso que su situación ha empeorado durante el período reciente de desarrollo, a pesar de un aumento del producto nacional percápita, en términos reales, comprendiendo entre 20 y 50% en la mayoría de los países (en el período 1950-1966 la media regional era aproximadamente de - 30% en Africa, 34% en América Latina y 44% en Asia)" (Accra Rapport IV...1969)

Veamos con algunos datos (en porcentaje del ingreso nacional) un poco más amplios, cúal es la situación general:

1.4 LA DESOCUPACION: DESEMPLEO Y SUBEMPLEO

"Los métodos tradicionales de medición del desempleo, que se basan en la -- concepción Keynesiana de "desempleo involuntario", conducen a estimaciones estadísticas engañosas a la amplitud del problema global del empleo." (Reporte de Accra).

Un ejemplo que no puede menos que llamarnos la atención es el de la tasa de desempleo en México, 1.6%, proporcionado por la organización de Estados Americanos (referencia II/XIII, 1964, pág. 17, citado en el reporte de la Conferencia de Otawa en 1966). Cuando hoy tenemos noticias de que al final de la década de los sesentas el desempleo y subempleo eran del 30% 14/ de la población económicamente activa y se teme que en la hora actual llegue a niveles del 40%. 15/

Es por lo tanto indispensable definir con claridad lo que entendemos por desempleo y subempleo.

En los países subdesarrollados la desocupación puede manifestarse de manera diferente:

-El desempleo: Es "desempleado" aquel que no tiene un empleo pero que lo -- busca activamente. Sin embargo, si las posibilidades de encontrar un trabajo son remotas, las gentes renuncian a su búsqueda (por ejemplo las mujeres)

-El subempleo (o desempleo disfrazado): Son trabajadores "subempleados" a--- quellos que trabajan pero cuyas capacidades no son aplicadas en su totalidad en el desempeño de dicho trabajo.

El subempleo se puede manifestar de diferentes maneras:

- - - - - - - - - - - - - - - - - - - -

14/ René P. Villarreal op. cit.

15/ Entrevista con el representante de OIT en México.

- En aquellos casos en que la "productividad marginal" es casi nula. Esta --- forma de subempleo se presenta particularmente entre la población campesina cuando al ocuparse toda una familia en las mismas actividades agrícolas la- exclusión de uno de sus miembros no provocará una reducción en la produc--- ción.
- En los casos en que el trabajador labora de manera intensa pero solo por pe ríodos; dicho trabajador estará desocupado entre dos empleos, pero que pue- de considerarse como remunerado más o menos regularmente (trabajadores cali ficados trabajando independientemente, profesionistas).
- En los casos en que el trabajador solo es empleado ciertas épocas del año - (turismo, cosechas).

Evidentemente esta clasificación no es rigurosamente precisa, puede haber - casos en que se combinen las formas de subempleo descritas. Como por ejemplo no hay que olvidar el caso de los "empleos" que desempeñan los marginados - de las ciudades: quienes se ocupan en actividades que se asemejan más a la- mendicidad que al empleo (niños boleros, cuidadores de coches, portadores - de bultos ...)

Vemos así como el "desempleo" a que hacen mención las estadísticas, no re-- presenta sino una parte, a menudo pequeña de la desocupación.

Podemos entonces decir que el problema de la desocupación es más grave de lo que indican las estadísticas. El subempleo alcanza niveles alarmantes en los países subdesarrollados o en vías de desarrollo del tercer mundo; de un 30 a un 40% de la población económicamente activa mexicana se encuentra en subem- pleada (cuando México es un país "en el despegue"); ello representa una pér-

dida de fuerza de trabajo considerable y acarrea un aumento de miseria catastrófica.

Si esta proporción de gente subempleada es alarmante, la evolución del problema es aún más inquietante. El crecimiento económico de estos últimos años se muestra insuficiente para absorver este aumento de la demanda de trabajo. Para terminar de convencerse, citemos al OCDE, que no podemos sospechar ni de subversivo ni de revolucionario. (ver cuadro siguiente).

"Frente al crecimiento de la demanda de trabajo, es completamente claro que el aumento de empleos del sector moderno" (...) será insuficiente para satisfacer estas necesidades como en el pasado. Un cálculo elemental nos muestra que un sector industrial que emplea 20% de la población activa, debe acrecentar sus posibilidades de empleo a un ritmo de 15% anual para poder tan solo absorver el aumento de una población activa que crezca al 3% anual ('...') . Es así como, salvo en raros países, la expansión del empleo industrial no ha tenido sino impacto marginal sobre el empleo global (en algunos países de Africa el empleo industrial parece haber disminuído)"(OCDE 16/., Le Problem de l'emploi, 1971, pág. 10).

Surge así de manera evidente la imposibilidad de resolver el problema de la ocupación, con todas sus consecuencias. Tratemos ahora de analizar la estructura misma de la evolución de esta desocupación.

Una de las características más impresionantes de esta evolución del problema del desempleo en los países subdesarrollados ha sido el éxodo rural hacia unas cuantas ciudades y la aparición en estas de una masa de desocupados que aumenta a una velocidad vertiginosa (a la ciudad de México llegan 1000 gentes di-

16/ Organización de Cooperación y Desarrollo Económico.

Reciben la parte siguiente del ingreso nacional		20% más pobre de la población	50% más pobre de la población	60% más pobre de la población	20% más rico de la población	10% más rico de la población
América Latina						
Argentina	(1960)	7		32	50	
Brasil	(1960)	6	20	26	56	42
Chile	(1960)		15,6			
Colombia	(1960)	6	20		57	45
México	(1963-4)	4	15		59	41
Venezuela	(1960)		17			
Asia						
Ceilán	(1963)	5	20	30	52	37
India	(1950)	4-8	20-28	27-36	42-52	28-36
Pakistán	(1963-4)	7	25	33	45	30
Filipinas	(1965)	4		23	57	40
Taiwan	(1964)	8	28	37	41	26
Africa						
Congo Brazza	(1958)				54	44
Gabón	(1960)				71	60
Madagascar	(1960)					50
Sénegal	(1960)		16		64	48
Estados Unidos	(1962)	8	23	31	48	34

FUENTE: "Le problème de l'emploi", OCDE 1971, pág. 99.

rias en promedio).

1.5 LA URBANIZACIÓN: EL DESEMPLEO URBANO

A primera vista cabe preguntarse cuál es la relación que existe entre este problema y la construcción de carreteras con mano de obra rural, podemos responder, sin embargo, que nos parece necesario analizar el fenómeno en su conjunto, puesto que si deseamos mantener a los trabajadores en el campo, debemos conocer los motivos que los conducen a las ciudades.

Veamos por principios algunas cifras significativas:

HIPOTESIS DEL AUMENTO DE LA TASA DE DESEMPLEO

1965 a 1980

	Tasa de Desempleo en Porcentaje de la Población Activa en 1980				Tasa necesaria de crecimiento 1 [illegible] entre 1965-1980 para reducir a 1 [illegible] el desempleo en 1980	Tasa de crecimiento anterior 17/
	Hipótesis Optimista		Hipótesis Pesimista			
	Datos regionales	Datos mundiales	Datos regionales	Datos mundiales		
Conjunto de PSD	7		12		6.6	4.7
Africa del Norte	19	15	25	16	7.7	3.9
Africa Sub-Sahariana	1	6	8	8	6,0	4,1
Asia del Oeste	12	5	17	6	8,6	7.1
Asia del Sur	7	7	12	8	5,8	3,8
Asia del Este	8	6	13	7	7,7	3,7
América Central	7	12	12	14	9,2	5,8
América del Sur	4	15	9	16	8.3	4.3

17/ 1950/1952 - 1964/1966.

FUENTE: OCDE. Le Problem de l'emploi, pág. 162.

TASA MEDIA ANUAL DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION URBANA 1960-2000

Africa	4.6%
América Latina	4.2%
Asia	4.0%
PSD	4.1% (se duplica 17 años)
Europa	1.1%

CRECIMIENTO DE LA TASA DE URBANIZACION (MIGRACION HACIA LAS CIUDADES)

Africa	1.9%
América Latina	1.2%
Asia	1.6%
PSD	1.6%
Europa	0.5%

FUENTE: "Le Chomage Urbain" P. Bairoch, BIT, p. 22

Aún más impresionante es el crecimiento de las grandes ciudades africanas:

Brazaville	(1961-62)	8.7%
Dakar	(1961)	6.7%
Accra	(1963)	8.1%
Abidjan	(1964)	9.3%
Fort-Lamy	(1964)	13.6%
Lusaka	(1966)	11.7%
Kumasi	(1968)	12.3%

FUENTE: Todaro, documentación francaise: Problemes économiques, 25 décembre 1971. L'exode rural en Afrique, p. 11

Esto significa que la población de Fort-Lamy se duplica en menos de 6 años.

Este fenómeno puede explicarse en parte por el crecimiento demográfico, sin embargo su causa fundamental es el flujo de migrantes de regiones rurales hacia las -- ciudades.

Numerosos son los factores económicos o de otra índole que conducen a los campesinos y a los jóvenes, sobre todo, con un cierto nivel de instrucción, hacia las -- ciudades en busca de una "vida mejor".

Desgraciadamente el éxodo rural ha sobrepasado la capacidad de absorción del sector industrial moderno; éste no es ya capaz de ofrecer el número de empleos necesarios sino a una minoría de los recién llegados. Ello puede ser parcialmente interesante para la industria, el excedente constituye una reserva inagotable de mano de obra barata, sin embargo será también, sin duda, fuente de graves tensiones y costos sociales, de donde se desprende el carácter alarmante del problema de la desocupación urbana.

TASA DE DESEMPLEO URBANO

Algeria	(1966)		26.6%
Camerún	(1966)	Dowala	13.0%
		Yaoundé	17.0%
Costa de Marfil	(1963)	Abidjan	20.0%
Kenya	(1969)		17.4%
Marruecos	(1960)		20.5%
Bolivia	(1966)		13.2%
Chile	(1968)		6.1%
Colombia	(1967)		15.5%

FUENTES: Africa: Idem, p. 13

América: P. Bairoch, le Chomage Urbain, p. 55

Debemos insistir una vez más que el desempleo representa solo una parte del problema de la desocupación.

Paul Bairoch nos señala por ejemplo, que de estimaciones disponibles se obtiene una tasa de desocupación de 28% para Chile (cuando la cifra del cuadro anterior era de 6.1%). Hemos así recorrido rápidamente el panorama del fenómeno en sus manifestaciones estadísticas; tratemos ahora de conocer cuales son las causas profundas que provocan dichos fenómenos.

2. DESARROLLO Y EMPLEO

2.1 El Desequilibrio Estructural.

Una de las primeras constataciones hechas hasta ahora es la coexistencia de un sector "moderno" que participa plenamente en la economía del mercado, con un sector "tradicional. Pero si bien el campo es más "tradicional" y las zonas urbanas más modernas, sería falso creer que uno sea exclusivamente tradicional y el otro exclusivamente moderno, es por ello que ciertos sectores prefieren hablar de ciertos sectores "estructurados (en la economía moderna de mercado nacional e internacional) y no "estructurados" (cuando menos directamente).

"El sector no estructurado, formado por trabajadores generalmente independientes, existe tanto en las zonas rurales como en las zonas urbanas."

"En el campo, incluye parte de los pequeños propietarios, ejidatarios y/o campesinos, quienes a menudo no van más allá del nivel de una agricultura subsistencial, trabajando solos o ayudados por unos cuantos; y los artesanos pequeños empresarios (de transportes por ejemplo). En la ciudad, está compuesto por los vendedores ambulantes, los boleros de zapatos, pequeños carpinteros, cargadores, etc."

"Este sector se caracteriza por la facilidad con la que se puede acceder a él, debido al hecho de que (...) las empresas son familiares, de dimensión modesta, que u-

tiliza una mano de obra abundante y una tecnología adaptada, y, en fin, que el mercado no está reglamentado y es concurrencial. Una parte importante del sec-- tor "no estructurado" está subempleado."

"El sector estructurado, en revancha, se distingue por una más importante producción, un sistema nacional de comercialización rurales comprende las grandes plantaciones y otras explotaciones comerciales o grandes propiedades agrícolas; entanto que en las zonas urbanas, engloba las grandes empresas comerciales, de -- construcción y las industrias manufactureras" 18/

El desequilibrio que aparece entre los sectores estructurados y no estructurados engendra un proceso en el cual los resultados más visibles son el éxodo rural y- el desempleo.

Trataremos, entonces, de descubrir la "lógica" interna de este proceso que constituye de hecho el "desarrollo" (en el propio sentido de la palabra) actual de - los países subdesarrollados; dicho análisis será indispensable para conocer cual es el papel de la tecnología y cuál sería, dada la opción, el tipo de desarrollo a escoger. El sector estructurado, moderno, margina a una buena parte de la población, utiliza una tecnología moderna, avanzada y generalmente importada; a diferencia, de este, el sector no estructurado utiliza una tecnología rudimentaria en donde la incorporación y adaptación de una más moderna no es frecuente ni se realiza de manera sistemática. Podemos constatar entonces que el flujo de tecnología entre un sector y otro, entre una y otra parte de la población, es muy pobre si no, quizá nula, esto es una característica importante que trataremos más adelante, cuando hablemos directamente de la tecnología y el subdesarrollo.

Veamos por lo pronto, esquemáticamente, cómo se presenta el proceso descrito unas líneas arriba:

18/ Bit: Conférence de Nairobi. Déc. 1973. Rapport III: La Promotion - d'un dível oppement rural et urbain equilibré.

SECTOR URBANO		RURAL
"moderno" Sector estructurado	①	Sector estructurado
"Tradicional" Sector no estructurado	② ③	Sector no estructurado

En este esquema, las flechas representan las perturbaciones, las relaciones causales y al mismo tiempo los efectos, puesto que estamos en presencia de un proceso en evolución, quizá cíclico, y donde es difícil distinguir causa de efecto.

Resumiendo al extremo, veamos cuál es la explicación de este esquema, de este proceso.

Flecha I

La existencia del sector industrial moderno exige del campo dos cosas; primero, una cantidad de productos para la exportación (cacao, tabaco, café., ..), pues las divisas son indispensables para el desarrollo industrial (importación de materias y de tecnología); y en segundo lugar, exige, dada la existencia de una importante población urbana (sobre todo en América Latina), no estructurando, no puede proveer (exploración intensiva del trigo, maíz, carne, ...).

Fecha 2

La creación de esta agricultura moderna desplaza a agricultores tradicionales que se convertirán en asalariados rurales o se irán a otras tierras (normalmente de menos calidad) de la región.

Fecha 3

Esta flecha representa sobre todo, el éxodo rural, las causas de este éxodo se pueden encontrar en 2, pero a ellas debemos añadir otras, como por ejemplo, la tentación de vivir en una ciudad (nivel más elevado de salarios, diversiones) y el tipo y oportunidades de educación.

Fecha 4

El sector urbano "no estructurado" provee de mano de obra al sector moderno pero este, no sólo será incapaz de absorber dicho excedente de mano de obra, sino que a la vez provocará un aumento en el número de dessempleados al utilizar tecnología moderna cada día más mecanizada, y al desplazar pequeños artesanos y empresarios que engrosarán las filas de los asalariados y/o de los desempleados.

Las flechas punteadas representan otros tipos de perturbaciones, que no siempre se presentan y que son marginales al proceso, es decir que no alteran su evolución.

Trataremos de seguir el fenómeno a partir de la característica más aparente: El éxido rural.

2.2 ¿ Por qué las gentes se van " a la ciudad" ? .

Indiscutiblemente que es difícil encontrar y definir con precisión la causa o las causas de este fenómeno que alcanza a millones de gentes.

MEXICO
(En miles de habitantes)

POBLACION	1900	1940	1970
Rural	11 044	14 229	23 018
Urbana	2 560	5 420	25 364
Total:	13 604	19 649	48 382

A la Ciudad de México, centro económico del país, con cerca de 10 millones de habitantes, llegan 1 000 personas por día. A Tijuana (de un poco más de 500 000 habitantes) llegan 12 000 personas al mes que tratarán de pasar (un buen número) a los Estados Unidos donde serán rechazados, o se encontrarán con barreras instaladas a lo largo de la frontera cuyos dispositivos electrónicos han sido experimentados en Vietman.

Intentemos entonces, tratando de ser concretos, conocer cuáles son las razonez que empujan a un individuo a irse hacia las ciudades.

a) Crecimiento de la Población Rural.-

Hemos ya hablado del crecimiento demográfico, y de la manera en que ha sido considerado como uno de los principales factores que producen la migración. Sin embargo, si bien su importancia es innegable debemos reconocer que el solo crecimiento demográfico será insuficiente para explicar el fenómeno en su totalidad salvo en los casos en que físicamente el individuo se vea imposibilitado para encontrar un pedazo de tierra donde subsistir.

'or otra parte, es muy difícil establecer una correlación directa entre aumento de población y éxodo rural.

) Diferencia entre los Ingresos Rurales y Urbanos.

Es un hecho por demás comprobado que los salarios en los centro urbanos son por lo general más elevados que sus correspondientes en el campo. Pero además, se ha visto que esta diferencia tiende a acrecentarse.

Es sobre todo en el sector rural "no estructurado" en que los ingresos (o poder adquisitivo) disminuyen constantemente debido a que, entre otras razones:

El crecimiento demográfico aumenta el número de hombres por unidad de superficie cultivada. (En México, en algunos estados, la división ha llegado a límites extremos: Ya no se habla de parcela o hectáreas, sino de surcos por hombres y a veces por familias).

- Estando marginados del sistema económico estructurado, los campesinos disponen de muy pocos, o ningún medio para aumentar la productividad (créditos, abonos, nuevas herramientas, ...), y conservan la calidad de las tierras que se deterioran continuamente ("tierras cansadas").

- Expulsados de sus tierras por las grandes propiedades (estructuradas), los pequeños ex-productores (al menos a nivel de subsistencia) se ven obligados a enrolarse en las filas de los asalariados rurales o a emigrar tierras de menor calidad que no interesan a los grandes propietarios.

Opuestamente, los salarios urbanos son cada vez más elevados respecto a los ru-

rales (lo cual no significa que el poder adquisitivo de los asalariados urbanos aumente sin cesar).

Es difícil cifrar esta diferencia por múltiples razones que deforman los datos (transferencia de ingreso al interior de familias entre ciudades y campo....).

Las estadísticas que no fueron más accesibles a nivel general, son las publicadas por la BIT (Oficina Internacional de Trabajo) en las que se señala una diferencia del orden de 100 a 200% y las proporcionadas por el OCDE que indican una diferencia hasta de 300 a 400 %.

El trabajador rural compara entonces su ingreso con la "esperanza de salario" urbano (la cual es aproximadamente igual al producto del salario medio posible a obtener multiplicado por la probabilidad de encontrar dicho trabajo. Modelo de Todaro).

Esta comparación de salarios nos explica parcialmente el fenómeno. Sin embargo, existe otra causa también fundamental. Cuando el trabajador rural se encuentre en el sector tradicional, su ingreso consiste sustancialmente en bienes materiales, (auto-consumo), por lo que la porción monetaria que recibe será muy pequeña. Ahora bien, el campesino, sobre todo los jóvenes, tienen necesidad de "efectivo" para poder adquirir otro tipo de bienes, digamos modernos.

Conocido es en México el sufrimiento de miles de jóvenes braceros que año con año pasar amargos días en los Estados Unidos y que al final se sienten compensados al poder regresar "al pueblo" con un bonito radio o televisor y, si es posible, un automóvil. En Africa muchos jóvenes parten en busca de trabajo para poder dar la dote necesaria para casarse.

(Probablemente esto también suceda en México aunque de manera disfrazada).

La legislación de "salar o mínimo" ha contribuido también a acrecentar la diferencia entre salario urbano y rural. Hagamos notar que en los países occidentales, durante el Siglo XIX, esta diferencia de salarios era prácticamente inexistente. La industri textil, base de la revolución industrial, proporcionaba salarios extremadamente bajos.

Lo anterior nos permite afirmar una vez más, que por múltiples razones, los países subdesarrollados se encuentran en una situación nueva y totalmente diferente a aquella de los países occidentales en el pasado. (esto no hace sino reforzar el análisis expuesto en la primera parte).

c.- Efectos de la Educación.-

Empecemos por dar los resultados de una encuesta llevada a cabo por Roussel en 1968, en una población de Costa de Marfil.

Cerca del 33 % de los hombres, y 20 % de las mujeres de 16 a 29 años, que habían nacido en el pueblo lo habían abandonado. El nivel de instrucción de estas personas se expresa en el cuadro siguiente:

Nivel de Instrucción	Porcentaje que abandonó el pueblo	
	Hombres	Mujeres
Analfabetas	8 %	11 %
Sabían leer y escribir	42 %	55 %
Certificado de primaria	61 %	75 %

FUENTE: OCDE "Le Probleme de l'emploi". 1971 pp.153-154

El cuadro pone en evidencia los efectos de un sistema educativo calculado fielmente de la antigua metrópoli .

Esta inadaptación de la enseñanza juega un papel esencial en el incremento de la emigración rural.

Además, el aumento de la educación se acelera:

TASA ANUAL DE ALUMNOS

(1960m a 1968)

	PSD	PD
1er. Grado	6.1%	0.9%
2ó. Grado	9.7%	5.1%
3er. Grado.	10.9%	9.2%
T O T A L	6.7%	2.5%

FUENTE: P. BAIROCH, op. cit.

Imposible estar contra la educación; sin embargo, debemos reconocer que los efectos producidos por la misma, dependerán directamente de la orientación dada al sistema educativo.

El siguiente es un ejemplo que resume de manera clara lo expuesto. En el norte de México, en Agualeguas (Nuevo León), zona eminentemente agrícola y ganadera, el pueblo cuenta con una secundaria, donde los estudiantes aprenden un poco de contabilidad, y mecanografía. La escuela se encuentra cerca de la Presidencia Municipal, representada por un rico propietario local.

Al finalizar la enseñanza secundaria los jóvenes se encuentran capacitados para escribir a máquina y listos para integrarse al trabajo en la primera oportunidad que les ofrezcan en la Ciudad Industrial de Monterrey. Consecuentemente, la pequeña propiedad agrícola de los padres no será tomada a cargo por los hijos. Ello dará lugar a que en el momento que los padres no puedan más explotar sus tierras,

por razones físicas o económicas, estas pasarán a manos de los grandes propietarios; cuyas propiedades y medios crecen a medida que pasa el tiempo, mientras los niños van a la escuela posteriormente a la ciudad.

Este ejemplo ilustra perfectamente el proceso entre las relaciones 2, 3, 4, del esquema expuesto en páginas anteriores.

d) OTROS FACTORES.

A nivel individual nos referimos a dos factores sociológicos más existen otros factores sociológicos, que consideramos importantes:

i) La "atracción inherente al modo de vida urbano".

Atracción que se ha visto acentuada por las facilidades aportadas por el desarrollo de las comunicaciones en el sector moderno y por las diferencias considerables entre vida urbana y rural, ya mencionadas.

ii) La existencia de presiones sociales en el medio rural, que inducen a los jóvenes a irse a las ciudades donde pueden vivir "más libres".

3. LA COHERENCIA DEL SISTEMA.

El modelo de desarrollo adoptado en la mayor parte de los países subdesarrollados se inspira directamente en el ejemplo de los países desarrollados, cuyo sector tradicional, ha sido prácticamente integrado a un conjunto estructurado.

La política de desarrollo consistirá entonces en favorecer al sector industrial estructurado, urbano, para que absorba al sector no estructurado urbano y favorezca la expansión del sector rural estructurado.

Volviendo a nuestro esquema dicha evolución puede ilustrarse así:

	Urbano	Rural	Urbano	Rural
Moderno (o estructurado)				
Tradicional (o no estructurado)		desarrollo		

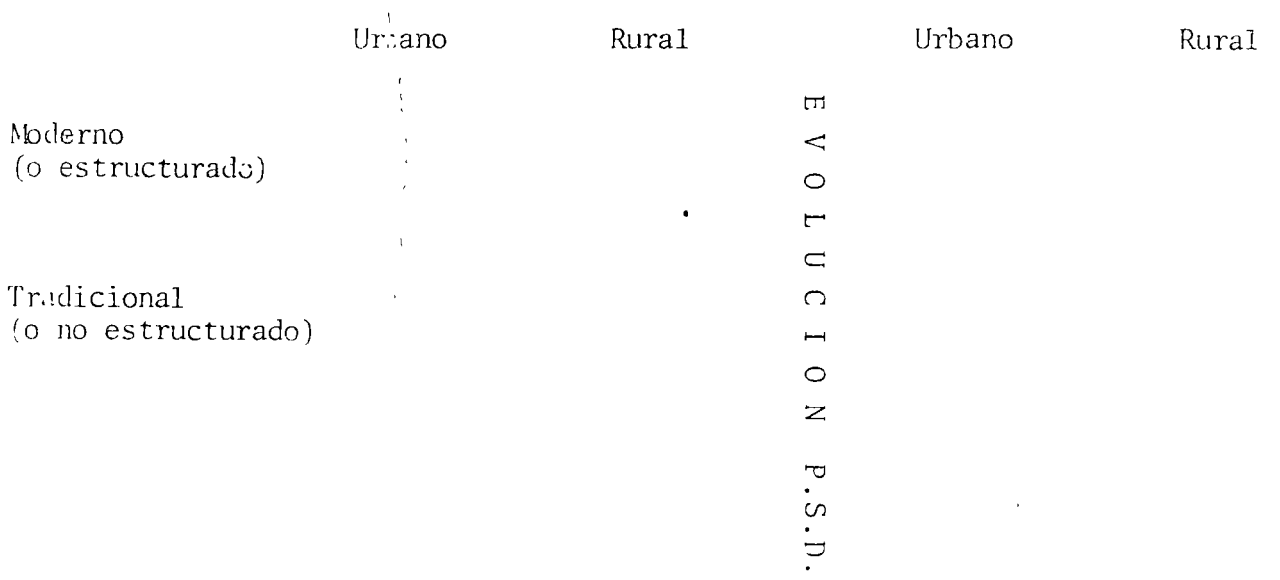
Esta política se basa en la utilización de procesos productivos modernos, importados, de los países desarrollados.

El desarrollo se ha basado entonces, em la utilización de técnicas de alto contenido de capital y que emplean poca mano de obra (lo que corresponde más a la realidad socioeconómica de los países desarrollados), siendo que los países en desarrollo disponen, por el contrario, de una gran fuerza de trabajo y poco capital. Es decir, se ha optado por un crecimiento industrial (a veces antes que el mercado y demanda existan) en detrimento de un desarrollo armónico y equilibrado de toda la sociedad. Incluyendo, desde luego, el sector agrícola tradicional, que es el que por el momento sufre las consecuencias de esta decisión.

La política agrícola ha consistido, en buen número de casos, en fomentar la gran explotación destinada a la exportación como una fuente más de financiamiento de la industria. Ello no solo ha imposibilitado el desarrollo de la agricultura tradicional, sino que además, ha conducido al desplazamiento de la misma por parte de la agricultura moderna provocando serias tensiones en el campo.

Simultáneamente la industrialización no ha logrado absorver al sector urbano no estructurado alimentado constantemente por el éxodo rural. Este sector ha crecido dando origen a verdaderas ciudades marginadas: (Netzahualcoyotl, hasta una época y otras).

Podemos constatar que la evolución se ha realizado en el siguiente sentido:



Evidentemente que estos esquemas son simplificatorios, además está claro que - el desarrollo relativo de cada sector (círculo) se realiza de manera distinta- en cada país.

Para completar esta explicación, es necesario decir que el "motor" de este proceso es la existencia de una minoría local, en contacto con el extranjero, la- cual, por condicionamiento cultural, busca para su país un desarrollo idéntico o similar al de las naciones desarrolladas; ello origina su incapacidad para - reconocer la existencia de una realidad muy diferente y su gran falta de imaginación e iniciativa para proponer una nueva solución.

Es cierto, esta minoría nacional no es la única responsable. La existencia y - funcionamiento de las compañías multinacionales nos hacen dudar del concepto de "espacio económico nacional". Los acontecimientos recientes nos muestran palpablemente, la participación de estas grandes firmas en crisis políticas y económicas (el petroleo, Chile...) . No insistiremos más en este problema, pues ello vendría a sobrepasar los límites de nuestro estudio.

Nos contentaremos con decir que la acción de estas compañías transnacionales se vé favorecida por el comportamiento de dicha "burguesía local" y que la comunidad de intereses entre ambas, agrava el proceso que describimos.

Vemos, como conclusión, que la descripción del desarrollo hecha en la primera parte, (abordando el problema a través del estudio de las relaciones entre países ricos y pobres, entre Centro y Periferia), completa perfectamente lo expuesto en esta segunda parte, (estudiando el funcionamiento interno de las economías subdesarrolladas), y muestra la coherencia del sistema, del proceso que hoy obsevamos en marcha: El subdesarrollo.

Observación:

Hemos intentado mostrar las características esenciales del subdesarrollo, (dependencia del extranjero y dualismo de la estructura interna), características que se manifiestan particularmente en la importación creciente (sobre todo de tecnología) y en la desocupación, y que implica la miseria (e incluso la muerte), intentaremos proponer un plan de lucha contra el subdesarrollo existente a nivel global, a nivel macroeconómico.

El problema es ahora saber cómo podemos incluír un proyecto (de construcción por ejemplo) dentro de un plan de desarrollo.

Hoy en día se utilizan, en los países subdesarrollados métodos de cálculo que permiten evaluar el impacto de un proyecto sobre la economía.

Siendo nuestro objetivo definir los efectos de la construcción (de carreteras por ejemplo) en el desarrollo, nos parece indispensable empezar por una presentación somera, y un análisis crítico, de los métodos de evaluación actualmente utilizados.

Este análisis estará orientado por el deseo de ver en qué medida los métodos de evaluación se muestran capaces de pasar, en su estudio, del nivel microeconómico del proyecto, al nivel social-político-económico de un plan de desarrollo.

ANEXO I

ESTIMACION DEL SUBEMPLEO RURAL

(FUENTE: Edgard Raymond "Investissement Humanins."
Paris Mouton & Co., 1969)

Se ha observado el subempleo visible haciendo el cálculo sobre una base de 265 días de trabajo por año. La letra (T) indica que solo se ha considerado el trabajo agrícola, lo que sobrestima el subempleo (pág. 286) .

Los porcentajes entre paréntesis han sido calculados a partir de cifras dadas en valor absoluto.

CONTINENTE REGION GEOGRAFICA ESTADO	APRECIACION GENERAL EN DIAS DE SUBEMBPLEO	EN%	A PARTIR DE LA ENCUESTA: "MANO DE OBRAS Y EMPLEO EN DIAS DE SUBEMPLEO. EN %	A PARTIR DE LA ENCUESTA: "TIEMPO DE TRABAJO" EN DIAS DE SUBEMPLEO.	EN %
A.- AFRICA					
1. ESTIMACIONES GLOBALES					
EX-AFRICA OCCIDENTAL FRANCESA	118	45			
REGION DE SABANA	140 (1)	(53)			
REGION DE BOSQUE	195 (1)	(74)			
2. POR ESTADO					
AFRICA AL NORTE					
DEL SAHARA	165	(62)	30 (M)		
ALGERIA	85	(32)			
EGIPTO	140 (T)	(53T)			
MARRUECOS					
AFRICA AL SUR DEL SAHARA:					
CARMEN (ALGODON)	125 (T)	(47T)		158 (T) 77	60 (T)-29 (a) - (b)

Continente Región Geográfica	Apreciaciones Generales		Encuesta "Mano de Obra y Empleo		Encuesta "Tiempo de Trabajo"	
	En días de Subempleo	En %	En días de Subempleo	En %	En días de Subempleo	en %
Camerún (Cacao)	195 (T0	(74 T)			43 (T)	68 (T)
República Centro-Africana					16.5	8
Congo	190 (T)	72 (T)			2	29 (T)
Dahomey						
Halto Volta	97	(37)				
Madagascar:						
Monocultivo	185 (T)	(70 T)				
Doble Ha.	83 (T)	(31)				
Policultivo	59 (T)	(22)				
Senegal	112 (T)	(42 T) /	30			
Tschad:						
Agricultor-Ganadero			172 (T)	(65 T)		
Agricultor Cacahuate			149 (T)	(56 T)		
Arroz			125 (T)	(47 T)		
Algodón			115 (T)	(43 T)		
B. AMERICA LATINA						
Argentina	147 (3)	(55)				
Chile	55 (3)	(21)				
Colombia	63 (3)	(25)				
Salvador	85 (3)	(33)				
C. ASIA						
1. Apreciación General de: "El Campesino Estraoriental.	115 (T)	(43 T)				

3/ Estas Cifras corresponden a obreros agrícolas.

Continentes, Regiones Geográficas, Estados.	Apreciaciones Generales		Encuesta "mano de obra Empleo		Encuesta "tiempo de trabajo"	
	En días de Subempleo	en%	En días de Subempleo	en %	En días de Subempleo	en %
II. Asia del Sureste						
Conjunto		30 a 50				
Birmania	140 [4]	(53)				
Cambodia	85 (T)	32 (T)				
	a 145 (T)	a55 (T)				
Indonesia				33		
Laos					47	(18)
Filipinas	125 [5]	72 (42)				
	90 [6]	(34)				
Tailandia	115 [7]	(43)				
Vietnám antes de la revolución de Tonkín	140 (T)	(53 T)				
Cooperación 1960	59a118	(22) a (45)				
Cooperación 1961	17 a88	(6) a (33)				
III. OTROS ESTADOS						
China						
Conjunto	145 (T)	T(55)				
Encuesta R. Dumont						
Ch ensi	165	(62)				
Changai	-45	(17)				
Nankin	33	(31)				
Cantón	45	(17)				
Estimación Bettelheim:						
Media 1955	115	(43)				
Media 1958	-35	(-13)				
Evolución de Estruc. Explotación.						
Individual	150	(57)				
Semi-Socialista	90	(34)				
Socialista	-5	(-2)				
Comunas Populares	-65	(-25)				
Corea	125 (T)	(47 T)				

India	75[8]	25 a 34 (M)	
Bengala Occidental	175	(62)	
Japón			35 a 57 (m)
Pakistán		63	12, 2 a 17,99 (24)

1. Comparando con las otras cifras parece que estas estimaciones solo toman en cuenta los trabajos agrícolas.
2. Media Aritmética de las cifras concernientes a las cinco provincias y que van de 45 a 115
3. Cifras que corresponden a obreros agrícolas.
4. Se trata de proletariado agrícola
5. Obreros Agrícolas.
6. Estimación General, pero el subempleo puede llegar hasta 72%
7. Trabajadores temporales
8. Estimación mínima sobre obreros agrícolas.
9. La base potencial teórica de trabajo aumentó de 250 a 265 días de trabajo, siendo los porcentajes para las cuatro regiones: 12.2, 27.7, 43.8, 47.9

ANEXO II

RITMO TEMPORAL DE SUBEMPLEO RURAL EN AFRICA

Hemos insistido sobre la necesidad de redefinir el término de "desempleo" en los países subdesarrollados tratando de mostrar, que en su sentido clásico, dicho -- término, al referirse únicamente a quien está desempleado o en busca de un trabajo, no representa sino una parte del problema de la "desocupación", ya que ésta- abarca tanto el desempleo como el subempleo.

El propósito del presente análisis nos impide entrar en detalles sobre la descripción del subempleo ya que éste depende de las condiciones sociales y económicas de cada país.

En nuestro estudio nos ocuparemos sobre todo del caso del subempleo rural. Ahora- bien, si estimar el subempleo urbano presenta graves dificultades, llegar a precisar la amplitud del subempleo rural es aún más difícil. Con cuanta frecuencia escuchamos decir que en Africa no existe el subempleo rural. Cierto que todos parecen tener una ocupación, ya que dentro del marco tradicional parte de los traba-- jos agrícolas se realizan colectivamente (en una misma población encontramos campos en propiedad colectiva, familiar o personal 19/) y los ingresos se reparten - entre todos, sin embargo, a pesar de esto, nos encontramos con una emigración considerable hacia las ciudades en busca de los salarios ahí propuestos.

La importancia de este problema exige un profundo conocimiento sociológico del medio rural. No se trata únicamente de dar trabajo para completar las 40 horas semanales. No debemos olvidar que el contexto sociológico es totalmente diferente al- de las civilizaciones occidentales. El "valor" que se atribuye al trabajo no es - el mismo. Las necesidades no son aún las mismas.

Al referirnos al problema del empleo intentamos analizar las principales causas del éxodo rural, sin embargo, a nivel de un proyecto particular, debemos ir aún=

19/ "Developpement et traditions dans les societe's rurales afrikaines"

más lejos y precisar con mayor exactitud las formas en que se manifieste el subempleo. Citamos como ejemplo el resultado de las encuestas realizadas por Edgard -- Raymond, y que aparecen en su obra "Investissements Humanins,Illutions et Réalités".

Estudio realizado en República Centro-Africana (por C. Quet).

Estudio realizado en Tionga (Camerun del Norte) por G. Guillard.

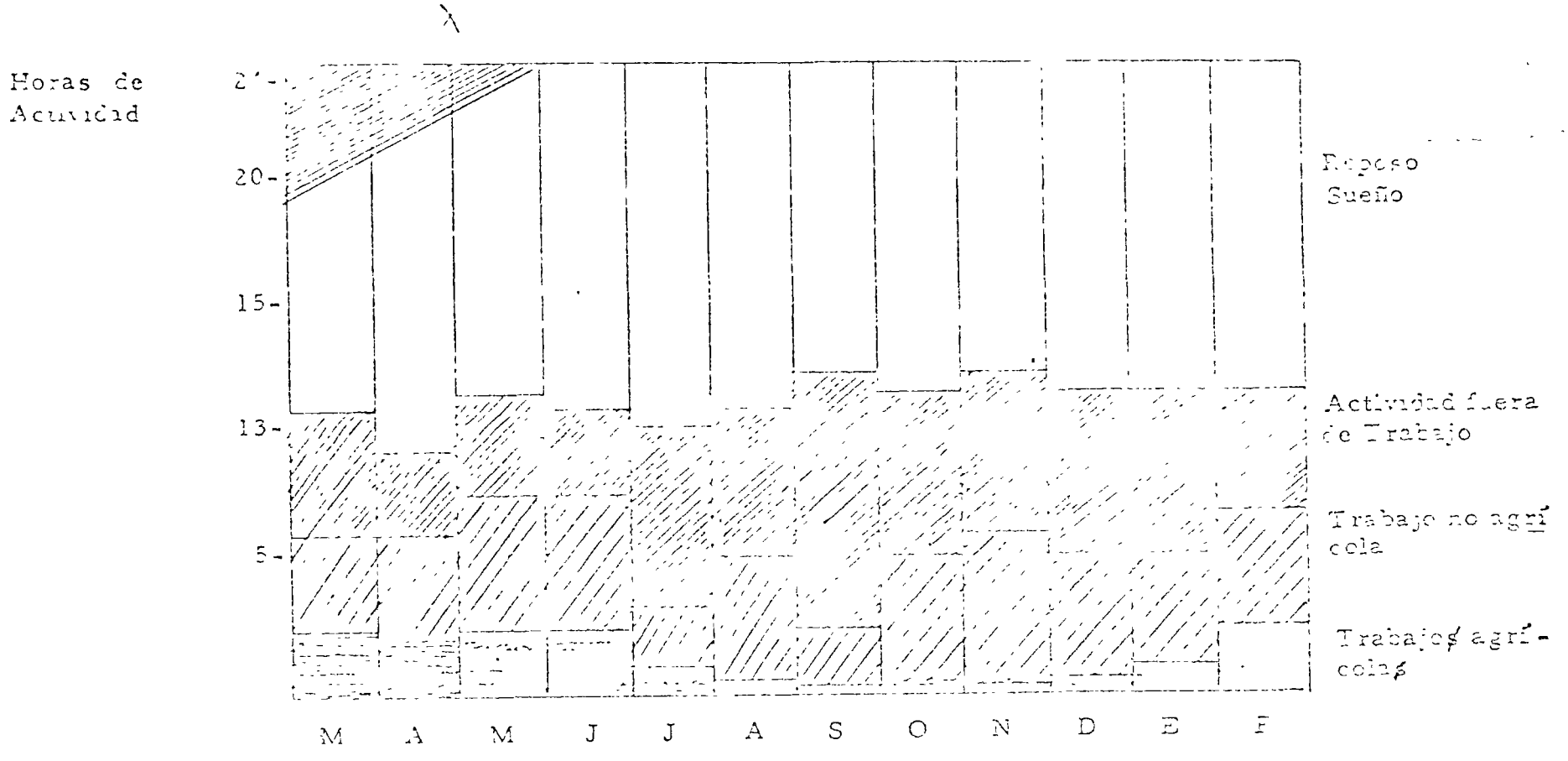
"De manera general, el campesino "Toupori" tiene una actividad agrícola durante - 105 días (tres meses y medio), durante 90 días (tres meses) realiza un trabajo -- que no se relaciona con la tierra, descansa cinco meses y medio y está enfermo - diez días al año. LA mujer dedica menos tiempo a actividades culturales (casi -- dos meses y medio), un poco más que el hombre a otros trabajos (tres meses y medio), descansa durante cinco meses y medio ".

La encuesta abarca un período de tres años:

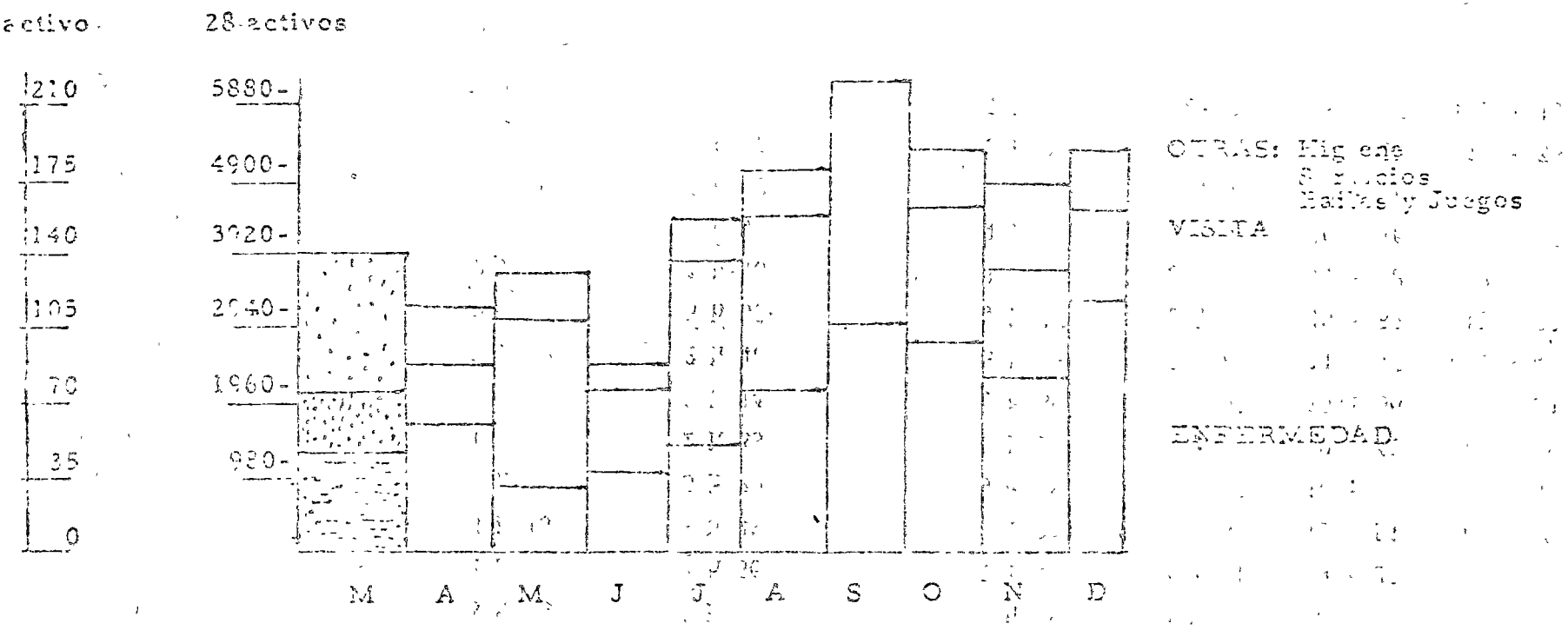
Trabajo y reposo en Tionga

Trabajos Agrícolas	Diversos	Descanso	Enfermedad

IMPORTANCIA RELATIVA DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ACTIVIDAD



DETALLE DE LA ACTIVIDAD FUERA DEL TRABAJO 1/



1/ No incluye los meses de enero y febrero.

TABLA RECAPITULATIVA DEL CONJUNTO DE DIVERSAS
ACTIVIDADES EN DARIO (REPUBLICA CENTROAFRICANA)

M E S	Trabajos Agrícolas	Trabajos no agrícolas	TOTAL (1)+(2)	Sin Trabajo	TOTAL (1)+(2)+(3)	Descanso sueño (4)	TOTAL
MARZO	3 h 19	2 h 27	5 h 46	4 h 26	10 h 12	13 h 48	24
ABRIL	2 h 48	2 h 56	5 : 44	3 : 41	9 : 25	14 : 35	24
MAYO	3 h 16	3 h 45	7 : 01	3 : 50	10 : 51	13 : 09	24
JUNIO	3 h 18	3 h 20	6 : 48	3 : 22	10 : 10	13 : 50	24
JULIO	1 h 53	2 h 35	4 h 28	5 : 14	9 : 42	14 : 18	24
AGOSTO	1 h 25	3 h 14	4 h 39	5 : 57	10 : 36	13 : 24	24
SEPTIEMBRE	0 h 47	2 h 46	3 h 33	7 : 40	11 : 13	12 : 47	24
OCTUBRE	0 h 47	3 h 53	4 h 40	6 : 12	10 : 52	13 : 08	24
NOVIEMBRE	0 h 33	4 h 16	4 h 49	6 : 19	11 : 08	12 : 52	24
DICIEMBRE	0 h 50	3 h 10	4 h 00	6 : 16	10 : 16	13 : 44	24
ENERO	1 h 03	3 h 00	4 h 03	6 : 17	10 : 20	13 : 40	24
FEBRERO	2 h 33	3 h 46	6 h 09	4 : 18	10 : 27	13 : 33	24
TOTAL	22 h 22	39 h 18	61 h 40	63: 32	125 : 12	162 : 48	288
MEDIA	1 h 52	3 h 16					

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

XV CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL
DE LA S.A.H.O.P.

CONTROL DE CALIDAD
ESPESORES DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO BASES TEORICAS DE LAS ESPECIFICACIONES DE ESPESORES.

PROF. ING. FELIPE LOO GOMEZ.
Noviembre, 1977.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESERCH PROGRAM

REPORTE 17

1965

ESPESORES DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO

BASES TEORICAS DE LAS ESPECIFICACIONES DE ESPESORES

Pavimento Flexible.

De los muchos métodos de que se dispone para calcular el espesor requerido de las diferentes capas de un pavimento -- flexible, el método desarrollado por el Comité Operante sobre Diseño de la AASHO, a partir de los resultados obtenidos en el Tramo de Prueba AASHO, parece ser el más lógico y práctico, a pesar de lo cual, aún permanecen varios factores que deben ser supuestos o estimados. Las variaciones en tales estimaciones - conducen a diferencias en los espesores de los diferentes elementos del pavimento, o capas del mismo, que exceden las toleran-- cias permitidas para su espesor en las especificaciones en vigencia. A continuación se discuten algunos de estos factores.

El valor soporte del suelo es seleccionado de pruebas realizadas sobre muestras del suelo que representa a la subra-- sante propuesta, y los valores de las pruebas se correlacionan con el valor obtenido, usando el mismo método de prueba, sobre una muestra del suelo representativo de la subrasante en el Tramo de Prueba AASHO. Los datos presentados en el Reporte Especial No. 66 del HBR, muestra las variaciones en los valores de las pruebas, obtenidas por las agencias participantes. Diferencias pequeñas relativamente en la seleccion del valor soporte del suelo producen diferencias en el espesor del pavimento que

exceden las tolerancias permitidas por las especificaciones.

El pavimento es diseñado para soportar un número estimado de aplicaciones de carga equivalente de 18,000 lb. por eje para un período de 20 años. Esta estimación se basa en el volumen y características del tránsito actual, a menudo no muy aproximado y proyectada para un período de 20 años. El método de conversión del tránsito mezclado a un número de aplicaciones de carga equivalente de 18,000 lb. por eje es objetado por algunos expertos en análisis de tránsito.

La selección de un factor regional está sujeta al criterio y buen juicio del ingeniero proyectista. Un factor regional de 1.0 representa las condiciones ambientales imperantes en el Tramo de Prueba AASHO. Valores de 0.5 a 3.0 se sugieren para la zona continental de los Estados Unidos por la "Guía Provisional AASHO para el Diseño de Estructuras de Pavimentos Flexibles". El valor del factor regional tiene un efecto apreciable en el espesor obtenido del pavimento.

En el tramo de Prueba AASHO se establecieron los coeficientes de resistencia de tres elementos del pavimento flexible únicamente, carpeta de rodamiento de concreto asfáltico, incluyendo capa de liga, 0.44 SN/pulg. (A); base de roca triturada, 0.14 SN/pulg. y sub-base de roca redondeada o de río, 0.11 SN/pulg. Los coeficientes para otros materiales se han estimado por métodos racionales y pruebas, pero no con la precisión de estos tres materiales.

(A) SN (Structural Number), es un índice de la resistenfia estructural de las capas del pavimento.

Los detalles de este método de diseño para pavimentos flexibles se explican en la "Guía Provisional AASHO para el Diseño de Estructuras de Pavimentos Flexibles". Por medio de un monograma se relacionan el valor soporte de la subrasante, volumen y características del tránsito, las condiciones ambientales imperantes y un pavimento consistente de dos o más elementos de un espesor especificado que son seleccionados. El valor soporte de la subrasante, determinado por pruebas y criterio, es representado por un número abstracto de 1 a 10. El volumen y características del tránsito, determinados de los datos vigentes del tránsito extrapolado para un período de 20 años, es analizado para determinar el número de aplicaciones de carga equivalente de 18,000 lb. por eje. Este número puede expresarse como un promedio diario al dividir por 7,300 (365 días por 20 años). Las condiciones ambientales prevalecientes o factor regional se expresa en números, 0.5 a 3.0 y se basa en un valor de 1.0 para las condiciones prevalecientes en el Tramo de Prueba AASHO. El espesor del pavimento se expresa como un número estructural, que es la suma de los espesores de los componentes del pavimento multiplicados por sus respectivos coeficientes de resistencia.

Pavimentos Rígidos.

Los pavimentos de concreto hidráulico son generalmente diseñados mediante un método teórico desarrollado por Westergaard. Las ecuaciones originales han sufrido modificaciones desde entonces con objeto de lograr una mejor concordancia con los

resultados de las investigaciones realizadas y para tomar en -- cuenta las variaciones en el valor soporte de la subrasante debidas al alabeo de las losas de concreto.

El diseño de los espesores se basa en lo sigueinte:

1) La Capacidad de soporte del suelo de la subrasante, que es expresada como el módulo de reacción de la subrasante, k, - determinada mediante pruebas de placas, y generalemente muy variable según las diferentes regiones. Además, la correc-- ción para compensar la pérdida de resistencia que puede ocurrir si el suelo se satura en el futuro no es totalmente satisfactoria.

2) La resistencia a la flexión del concreto, determinada en el laboratorio en especímenes de 28 días de curado, especificada de 600 a 700 psi para la mayoría de los casos. Debe considerarse una tolerancia por los efectos de fatiga, que pueden - reducir la resistencia de diseño hasta en un 50% de la resistencia de prueba de acuerdo con el criterio del proyectista.

3) Para cargas equivalentes por rueda, en algunos casos se -- aplica en el proyecto, un factor adicional de corrección de aproximadamente 1.2, para considerar los efectos de impacto.

Co mo resultado de ls incertidumbres introducidas por el empleo de valores supuestos y factores de corrección, el espesor de diseño del pavimento, es seleccionado como el número cerrado de pulgadas inmediato superior al valor calculado.

De esta manera, debe notarse que tanto para pavimentos flexibles como rígidos, el diseño de espesores para cada capa está sujeto a un cierto número de aproximaciones. La magnitud de estas aproximaciones es tal que las teorías de diseño no proporcionan una base sólida que justifique tolerancias muy estrechas para cualquiera de las capas de un pavimento rígido o flexible.

EFECTOS EN LA VARIACION DE LOS ESPESORES.

Debido a la conclusión anterior, los efectos en la variacion de los espesores son calculados en los párrafos siguientes para mostrar la pérdida teórica de funcionamiento contra el costo de construcción.

Pavimento Flexible.

Los estudios han demostrado que una deficiencia de 0.24 pulgadas, (0.61 cm.), en el espesor de diseño de un cemento de concreto asfáltico de 3 pulg., (7.44 cm.), en un pavimento flexible, reduce su capacidad para soportar el tránsito de 120 a 100 aplicaciones diarias de cargas equivalentes de 18,000 libras por eje, o sea una reducción de 17%, mientras que el valor monetario de la deficiencia del pavimento es de solamente el 8% del costo de la carpeta de 3 pulg. de espesor. Continuando este análisis para incluir también deficiencias de 0.5 pulg., (1.27 cm.), en una base de roca triturada de 6 pulg., (15.3 cm.), de espesor, y 0.5 pulg., (1.27 cm.), en una sub-base de roca redondeada o de río de 10 pulg. (25.4 cm.) de espesor, la capacidad para soportar el tránsito del pavimento hipotético se podría reducir hasta alrededor de 80 aplicaciones diarias de cargas equivalentes de 18,000 lb. por eje, o sea un 33%.

Pavimento Rígido.

Suponiendo que una losa de concreto de un espesor especificado de 9 pulg., (22.9 cm.), podría soportar 610 aplicaciones diarias de carga por eje, una diferencia de 0.25 pulg., (0.63), en el espesor, podría reducir la anterior capacidad teórica hasta alrededor de 510 aplicaciones diarias de carga por eje. Esto significa una reducción de aproximadamente un 16.5% en el funcionamiento y un 2.8% en valor monetario. Una diferencia de 0.5 pulg., (1.27 cm.), en el espesor, podría reducir la capacidad a aproximadamente 410 aplicaciones diarias de carga por eje, lo que es equivalente a un 33% de pérdidas en el funcionamiento y 5.6% en valor monetario.

TOLERANCIA EN ESPESORES.

Tolerancia en el tramo de Prueba AASHO.

En el Tramo de Prueba AASHO las especificaciones permitieron tolerancias de (± 0.25 pulg.), (± 0.63 cm.), para el espesor especificado de la carpeta asfáltica. Los datos acumulados muestran que del número de corazones tomados, el 2.7% excedió en el valor menor y el 2.6% en el valor mayor. La desviación media es cero y el rango de variación es de (-0.5 pulg.) (- 1.27 cm.), a (+ 5/8 pulg.), (+ 0.95 cm.).

Las especificaciones para el Tramo de Prueba ASHO permitireron una variación de (± 0.5 pulg.), (± 1.27 cm.), en el espesor especificado de la base de roca triturada y de la

sub-base de roca redondeada o de río. De acuerdo con los datos obtenidos, del número total de corazones tomados de la base de roca triturada, el 0.8% excedió esta tolerancia en el valor menor y el 15% en el valor mayor. La desviación media es (+ 0.25 pulg.), (+0.63 cm.), y el rango de variación es de (- 1.0 pulgadas.), (-2.54 cm.), a (+2.0 pulg.), (+ 5.04 cm.).

Los pavimentos en el Tramo de Prueba fueron construídos bajo condiciones bastante rígidas de inspección, indicando con esto que los límites de las variaciones de los espesores especificados para los tres elementos del pavimento flexible son más estrechos que los valores prácticos que normalmente se pueden obtener. Lo mismo puede decirse acerca de las tolerancias para los pavimentos de concreto hidráulico; una desviación de (± 0.25 pulg.), (± 0.63 cm.), fué permitida por las especificaciones. Los datos obtenidos muestran que del número total de corazones tomados, el 2.7% excede esta tolerancia en el valor inferior y el 3.5% en el valor superior. La desviación media es (+ 1/32 pulg.), (+ 0.08 cm.) y el rango de variación es de -- (-5/8 pulg.), (- 1.59 cm.) a (+7/8 pulg.), (+ 2.22 cm.).

Tolerancia en carreteras Estatales.

Como se muestra en la tabla 13, las agencias anotadas en general especifican una tolerancia de 0.5 pulg. (1.27 cm.), para espesores de base, auqneu hay algunas que no tienen especificaciones al respecto. Las tolerancias para espesores de carpetas varían de 1/8 a 1/2 pulg., (0.32 a 1.27 cm.).

Tolerancias y Sanciones Prácticas.

Las especificaciones de tolerancias para los espesores de los diferentes elementos de un pavimento deben conservarse dentro de límites accesibles al equipo moderno de construcción de pavimentos ya que unas especificaciones dentro de límites muy estrechos pueden ocasionar procedimientos de construcción muy costosos y no justificables. Es dudoso que los métodos de diseño hayan sido desarrollados al grado de que el espesor obtenido aplicando cualquier método sea suficientmenete preciso para permitir tolerancias en espesores muy estrechas. Por otro lado, no deben permitirse variaciones muy amplias en los espesosres de los pavimentos, pues esto ni es necesario desde el punto de vista de la colocación o tendido, ni reduce el costo de construcción y únicamente conduce a una deficiente ejecución de la obra. Igualmente existe algún límite extremo en el cual el espesor de una capa de pavimento flexible se considera crítica desde el punto de vista de su funcionamiento y si la deficiencia en el espesor excede este límite, no deberá aceptarse el pavimento.

Cuando los elementos del pavimento tales como la subbase, base o carpeta asfáltica, se pagan con base en peso o volumen unitarios, pueden aceptarse variaciones considerables en el espesor de capas individuales sin sanciones, siempre que los límites extremos no sean excedidos. Sin embargo, debe estipularse que no se pagará un exceso de material en peso necesario para obtener carpetas más gruesas que el espesor normal, más una tolerancia razonable. La omisión de este requisito puede provocar una grave alteración en exceso de las cantidades de materiales.

Cuando el pago es en base de precio global o superficie, es necesario para asegurar mediciones perfectas, que se limitan únicamente pequeñas deficiencias sin imponer sanciones. En efecto, algunas agencias no admiten tolerancias en el límite inferior sin aplicar sanciones. Una tolerancia razonablemente amplia, con sanciones, hace posible al contratista construir una carpeta con el nivel de proyecto y dentro de las tolerancias de aceptación de espesores. Si se controla apropiadamente el nivel de cada capa no habrá sanciones.

Las bases para establecer la sanción que deben imponerse cuando la deficiencia de una capa excede la tolerancia, es objeto de la aplicación de criterio y buen juicio. La teoría indica que la deficiencia del funcionamiento es mayor que la reducción en el costo de la construcción, y que las sanciones escalonadas establecidas para deficiencias en el espesor de las capas de pavimento flexibles deberán ser aproximadamente del doble del costo de los espesores en fracción de pulgada, mientras que las sanciones escalonadas para pavimentos de concreto hidráulico deberán ser del orden de cinco veces el costo de los espesores en fracción de pulgada. Como se ha discutido anteriormente, no existe la seguridad de que este criterio para imponer las sanciones, esté justificado desde el punto de vista de la pérdida real del valor del servicio; sin embargo, una sanción basada en una proporción unitaria del costo del espesor, en fracción de pulgada, incita a la construcción de espesores no uniformes, debido a que es más barato hacer un trabajo mal hecho y aceptar la sanción que controlar las superficies y niveles aproximadamente. Sobre una base completamente arbitraria, se sugiere una sanción de una

y media veces el costo de los espesores en fracción de pulgada, para pavimentos flexibles, y de dos v media veces el costo del espesor en fracción de pulgada, para pavimentos de concreto hidráulico.

Cuando la deficiencia del espesor de cualquier capa exceda el límite extremo establecido, ésta deberá levantarse y sustituirse, o bien puede aceptarse sin el pago respectivo.

Especificaciones Prácticas y Realistas.

Considerando los factores discutidos anteriormente, se sugiere que las especificaciones relativas a los espesores de las diferentes capas que constituyen un pavimento, y cuyas bases de pago son por precio total o por superficie, deben contener lo siguiente:

1.- Una relación de los espesores nominales y deseados.
2.- Las tolerancias permitidas para los espesores.
3.- El porcentaje del área que puede caer dentro de esta tolerancia y aceptable sin sanciones.
4.- La sanción que deba imponerse en zonas con un porcentaje excesivo de espesores fuera de la tolerancia.
5.- El tamaño de la muestra que debe ser tomada para aceptación.
6.- El plan en que debe basarse el criterio de aceptación y la etapa de la construcción en que debe tomarse y ensayarse la muestra.
7.- El límite extremo de la dificiencia del espesor, que obliga a rechazar el área en que la capa es deficiente.

Los planes apropiados de aceptación han sido descritos y ejemplificados en este reporte. Los valores numéricos de las tolerancis y límites deben basarse nn los principios de la variación normal fundamentados en una construcción aceptable por muestreo aleatorio.

De los datos disponibles, las tolerancias podrían ser de los órdenes mostrados en la siguiente tabla.

CAPA DEL PAVIMENTO	TOLERANCIAS EN DIFERENCIAS A PARTIR DEL ESPESOR EN PROYECTO cm.	
	El 80% de los Espesores DEBEN DIFERIR ENTRE:	El 100% de los Espesores NO DEBEN DIFERIR MAS DE:
Carpeta de Concreto Asfáltico	-0.00 a +1.27	- 0.63
Capa de Liga de Concreto Asfáltico	-0.63 a ____	- 1.27
Base de concreto asfáltico	-0.63 a +1.27	- 1.90
Base Hidráulica	-1.90 a +2.54	- 3.17
Base estabilizada con asfalto	-1.27 a +2.54	- 3.17
Base tratada con cemento	-2.54 a +3.81	- 4.44
Losas de concreto Hidráulico	-0.00 a ____	- 1.27

donde:

σ_1 = desviación estándar en los ensayes.

$\frac{1}{d_2}$ = constante que depende del número de cilindros de cada grupo (Tabla 3).

$\bar{R}$ = intervalo promedio de los grupos de cilindros compañeros.

V_1 = coeficiente de variación en los ensayes.

$\bar{X}$ = resistencia promedio.

TABLA 3.—FACTORES PARA CALCULAR LA DESVIACION ESTANDAR EN LOS ENSAYES*

Número de especímenes	d_2	$1/d_2$
2	1.128	0.8865
3	1.693	0.5907
4	2.059	0.4857
5	2.326	0.4299
6	2.534	0.3946
7	2.704	0.3698
8	2.847	0.3512
9	2.970	0.3367
10	3.078	0.3249

Distribución acumulativa

Si se aplica al concreto la teoría del "eslabón más débil", el número de ensayes que da resistencias menores que la deseada es más importante para calcular la capacidad de carga de las estructuras de concreto que la resistencia promedio obtenida. Sin embargo, no es práctico especificar una resistencia mínima para el concreto, puesto que la ley normal de probabilidades indica que cabe esperar que un ensaye de cada seis resulte con una resistencia menor que la resistencia promedio ($\bar{X}$) menos la desviación estándar (σ), uno de cada 44 menor que la resistencia promedio menos 2σ, y uno de cada 741 menor que la resistencia promedio menos 3σ.

La curva de distribución acumulativa se obtiene acumulando el número de ensayes que dan resultados inferiores a una resistencia dada. La Fig. 3 muestra un grupo de curvas de distribución acumulativas expresadas en porcentaje y trazadas como líneas rectas en la escala de probabilidad. Esta carta permite obtener datos sobre la probabilidad acumulativa cuando se conocen los coeficientes de variación.

* De la Tabla B2, "Manual de Control de Calidad de Materiales", ASTM Special Technical Publication No. 15 C.

tabla, se tiene una indicación de que la resistencia promedio no es igual a f_{cr}. Esto puede deberse a una resistencia baja o a un control más pobre del necesario, o a ambas causas. No debe olvidarse la posibilidad de que los resultados bajos se deban a errores en el muestreo o en el ensaye más que a una deficiencia en el concreto mismo. En cualquier caso, debe tomarse una acción correctiva.

TABLA 5.—GUIA PARA ESPECIFICACIONES DE RESISTENCIA DE CONCRETO

Concreto clase 1: Concreto estructural por diseño plástico; f_{cr} seleccionado de tal manera que un ensaye de cada 10 caiga por debajo de f'_c.

Concreto clase 2: Concreto estructural diseñado por esfuerzos de trabajo —pavimentos, presas, obras de irrigación—; f_{cr} seleccionado de tal manera que dos ensayes de cada 10 caigan por debajo de f'_c.

Número de ensayes consecutivos por promediarse	*Probabilidad de que la resistencia promedio caiga por debajo de f'_c, por ciento*		*Resistencia promedio mínima probable si V = 15 por ciento*	
	Concreto clase 1	*Concreto clase 2*	*Concreto clase 1*	*Concreto clase 2*
1	10.0	20.0	0.85 f'_c	0.79 f'_c
2	3.5	11.7	0.97 f'_c	0.90 f'_c
3	1.3	7.2	1.02 f'_c	0.94 f'_c
4	0.5	4.6	1.05 f'_c	0.97 f'_c
5	0.2	3.0	1.07 f'_c	0.99 f'_c
6	0.1	2.0	1.08 f'_c	1.00 f'_c

Existe una probabilidad de 2 por ciento de que el promedio de los números de ensayes indicados caiga por debajo del nivel de resistencia representado por los valores tabulados.

Las columnas 2 y 3 muestran la probabilidad de que el promedio de cualquier número dado de ensayes consecutivos no sea igual o mayor que f'_c si el concreto se proporciona para obtener una resistencia promedio igual a f_{cr}. Se ve que incrementando el número de ensayes que se promedien, se incrementa la posibilidad de exceder f'_c, ya que las variaciones tienden a balancearse a medida que se aumenta el número de ensayes en un grupo. Para propósitos de establecer sanciones, es apropiado y lógico seleccionar el número de ensayes consecutivos que se promedien de tal forma que el nivel de aceptación sea igual a f'_c. Un examen de la tabla revela que este número es de tres para concreto clase 1 o de seis para concreto clase 2. En otras palabras, el promedio de tres o de seis ensayes consecutivos para concreto clase 1 o clase 2, respectivamente, no caerán normalmente por debajo de f'_c a menos que se esté cometiendo algún error. De hecho, de acuerdo con la teoría estadística aceptada al derivar los valores, puede esperarse que tales fallas ocurran una vez en cada cincuenta, inclusive si el concreto se controla exactamente como se anticipó y se sobrediseña para obtener una resistencia promedio f_{cr}.

En resumen, puede considerarse que si ensayes individuales o promedios

TABLA 4.—RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA PARA DIVERSOS GRADOS DE CONTROL Y ESPECIFICACIONES DE CALIDAD

V (%)	*Resistencia promedio requerida (f_{cr}) para diversos porcentajes admisibles de valores inferiores a f'_c*		
	10%	20%	30%
12	1.18 f'_c	1.11 f'_c	1.06 f'_c
13	1.20 f'_c	1.12 f'_c	1.07 f'_c
14	1.21 f'_c	1.13 f'_c	1.08 f'_c
15	1.23 f'_c	1.14 f'_c	1.09 f'_c
16	1.25 f'_c	1.15 f'_c	1.09 f'_c
17	1.27 f'_c	1.16 f'_c	1.10 f'_c
18	1.30 f'_c	1.18 f'_c	1.10 f'_c
19	1.32 f'_c	1.19 f'_c	1.11 f'_c
20	1.34 f'_c	1.20 f'_c	1.12 f'_c
21	1.37 f'_c	1.21 f'_c	1.12 f'_c
22	1.39 f'_c	1.23 f'_c	1.13 f'_c
23	1.42 f'_c	1.24 f'_c	1.14 f'_c
24	1.44 f'_c	1.25 f'_c	1.14 f'_c
25	1.47 f'_c	1.27 f'_c	1.15 f'_c

Es decir, que la resistencia promedio será igual a la resistencia de proyecto dividida entre 1 menos el producto de t por el coeficiente de variación.

Como para cada valor de t corresponde una cierta probabilidad de obtener valores inferiores a x, f'_c en este caso, bastará con llamar a la resistencia promedio requerida f_{cr} y fijar los valores de t para diversos grados de calidad. Así:

$$f_{cr} = \frac{f'_c}{1 - tV}$$

Es decir, la resistencia promedio requerida dependerá del porcentaje de valores que se acepten por debajo de f'_c (es decir, del valor que se acepta para t) y del coeficiente de variación de la distribución de resistencias. (Véase Fig. 4.)

En la Tabla 3 se dan los valores de t para diversas probabilidades de valores bajos y número de observaciones desde 1 hasta 30 e infinito.

En la Tabla 4 se han calculado valores de f_{cr} para coeficientes de variación desde 12 hasta 25 por ciento y para tres grados de calidad que aceptan: 10, 20 y 30 por ciento de valores de resistencia por debajo de la resistencia de proyecto f'_c. En todos los casos se utilizaron valores de t para un número infinito de observaciones. Obviamente si el porcentaje permisible de valores inferiores a f'_c fuese 50 por ciento, la resistencia promedio requerida resultaría igual a f'_c ($t = 0$).

En la Tabla 5 se han calculado, también para coeficientes de variación desde 12 hasta 25 y para 4 valores de t correspondientes a 10, 20, 30 y 50 por ciento de valores permisibles por debajo de f'_c, los valores de la resistencia mínima probable (con probabilidad de 2.3 por ciento de ser inferior).

En la Tabla 6 se han calculado para los mismos valores del coeficiente de variación y de t, valores de la resistencia mínima probable, con una probabilidad de 0.13 por ciento de ser inferior.

n_i; número de observaciones en el subgrupo

$\bar{x}_i$; promedio de los valores observados del subgrupo i

σ_i; desviación estándar de un subgrupo

$\bar{\bar{x}}$; gran promedio de los valores observados

$\bar{\sigma}$; promedio pesado de desviaciones estándar

k; número de subgrupos.

2. Muestras pequeñas (subgrupos con $n<25$)

Subgrupos de igual tamaño

línea central $\bar{\bar{x}}$

límites de control $\bar{\bar{x}} \pm 3 \dfrac{\bar{\sigma}}{c_2 \sqrt{n}}$

Los valores de la constante c_2 se obtienen de la Tabla 2.

TABLA 2.—FACTORES PARA EL CALCULO DE VALORES DE CONTROL

Número de observaciones por muestra, n	Carta para promedios		Carta para desviaciones estándar			Carta para intervalos		
	Factores para límites de control		Factor para línea central	Factores para límites de control		Factor para línea central	Factores para límites de control	
	A_1	A_2	c_2	B_1	B_2	d_2	D_1	D_2
2	3.760	1.880	0.5642	0	3.267	1.128	0	3.267
3	2.394	1.023	0.7236	0	2.568	1.693	0	2.575
4	1.880	0.729	0.7979	0	2.266	2.059	0	2.282
5	1.596	0.577	0.8407	0	2.089	2.326	0	2.115
6	1.410	0.483	0.8686	0.030	1.970	2.534	0	2.004
7	1.277	0.419	0.8882	0.118	1.882	2.704	0.076	1.924
8	1.175	0.373	0.9027	0.185	1.815	2.847	0.136	1.864
9	1.094	0.337	0.9139	0.239	1.761	2.970	0.184	1.816
10	1.028	0.308	0.9227	0.284	1.716	3.078	0.223	1.777
11	0.973	0.285	0.9300	0.321	1.679	3.173	0.256	1.744
12	0.925	0.266	0.9359	0.354	1.646	3.258	0.284	1.716
13	0.884	0.249	0.9410	0.382	1.618	3.336	0.308	1.692
14	0.848	0.235	0.9453	0.406	1.594	3.407	0.329	1.671
15	0.816	0.223	0.9490	0.428	1.572	3.472	0.348	1.652
16	0.788	0.212	0.9523	0.448	1.552	3.532	0.364	1.636
17	0.762	0.203	0.9551	0.466	1.534	3.588	0.379	1.621
18	0.738	0.194	0.9576	0.482	1.518	3.640	0.392	1.608
19	0.717	0.187	0.9599	0.497	1.503	3.689	0.404	1.596
20	0.697	0.180	0.9619	0.510	1.490	3.735	0.414	1.586
21	0.679	0.173	0.9638	0.523	1.477	3.778	0.425	1.575
22	0.662	0.167	0.9655	0.534	1.466	3.819	0.434	1.566
23	0.647	0.162	0.9670	0.545	1.455	3.858	0.443	1.557
24	0.632	0.157	0.9684	0.555	1.445	3.895	0.452	1.548
25	0.619	0.153	0.9696	0.565	1.435	3.931	0.459	1.541
Más de 25	$\frac{3}{\sqrt{n}}$	.....	.....	°	°°	.....	.....	.....

° $1 + \frac{3}{\sqrt{2n}}$ °° $1 + \frac{3}{\sqrt{2n}}$

(Tabla II de "ASTM Manual on Quality Control of Materials", Parte 3)

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

XV CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL
S A H O P

F O T O G R A M E T R I A

ING. BULMARO CABRERA RUIZ
OCTUBRE, 1977

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

FOTOGRAMETRIA

La Fotogrametría tiene por objeto la determinación de la forma, tamaño y posición de un objeto cualquiera, utilizando fotografías.

La información que proporciona esta ciencia puede ser numérica o gráfica. Los perfiles longitudinales y transversales del terreno para un eje de proyecto o un modelo digital del terreno constituyen información numérica. Ejemplos de información gráfica son las cartas o planos a linea, mosaicos y ortofotos.

La fotogrametría puede ser de una sola imagen y de doble imagen o estereofotogrametría. Así mismo, según que las fotos se tomen desde tierra o desde el aire, la fotogrametría puede ser terrestre o aérea.

La fotogrametría terrestre se emplea actualmente solo en problemas especiales, por ejemplo, en el levantamiento de cañones profundos, laderas acantiladas, levantamiento de fachadas o monumentos, en odontología, optometría, balística, mecánica de fluídos, etc.

La fotogrametría aérea se aplica principalmente en cartografía y en la elaboración de planos topográficos, a escalas grandes para la planeación y proyecto de obras de ingeniería civil.

Las principales ventajas de los levantamientos fotogramétricos son: rapidez, riqueza en detalle y economía. Se requiere un mínimo de contacto con el terreno, solo al ejecutar el control terrestre y al verificar el levantamiento. Las curvas de nivel se trazan con mayor fidelidad siguiendo la forma real del terreno en el modelo, nó por interpolación.

Planeada y ejecutada correctamente la fotogrametría produce resultados precisos y una gran economía tanto en el costo de los levantamientos como en las obras que se construyen apoyadas en ella.

Las limitaciones de la fotogrametría provienen de la falta de visibilidad del terreno por vegetación, agua, nubes, o por el tiempo de espera requerido para tener condiciones apropiadas para la toma de las fotografías.

Historia

Con Laussedat, en Francia, en 1870, se inicia la fotogrametría terrestre; en 1881 se obtiene la primera fotografía aérea mediante un globo y en 1896 el Profr. Koppe, en Alemania, hace la primera restitución fotogramétrica a través del objetivo de la cámara. De 1901 a 1930 se desarrollaron los restituidores que hoy, bajo los mismos principios, se siguen mejorando.

En México empezó a aplicarse la fotogrametría en los años 1937-1938 cuando el Ing. Luis Struck estableció la Cía. Mexicana Aerofoto, S.A. y se formó la "Comisión Cartográfica Militar" en la S.D.N., posteriormente se han ido creando organismos y empresas fotogramétricas diversas; asi en 1963 se formó la Oficina de Proyecto Fotogramétrico Electrónico en la antigua SOP y en 1968 fué creada la Comisión de Estudios del Territorio Nacional, hoy DETENAL, encargada de la elaboración de las cartas topográfica y de recursos del

País, inicialmente a escala 1:50,000.

Fotografía

En un sentido, es el proceso de producir mediante la acción de la luz, imágenes sobre material sensibilizado.

Como producto, es la representación gráfica verdadera del objeto en el momento de la toma fotográfica; así, es el material fundamental en el proceso fotogramétrico.

La fotografía es una proyección central, perspectiva o cónica. En una foto de eje vertical, la imagen del objeto fotografiado aparece directamente proporcional a su altura y a la distancia a la que se encuentre del centro de la imagen e inversamente proporcional a la distancia de la cámara al objeto.

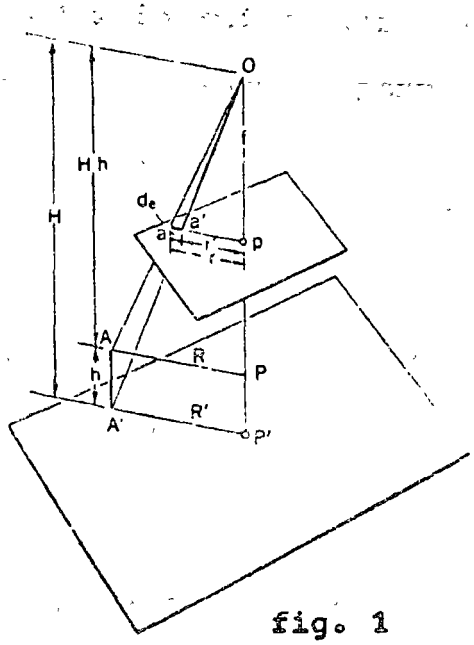
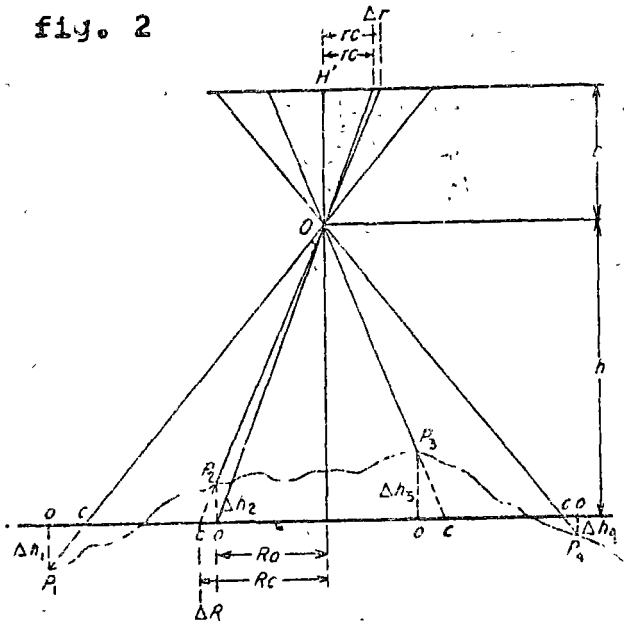


fig. 1

fig. 2



Un plano fotogramétrico resulta de transformar la proyección central en proyección ortogonal.

De acuerdo con la posición del eje principal de la cámara respecto al terreno, durante la exposición, las fotografías aéreas se clasifican en la forma siguiente:

1.- Verticales, cuando la inclinación es inferior a 4°.

2.- Baja oblicua o convergente, cuando la inclinación es mayor de 4° pero en la foto no aparece horizonte

3.- Alta oblicua o panorámica, si en la foto aparece el horizonte.

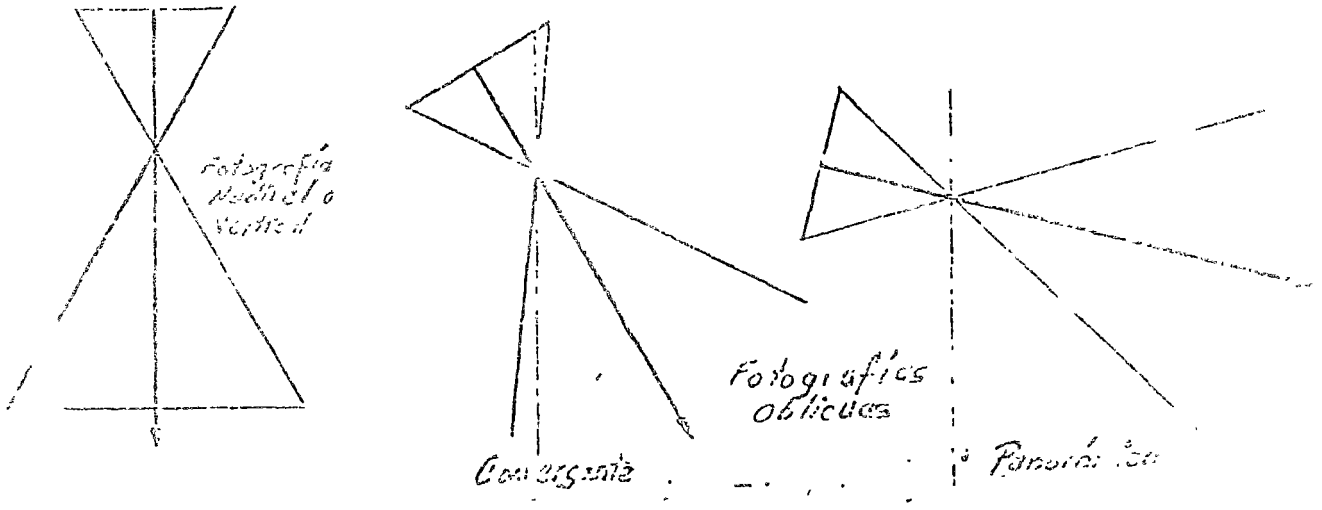


fig. 3

Escala de la fotografía

La escala de una fotografía es la relación entre el tamaño de la imagen y la dimensión real del objeto fotografiado.

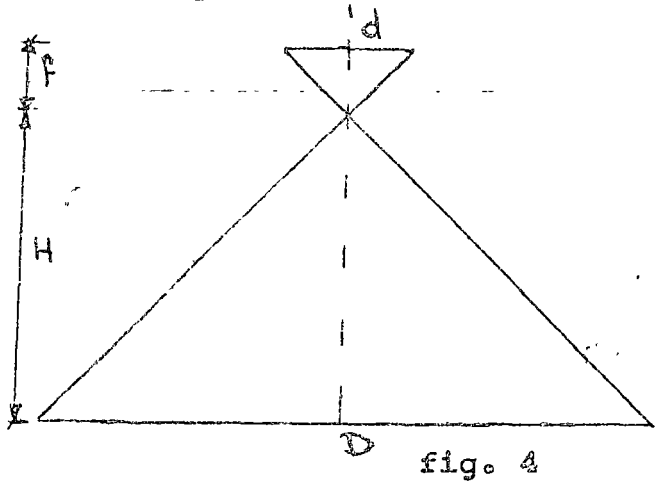


fig. 4

$$\text{ESCALA} = \frac{d}{D} = \frac{f}{H} = E$$

d = tamaño de la imagen

D = dimensión real del objeto

f = distancia focal de la cámara

H = Altura de vuelo

Si en una cámara gran angular, f = 6" = 1/2' (medio pié)

tenemos que $E = \frac{f}{H} = \frac{1/2 \text{ pié}}{H} = \frac{1 \text{ pié}}{2H}$ $\quad H = \frac{1}{2E}$ pié

$H = \frac{1}{2}\frac{1}{E}$ (pié), es decir, con una cámara gran angular, la altura de vuelo, en piés, es la mitad del denominador de la escala. Por ejemplo, si se desea tomar fotografías a Esc. 1:25,000, habrá que volar a 12,500 piés sobre el terreno.

Ya que generalmente el terreno no es plano, la escala de la foto no es uniforme; la escala nominal es, en el mejor de los casos, la escala media; es decir, la relativa al nivel medio del terreno.

Registros de la cámara

Las cámaras aéreas registran en los bordes de las fotos una serie de datos útiles, como son:

1.- Las marcas fiduciales, que son pequeños puntos, cruces, o muescas que sirven para determinar el centro de la foto.

fig. 5

2.- Altímetro, que indica la altitud SNM

3.- Reloj, que marca la hora (con minutos y segundos) de toma.

4.- Nivel esférico, que indica la inclinación de la cámara.

5.- Número del objetivo.

6.- Contador de fotos.

7.- Distancia focal.

8.- Espacio para anotaciones. (obra, fecha, etc.)

Las cámaras aéreas que se utilizan en fotogrametría deben ser calibradas periódicamente, con el objeto de conocer, con la mayor actualidad, las características geométricas de las imágenes que con ellas se obtienen. Las calibraciones se hacen en la fábrica y en instituciones que cuenten con los elementos necesarios. Ver ejemplo de Certificado de Calibración y Campo de Calibración SOP.

Deformación de la imagen fotográfica.

Las principales causas de deformación de las imágenes son las siguientes:

1.- Distancia de la lente

2.- Deformación de la película

3.- Refracción atmosférica

4.- Curvatura terrestre

5.- Desplazamiento por relieve del terreno

Las curvas de distorsión de los objetivos se conocen mediante la calibración. La distorsión se corrige con placas de compensación en las impresoras de diapositivas, en las máquinas de restitución, o numéricamente en el manejo numérico de los modelos.

La película se deforma por diversas causas, los cambios de temperatura durante el proceso, el manejo inadecuado, etc. Se pueden medir las deformaciones, pero resulta difícil controlarlas; lo conveniente es extremar las precauciones durante el proceso y el manejo de los negativos aéreos.

La refracción atmosférica y la curvatura terrestre, combinadas, deforman la imagen radialmente (como la distorsión radial), sus valores dependen de las condiciones atmosféricas, de la altura de vuelo, de la altura del terreno y de las características geométricas (ángulo de campo y distancia focal) de la cámara. Ambos se corrigen en conjunto con placas de compensación para diferentes tipos de lentes y alturas de vuelo en las impresoras de diapositivas o en las máquinas de restitución.

En la figura 2 observamos el efecto del relieve del terreno en la imagen; de esto se infiere que en una fotografía área hay tantas escalas diferentes como diferentes sean las elevaciones de los

puntos del terreno que abarca. Por esto, una foto aislada no sirve para determinar la posición real de los puntos del terreno; para lograrlo, necesitamos pares de fotos con sobreposición parcial, que por haber sido tomadas desde puntos diferentes nos permiten observar el terreno en tercera dimensión o estereoscopía.

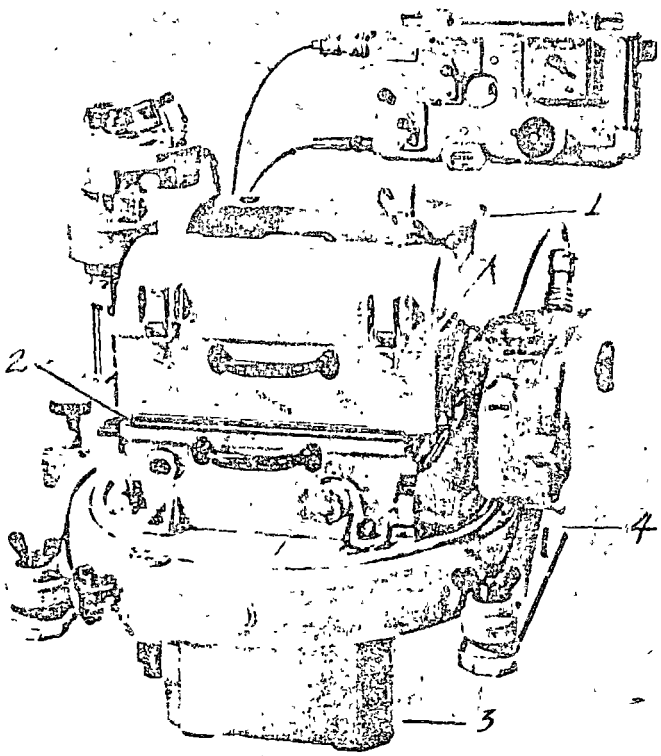
Los principales elementos de una cámara aérea son:

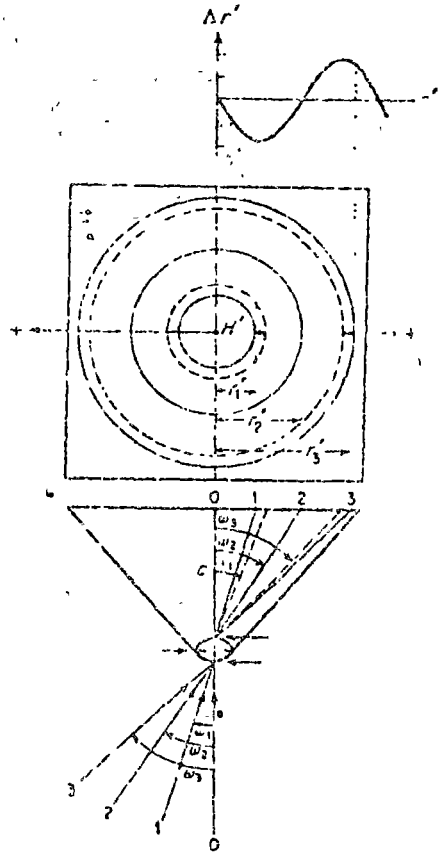
1.- Chasis para película en rollo.

2.- Cuerpo de la cámara.

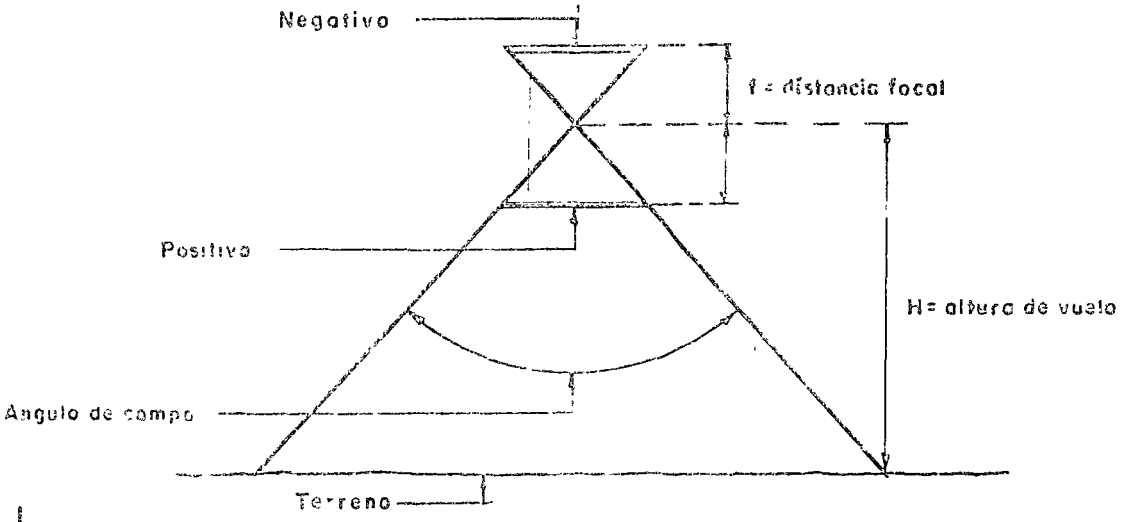
3.- Cono, que contiene al objetivo, al obturador, al diafragma y al filtro.

4.- Unidad de montaje y suspensión.



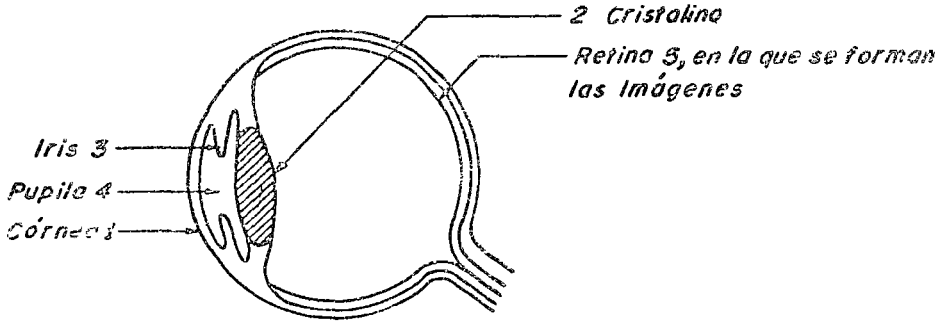


Según sus Ángulos de campo, las cámaras aéreas se clasifican en: De ángulo normal, gran angular y super gran angular.



T. o	Angulo de Campo	f = Distancia focal, mm.	Formato
Normal	45°-65° (60°)	300 210 170	230 x 230 180 x 180 140 x 140
G.A.	80°-100° (90°)	150 115 100	230 x 230 180 x 180 140 x 140
S.G.A.	120°-150° (120°)	88 70	230 x 230 180 x 180

Semejanza entre una cámara fotográfica y el ojo humano



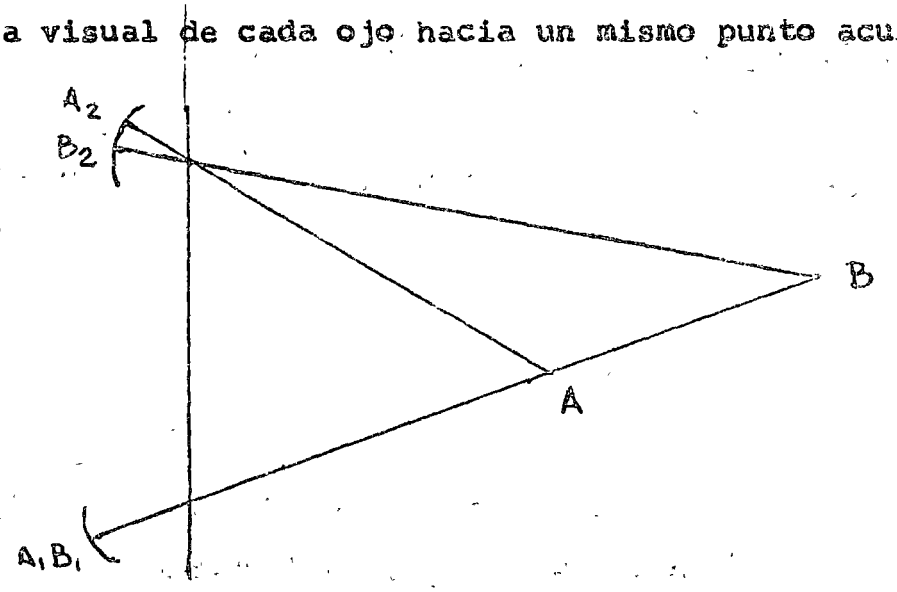
Equivalencia en la cámara

1.- filtro
2.- lente
3.- diafragma
4.- abertura del diafragma
5.- plano focal

Fenómenos de Acomodación y Convergencia

A la acción del ojo de formar imágenes nítidas sobre la retina, lo mismo de objetos cercanos o muy lejanos, se llama acomodación.

Al dirigir la visual de cada ojo hacia un mismo punto acurre una convergencia.



La acomodación y la convergencia pueden lograrse desde una distancia ojo-objeto de unos 25 cm. hasta el infinito. Las cámaras aéreas están afocadas al infinito; la distancia mas corta de enfoque anda en el rango de los 70 m.

Agudeza visual

Equivale al poder de resolución de la cámara, y se refiere a la capacidad de separar pequeños detalles en un área o distancia determinada.

La máxima agudeza visual con la mejor acomodación ocurre a una distancia ojo-objeto de 25 cm., siendo la agudeza visual estereoscópica aproximadamente cinco veces superior a la monoscópica.

Visión estereoscópica

La visión estereoscópica resulta de la fusión, en el cerebro, de dos imágenes distintas del mismo objeto, formadas en las retinas; lo que en estereofotogrametría se logra mostrando a cada ojo una imagen del objeto fotografiado desde dos puntos convenientemente separados.

Para producir la estereoscopía, en fotogrametría se emplean estereoscopios, anaglifos y alternadores de imágenes.

Los estereoscopios pueden ser: De lentes, de espejos, de fajas o barredores.

Toma de fotografías aéreas

Con fines cartográficos, generalmente se toman las fotos en fajas paralelas con una determinada dirección, mientras que en proyectos lineales como una carretera, se forma una sucesión de lineas rectas relativamente cortas que van cubriendo solo la faja de terreno en estudio.

El traslape longitudinal, o sea la sobreposición entre una foto y la anterior es generalmente de 60 % en adelante (70, 80 %), de manera que a pesar del relieve del terreno, haya continuidad estereoscópica longitudinal.

La sobreposición lateral, cuando se toman fajas paralelas, suele ser de 20 a 30 %.

Para la toma de fotografías aéreas se requiere de un proyecto de lineas, que se presenta en un croquis, carta o mosaico y de una hoja de especificaciones en la que se indique para cada linea, la altitud de vuelo SNM, el número de fotos, la hora de toma, cámara, filtro y película que deben emplerse.

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
DEPARTAMENTO DE PROYECTOS
OFICINA DE FOTOGRAMETRIA

Anexo de Oficio _____

AT'N. C. JEFE DEL SERVICIO AEREO

ESPECIFICACIONES para el trabajo No. _____ de fotografía aérea.

Las líneas de vuelo están indicadas en _____ anexo(a).

LINEA No.	ESCALA MEDIA Ef	ALT. VUELO (pies)		LONG. (Km)	HORA DE TOMA	SOBREP. LONG., %	NUM. FOTOS	CAMARA	FILTRO	PELICULA
		ST	SNM							

Longitud necesaria de película aérea, Lp= m.-Aprox.- (Lp= pies).

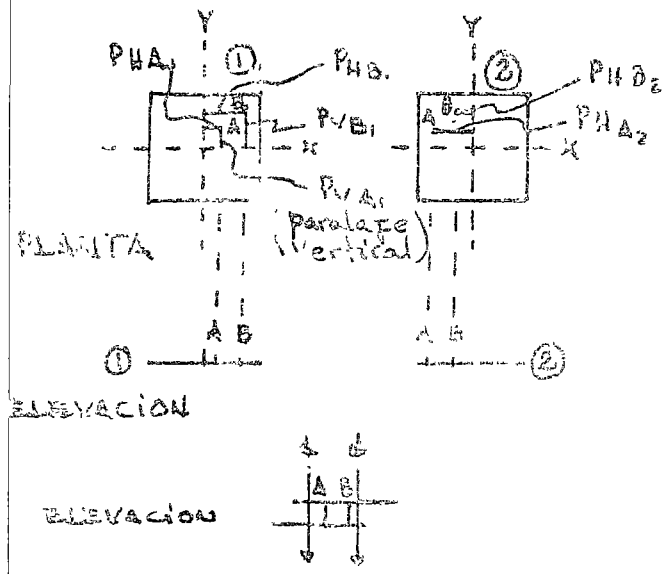
Notas: 1) Las líneas de vuelo deberán ser rectas horizontales.
2) Tolerancias: γ = 4°, φ = 3°, ω = 3°.
3)

Atentamente
EL JEFE DEL DEPARTAMENTO

_____

DETERMINACIÓN DEL DESNIVEL CON LA BARRA DE PARALAJES

DEDUCCIÓN DE LA FORMULA:



La falta de coincidencia al observar en un estereoscópio se debe a la paralaje Vertical.

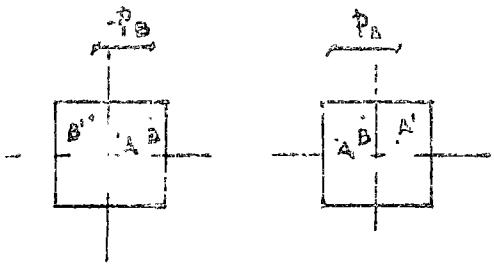
Para que haya estereoscopia se deben eliminar las paralajes Verticales (P_V)

Para determinar desniveles nos valemos de paralajes horizontales (P_H).

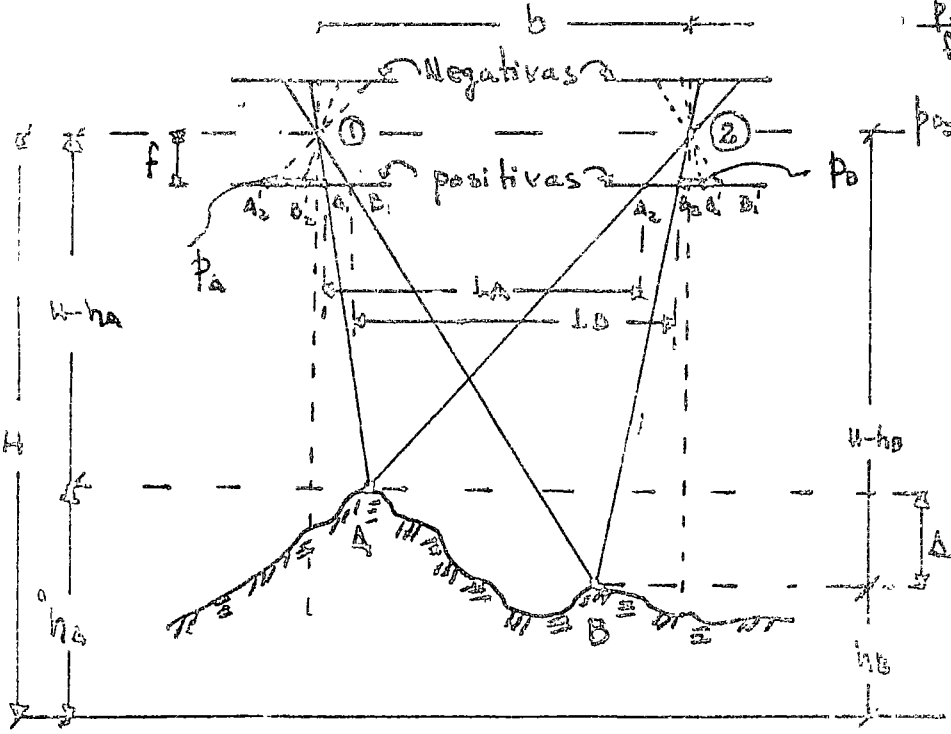
paralaje absoluta de A $p_A = p_{H_{A_1}} + p_{H_{A_2}}$

de B $p_B = p_{H_{B_1}} + p_{H_{B_2}}$

Si el terreno es plano $p_A = p_B$ (si no hay distorsión) $p_A - p_B = \Delta P$



$$D = \frac{D_1 + D_2}{2}$$



$$\frac{p_A}{f} = \frac{b}{H-h_A} \therefore p_A = \frac{fb}{H-h_A} \; ; \; \frac{p_B}{f} = \frac{b}{H-h_B} \therefore$$

$$p_B = \frac{fb}{H-h_B} \quad . \quad \Delta P = p_A - p_B = fb\left(\frac{1}{H-h_A} - \frac{1}{H-h_B}\right)$$

pero $H-h_A = \frac{fb}{p_A}$ y $H-h_B = \frac{fb}{p_B}$

$$\therefore \Delta P = \frac{fb(h_A - h_B)}{(H-h_A)(H-h_B)} = \frac{fb(\Delta H)}{(H-h_A)(H-h_B)}$$

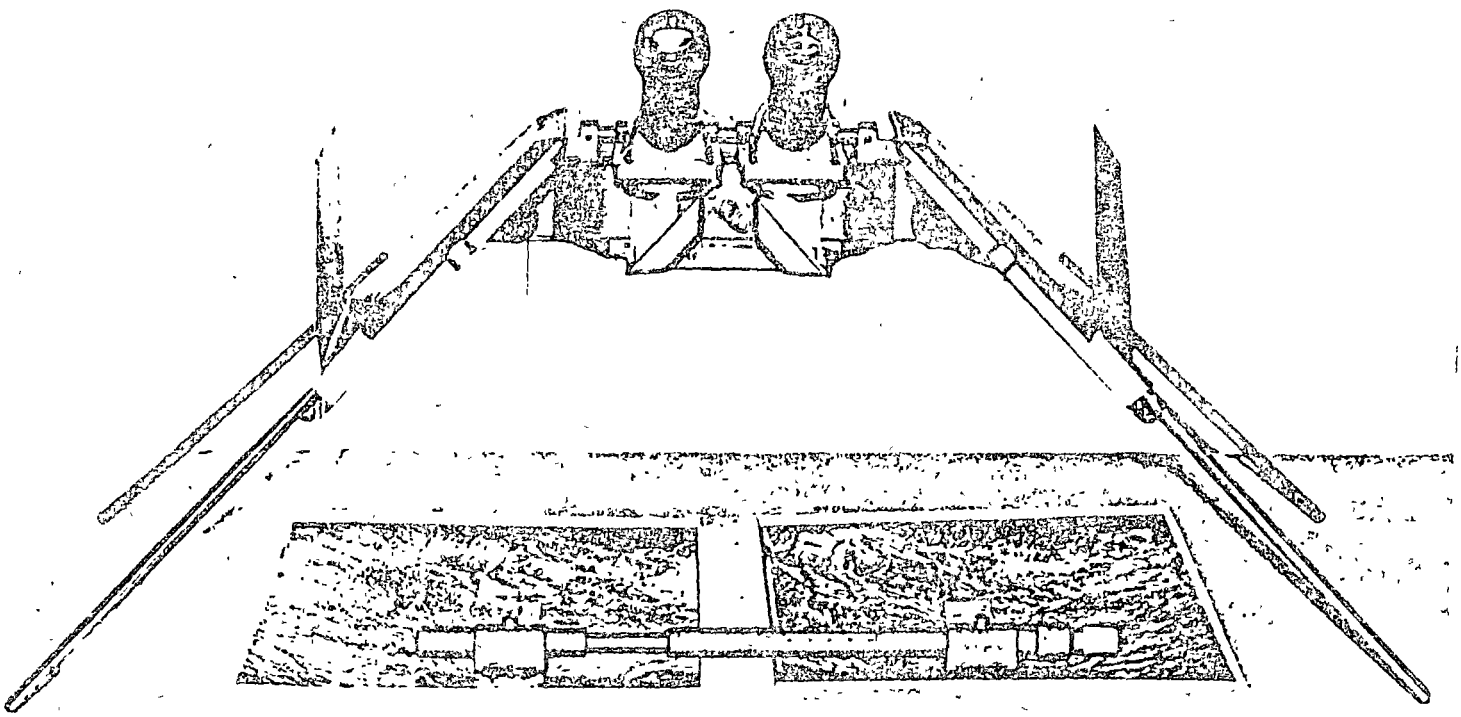
pero como $p_A = \frac{fb}{H-h_A}$

$$\therefore \Delta P = \frac{p_A(\Delta H)}{H-h_B} \; ; \text{ despejando}$$

$$\Delta H = \frac{\Delta P(H-h_B)}{p_A} \; ; \; p_A \rightsquigarrow D$$

y $H - h_B \rightsquigarrow H$ $\therefore$ $\boxed{\Delta H = \frac{H\,\Delta P}{D}}$

$$D = \frac{D_1 + D_2}{2} \; ; \; \Delta P = L_A - L_B$$



Procedimiento para la determinación del desnivel

Para obtener el desnivel aproximado entre dos puntos dados, contenidos en un par estereoscópico, se utiliza el estereoscopio con barra de paralaje de la siguiente manera:

Se determina con la mayor aproximación la escala media de las fotografías aéreas y la altura media de vuelo sobre el terreno mediante distancias conocidas entre puntos de control, que pueden ser rasgos tomados de una carta, o bien, mediante la escala nominal de las fotografías.

La intersección de las líneas que unen las marcas fiduciales opuestas de cada foto define el punto principal correspondiente. Así se determinan los puntos N_1 y N_2, los cuales a continuación son transferidos recíprocamente, es decir, el N_1 a la foto 2 en N_1' y el N_2 a la foto 1 en N_2'.

Se miden las distancias b_1 y b_2, y su promedio es la base aé-

A continuación es necesario orientar y fijar las fotos en la mesa, bajo el estereoscopio, haciendo que la línea que une los oculares sea paralela a la línea que une los puntos principales reales y conjugados.

Luego, si se quiere determinar el desnivel entre los puntos A y B, observando a través del estereoscopio se coloca la barra de paralaje haciendo coincidir sus índices con los puntos A y A'_2 girando el micrómetro de la barra hasta hacer que el punto flotante "toque" el terreno; en esta posición se toma la lectura del micrómetro. Enseguida se llevan los índices de la barra a los puntos B y B'_2 girando el micrómetro hasta que el punto flotante "toque" el terreno; en esta posición se hará la lectura M del micrómetro. La diferencia de lecturas, M-L es la diferencia de paralajes Δp. El desnivel entre los puntos A y B se calcula con la siguiente expresión: $h = \frac{H}{b} \Delta p$.

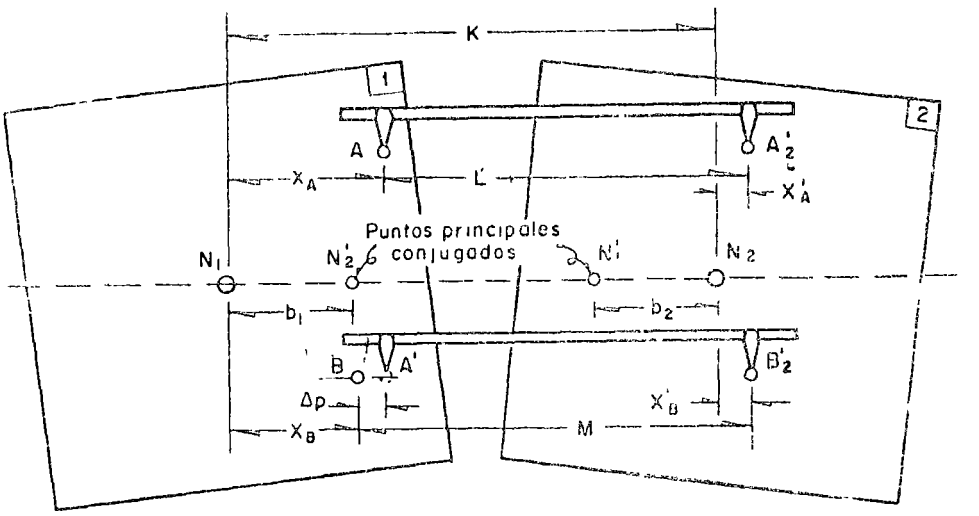


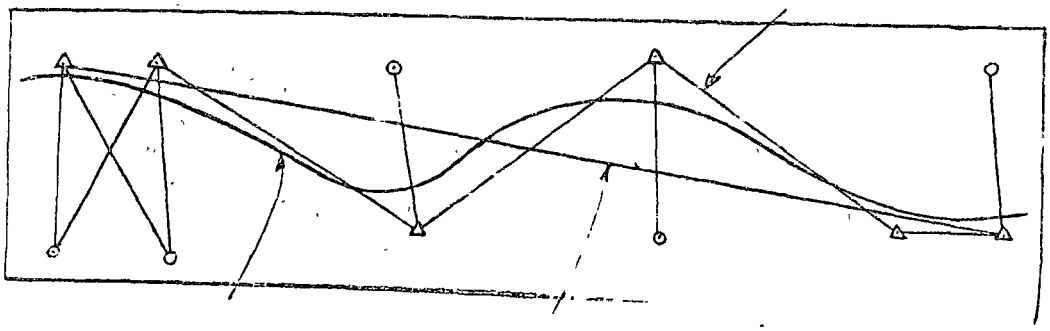
FIGURA 12 DETERMINACION DE DESNIVELES MEDIANTE LA BARRA DE PARALAJE

Control terrestre

Los desniveles del terreno y los movimientos del avión y de la cámara, durante los vuelos fotográficos, causan las diferencias de escala, la deriva, el cabeceo y el ladeo que presentan las fotografías aéreas. Para poder utilizar estas fotos como medio para obtener información topográfica detallada y precisa del área requerida es necesario determinar en ella la posición y la elevación de ciertos puntos que nos permitan relacionar cuantitativamente al terreno con sus imágenes fotográficas. A dichos puntos, que deben tener una distribución conveniente, y ser fácilmente identificables en las fotos, se les llama puntos de control; pueden ser terrestres, si sus posiciones y elevaciones son obtenidas mediante mediciones en el campo, o fotogramétricos, si tales datos provienen de transformaciones de coordenadas a partir de mediciones en las fotografías.

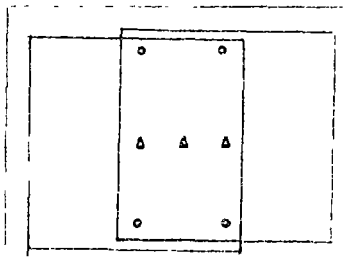
El proyecto del control terrestre presenta muchas variantes; puede tratarse de completar uno ya existente o de establecer uno nuevo, bien sea simplificado para aerotriangulación o completo para cada modelo.

La aerotriangulación es un proceso para propagar control horizontal y vertical mediante las relaciones geométricas, en el espacio, de las fotos con traslape.



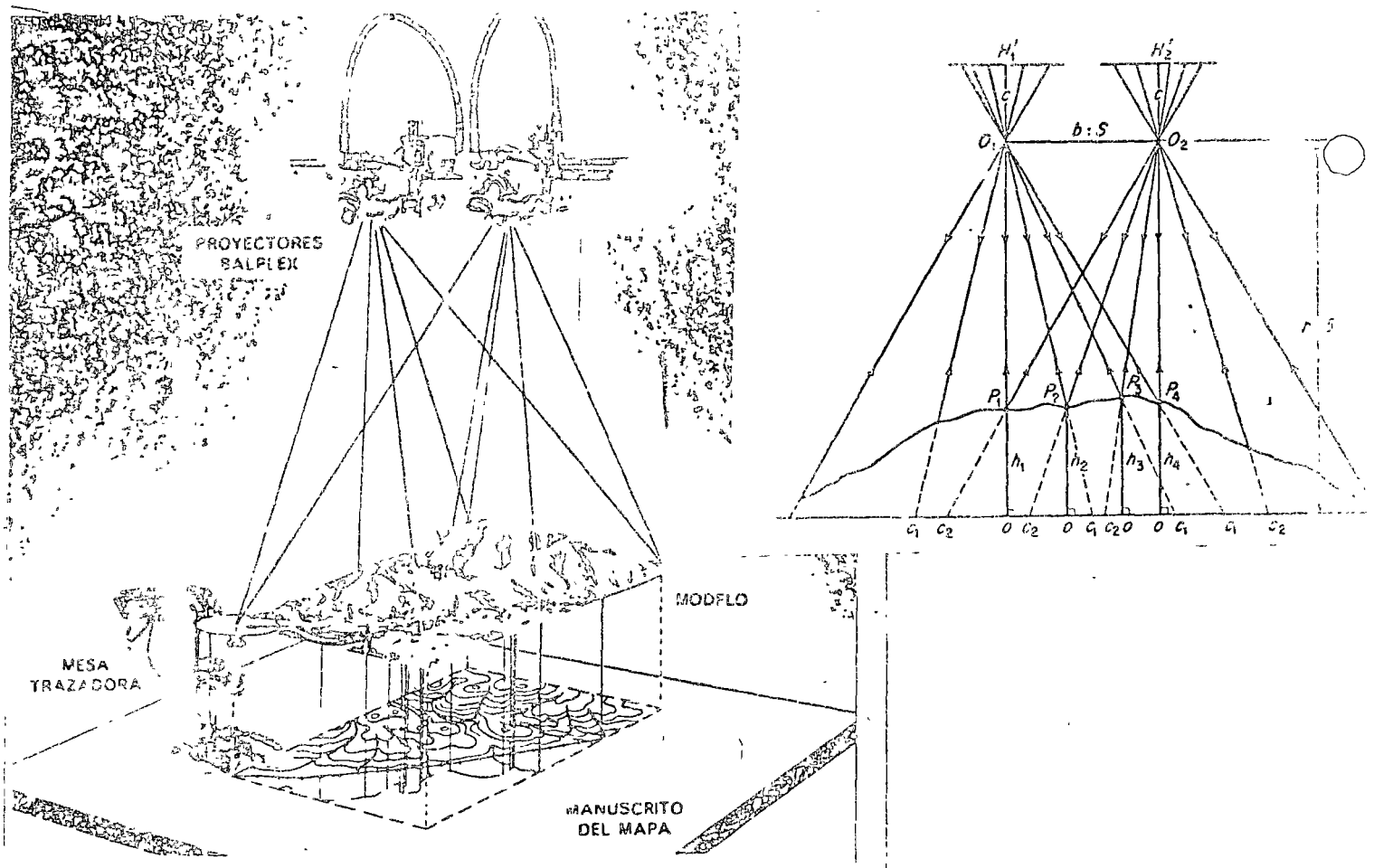
CONTROL TERRESTRE PARA AEROTRIANGULACION

FIG. 15



Δ → x,y,z o → z

CONTROL TERRESTRE PARA UN MODELO



8. ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DEL BALPLEX

Restitución

A la obtención de planos topográficos por medio de fotografías aéreas, control terrestre e instrumentos fotogramétricos, se le llama restitución.

Para la restitución y el registro numérico de coordenadas en modelos fotogramétricos se utilizan instrumentos de diversos tipos y precisiones tales como el Kelsh, el Balplex, el Aviógrafo, el Autógrafo, el Estereosimplex, el Planimat, el Planicart.

La restitución se efectúa en un modelo estereoscópico geométricamente semejante al terreno fotografiado. Esto se logra reconstruyendo en el instrumento las condiciones de perspectiva existentes entre las imágenes y el terreno en los respectivos instantes de la toma de las fotografías, operación que constituye la orientación.

La orientación se divide en interior y exterior.

La orientación interior se refiere a la reconstrucción de la perspectiva interior de cada fotografía, es decir, que el haz de rayo proyectado por el instrumento sea geométricamente semejante al haz de rayo que penetró al objetivo de la cámara en los instantes de exposición; para esto deben cumplirse los siguientes requisitos:

a).- Colocar cada diapositiva de manera que su punto principal coincida con el eje óptico del proyector o cámara del instrumento.

b).- Que en las cámaras o proyectores del instrumento de restitución se ponga la distancia focal de la cámara aérea, o el valor proporcional que corresponda, conforme a la relación entre el formato de toma y el de orientación.

c).- Corregir la distorsión de los lentes y de los materiales que intervienen en el proceso, o conocer su valor final para considerarlo en las mediciones y cálculos.

La orientación exterior se divide en dos partes:

La orientación relativa y la orientación absoluta.

La orientación relativa tiene por objeto la reconstrucción de las posiciones relativas de toma de las fotografías de uno o más modelos estereoscópicos. El proceso de orientación relativa se basa en el hecho de que cada punto en el terreno es el origen de un par de rayos, dirigidos cada uno a su correspondiente estación de toma, los que al proyectarse a través del instrumento deben interceptarse en el punto que les dió el origen.

Para lograr esto, se ajusta la posición de los proyectores o cámaras del instrumento, empleando los elementos de traslación y giros de que están dotados, hasta lograr la coincidencia de las imá

ORIENTACION EXTERIOR

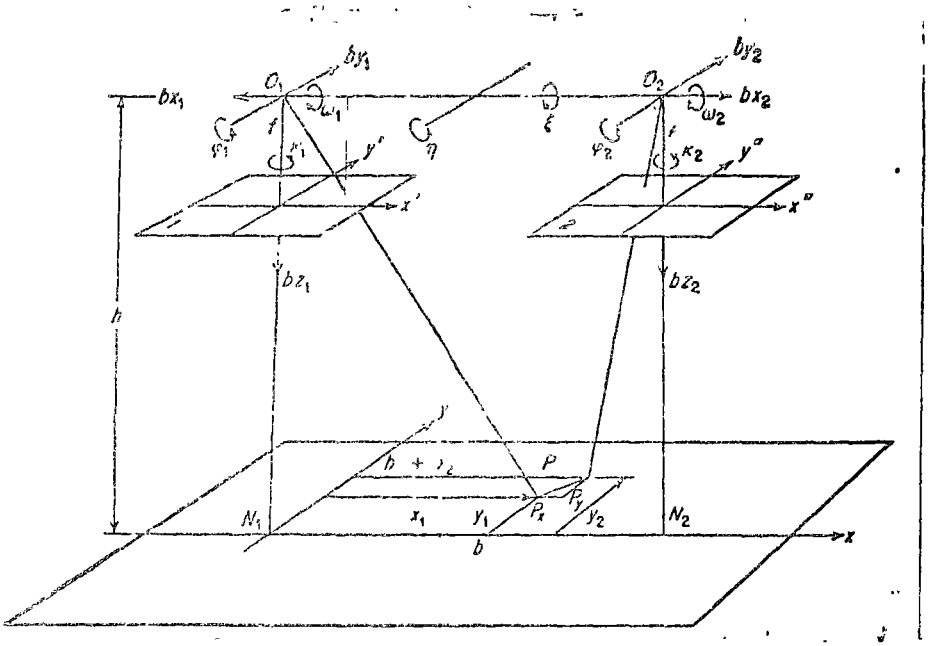
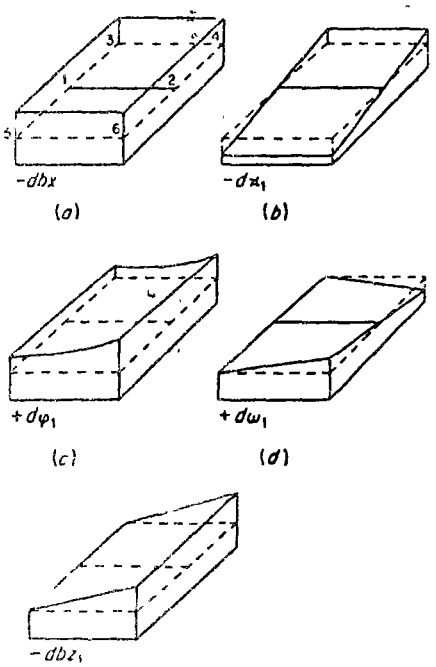


fig. 18 Definición de los elementos de la orientación exterior y paralajes en X y en Y

Fig. 19 A Principales deformaciones del modelo



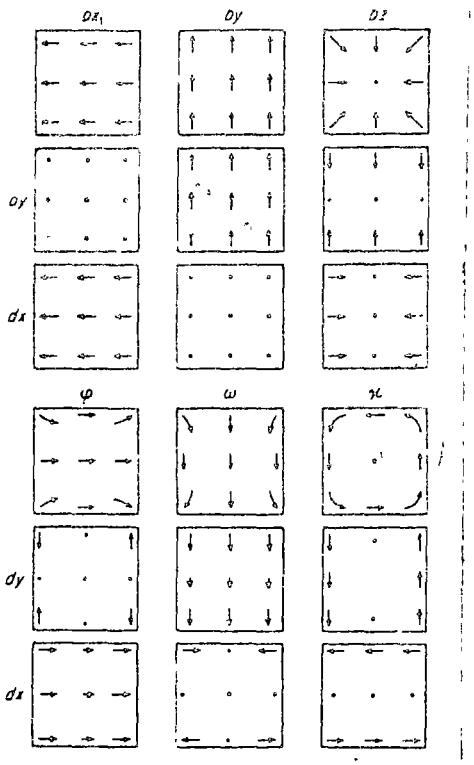
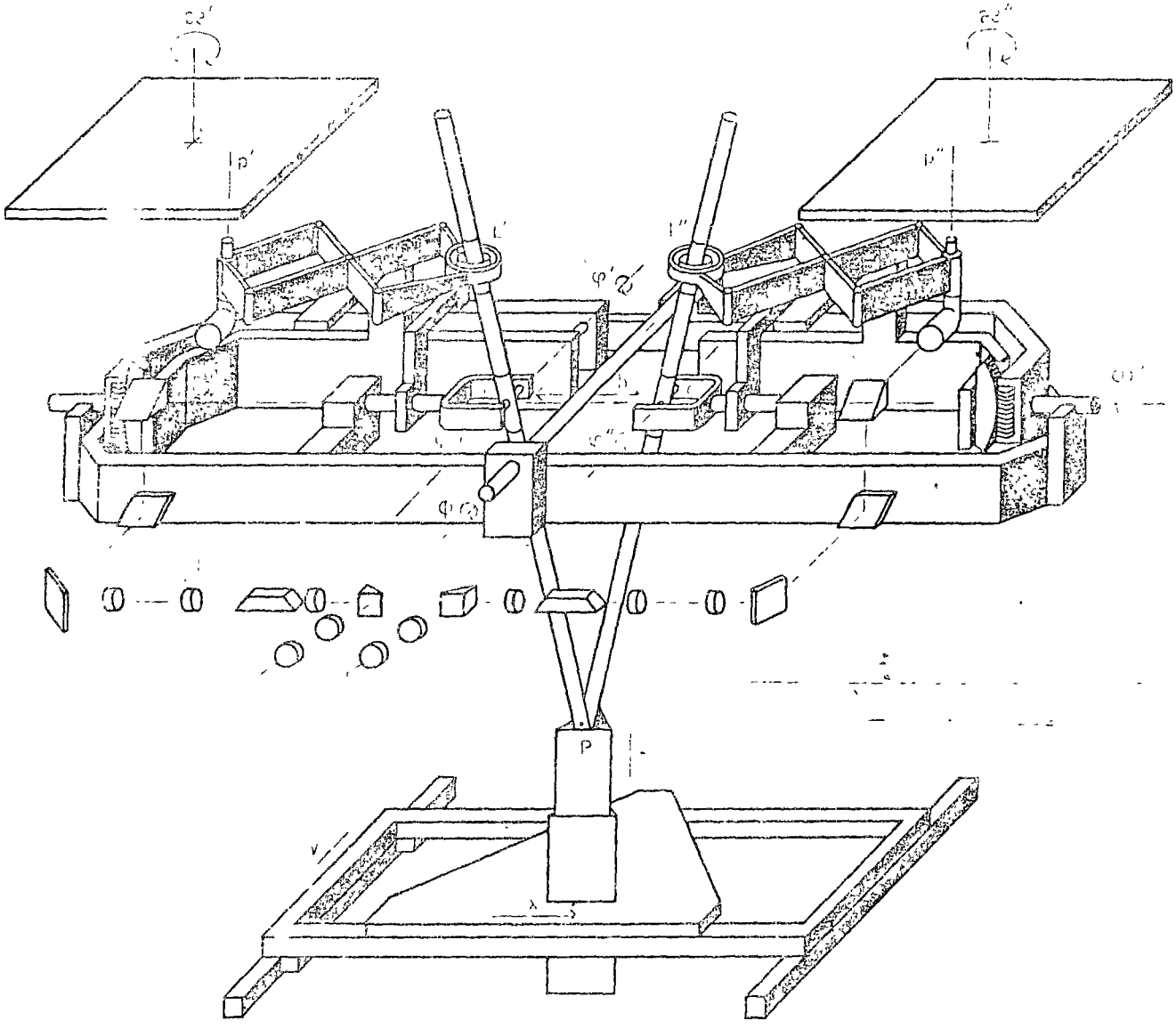


Fig. 19 Movimientos de los puntos en el plano de proyección, por cambios en los

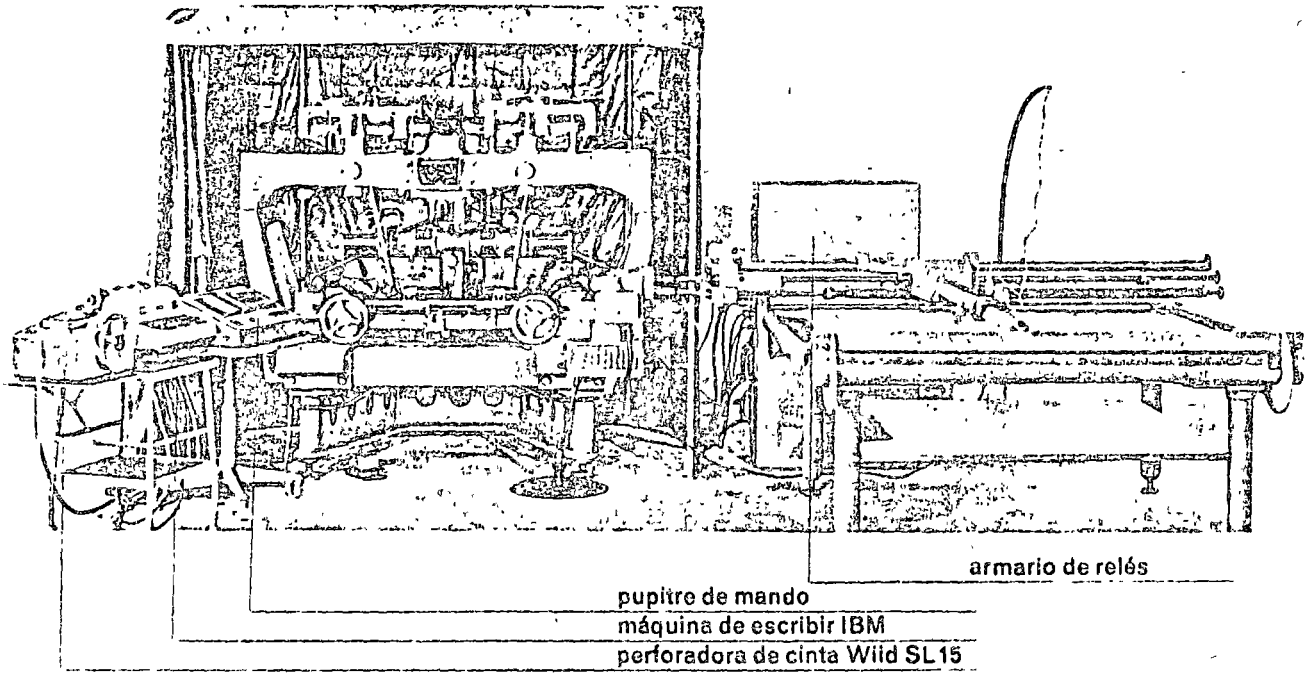
genes en todo el modelo, mediante la eliminación de los paralajes verticales en ciertos puntos claves.

Una vez lograda la orientación relativa, se procede a poner a escala , nivelar y orientar el modelo conforme a los puntos de control terrestre, obteniendo así su orientación absoluta.

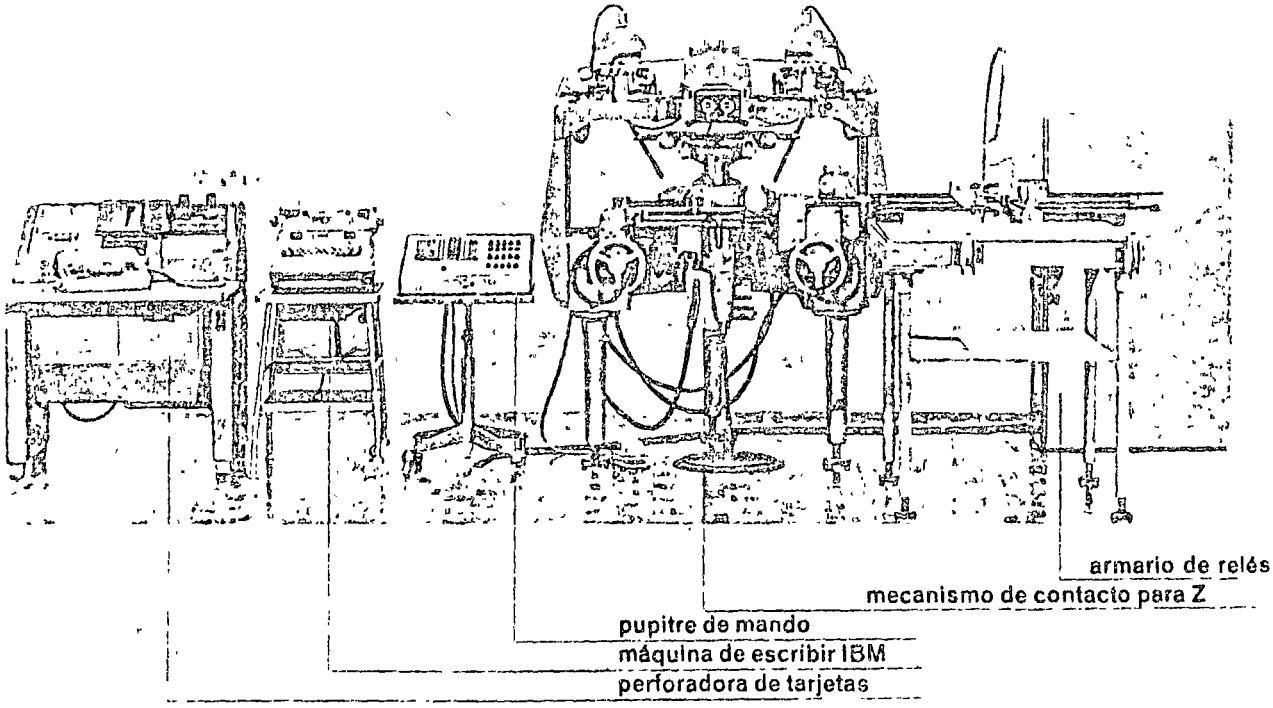
Para poner a escala un modelo, o una serie de ellos, es necesario conocer, como mínimo, la distancia terrestre entre dos puntos; para orientar la hoja de restitución se necesita conocer la dirección de la línea que los une; y para la nivelación se requiere un mínimo de tres puntos de elevación conocida. A los primeros dos puntos se les llama puntos de control horizontal o de posición (X, Y) y a los tres últimos se les denomina puntos de control vertical o de elevación (Z). La orientación en posición se obtiene haciendo coincidir los puntos de control situados en la hoja de restitución, con las proyecciónes ortogonales de sus imágenes estereoscópicas.



Esquema del funcionamiento del autógrafo A-8



Autógrafo Universal Wild A7 con mesa de dibujo 100 cm × 140 cm, registrador eléctrico de coordenadas Wild EK5 y perforadora de cinta Wild SL15



... mesa de dibujo 70 cm × 70 cm,

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

XV CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL DE LA S.A.H.O.P.

TEMA: LA FOTOGRAMETRIA EN EL PROYECTO DE VIAS TERRESTRES.

PROF. ING. BULMARO CABRERA RUIZ.

Noviembre,1977.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso México 1, D.F.

LA FOTOGRAMETRIA EN EL PROYECTO DE VIAS TERRESTRES

Nuestro país invierte continuamente importantes recursos en la construcción y conservación de vías terrestres. Como dichos recursos siempre son insuficientes, dadas las necesidades de comunicación, y la topografía en general difícil, que nos queda por atacar, es indispensable que los proyectos sean optimizados empleando las mejores técnicas a nuestro alcance, pues de la calidad de los proyectos depende la eficiencia y la economía de las obras.

Desde 1963 la Secretaría de Obras Públicas ha estado utilizando, para la elaboración de muchos de sus proyectos de carreteras y ferrocarriles, la tecnología, relativamente moderna, que combina el uso de la fotogrametría, la fotointerpretación y el cómputo electrónico.

La utilización de estas técnicas tiene evidentes ventajas en cada una de las fases del proyecto, pues nos permiten estudiar diferentes alternativas en áreas suficientemente amplias, con adecuada precisión y con mucha mayor rapidez, economía y, sobre todo, mayor seguridad que con los medios disponibles hace 15 años.

La fotointerpretación nos permite obtener de las imágenes fotográficas la información geotécnica, hidrológica, y de uso del suelo, que requieren los estudios de carreteras.

Mediante la fotogrametría podemos obtener la información topográfica que requiere el proyecto en sus diferentes etapas, en forma de modelos ópticos, mosaicos, ortofotos, en forma de planos convencionales con planimetría y altimetría o en forma digital.

El uso de las computadoras permite, por supuesto, efectuar los cálculos con gran rapidez y economía, facilitando la optimización de los proyectos.

La metodología de proyecto de carreteras mediante estas técnicas suele diferir en algunos aspectos, según el país de que se trate, principalmente a causa de las diferencias en la información geográfica existente, y de las características de vegetación en cada región.

A continuación se describe, someramente, la versión actual del sistema fotogramétrico que se aplica en la SOP para el proyecto de carreteras, que es un método sencillo, lógico y flexible que se ha ido afinando paulatinamente, aprovechando los nuevos recursos tecnológicos y nuestras propias experiencias.

Las principales actividades del sistema se muestran en la Fig. 1.

METODOLOGIA

El sistema general se divide en 3 etapas: Selección de Ruta, Proyecto Preliminar y Proyecto Definitivo. De la primera a la última etapa, el ancho de la faja de estudio disminuye, mientras que el detalle y la precisión de las mediciones aumenta.

SELECCION DE RUTA

La etapa de selección de ruta consiste en el estudio, a nivel preliminar, de todas las posibilidades de ubicación de la vía, y la selección de la mejor, mediante el análisis de los costos

PROYECTO PRELIMINAR

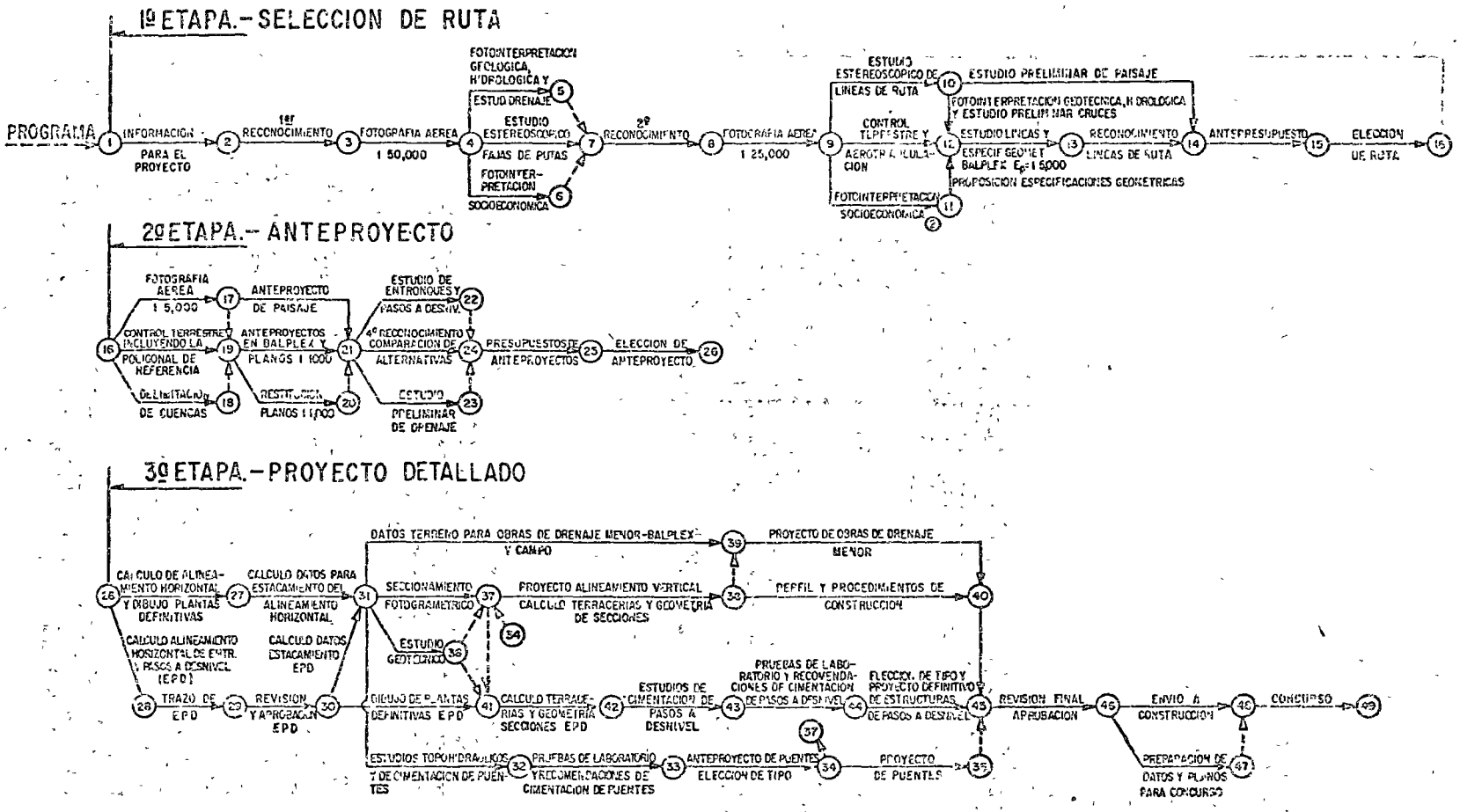
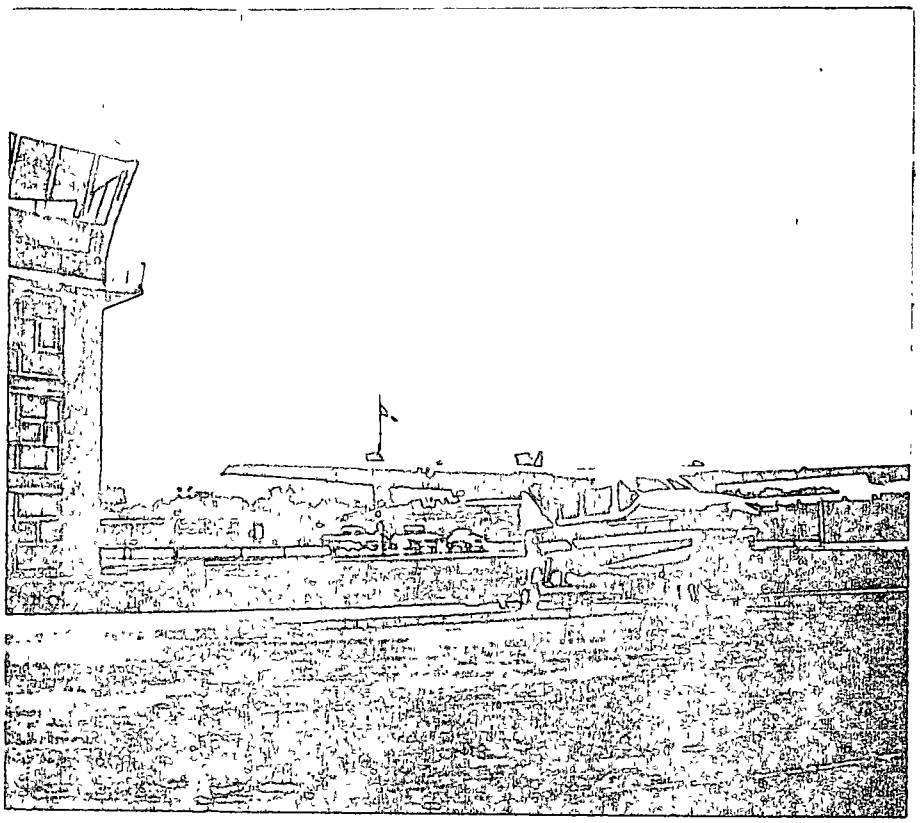


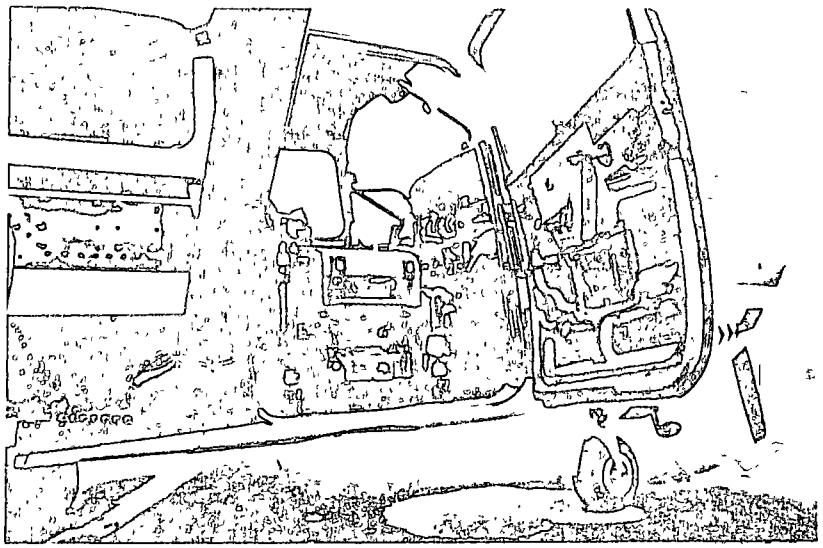
FIG. 1. RED DEL PROYECTO DE CARRETERAS METODO FOTOGRAMETRICO-ELECTRONICO

MEXICO

I.- PROYECTO Y CONSTRUCCION DE CARRETERAS



2. AVION FOTOGRAFICO



3. CAMARA RC-8 INSTALADA

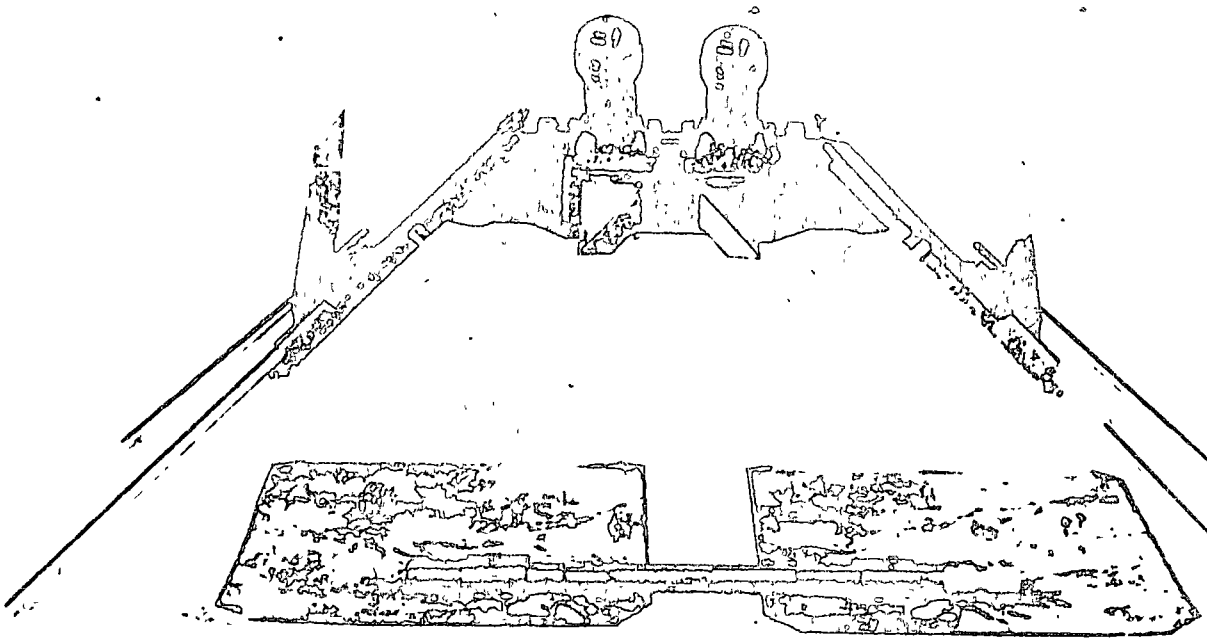
y los beneficios de las diferentes alternativas.

El estudio comprende reconocimientos aéreos y terrestres, fotointerpretación desde los puntos de vista topográfico, de uso del suelo, geotécnico e hidrológico y trabajos fotogramétricos y de diseño que permiten el cálculo de cantidades y costos de obra en terracerías, drenaje, pavimento, etc. así como los correspondientes costos de conservación y operación.

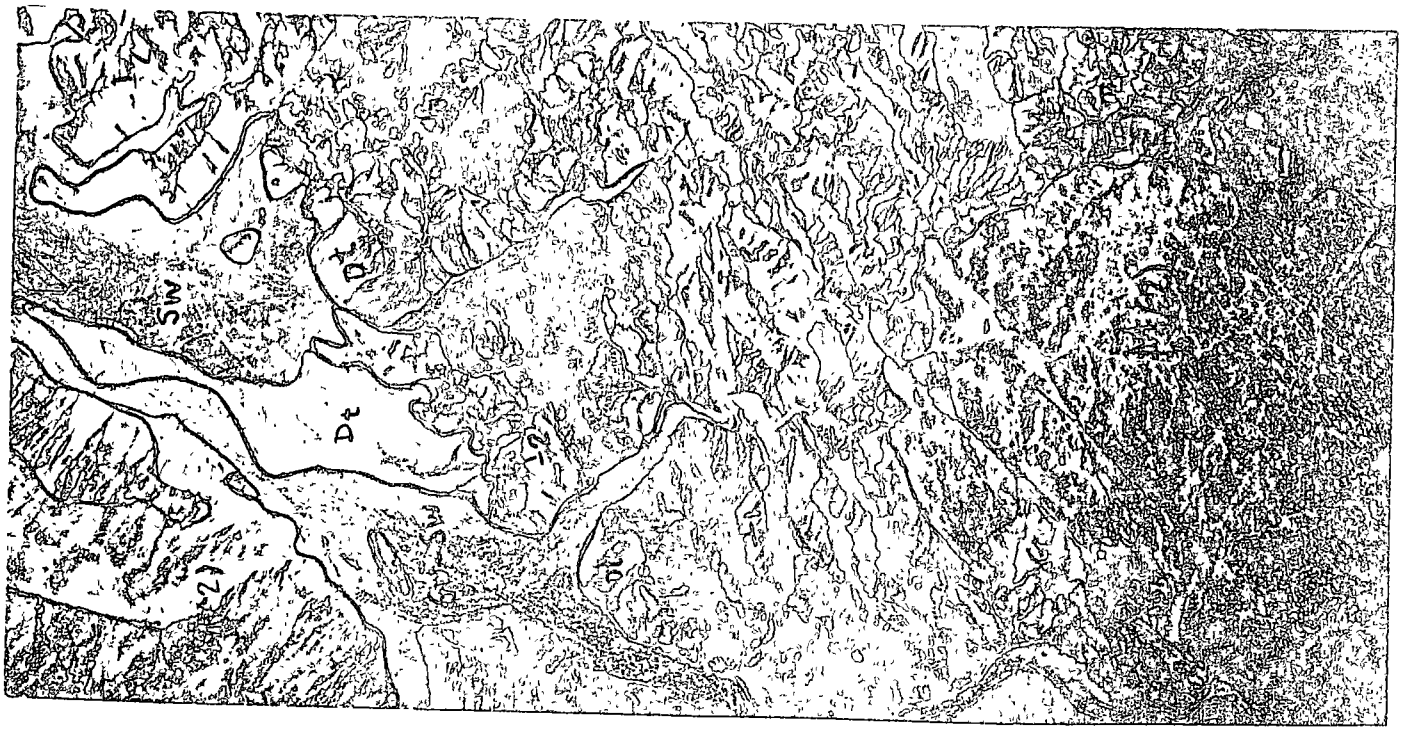
Para el desarrollo de esta etapa se utilizan, en nuestro país, las diversas cartas existentes, a escalas 1:500,000, 1:250,000, 1:100,000, 1:25,000 y las 1:50,000 que está elaborando CETENAL, así como fotografías aéreas a escalas de 1:50,000 a 1:25,000, de diversas fuentes, la selección depende del tipo de terreno y de la disponibilidad y confiabilidad del material cartográfico y fotogramétrico.

A menos que el terreno sea muy montañoso, las fotografías a escala 1:50,000 son utilizadas solo para fotointerpretación, con el fin de delimitar las fajas de terreno que alojan las mejores líneas de ruta, por las cuales debe continuarse el estudio. La interpretación de las fotos a escala 1:50,000 se hace con la ayuda del material cartográfico, estereoscopio y barra de paralaje, para la medición aproximada de desniveles.

El análisis de las fotografías en el concepto geología, produce un croquis o mosaico fotogeológico, sin embargo, es conveniente que el resultado del análisis se conserve en los pares estereoscópicos, para su mejor utilización por parte del proyectista, quien con base en la información anterior, el análisis topográfico y las consideraciones de operación, servicio y costo, estu



4. ESTEREOSCOPIO DE ESPEJOS



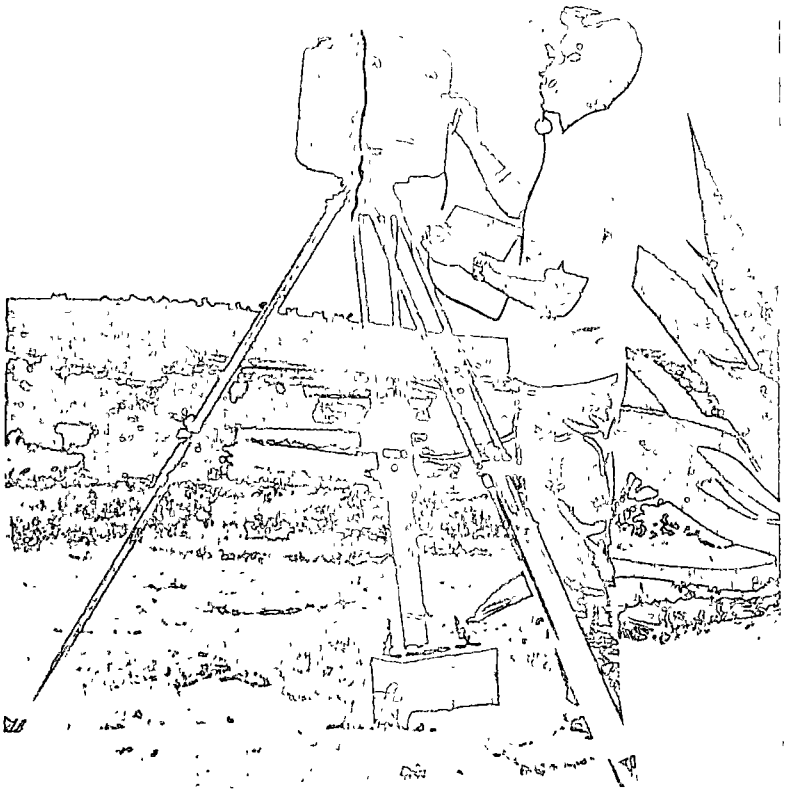
5. FOTOGRAFIA INTERPRETADA (GEOLOGIA)

dia las diversas alternativas y determina las más convenientes, cuyo estudio debe continuarse.

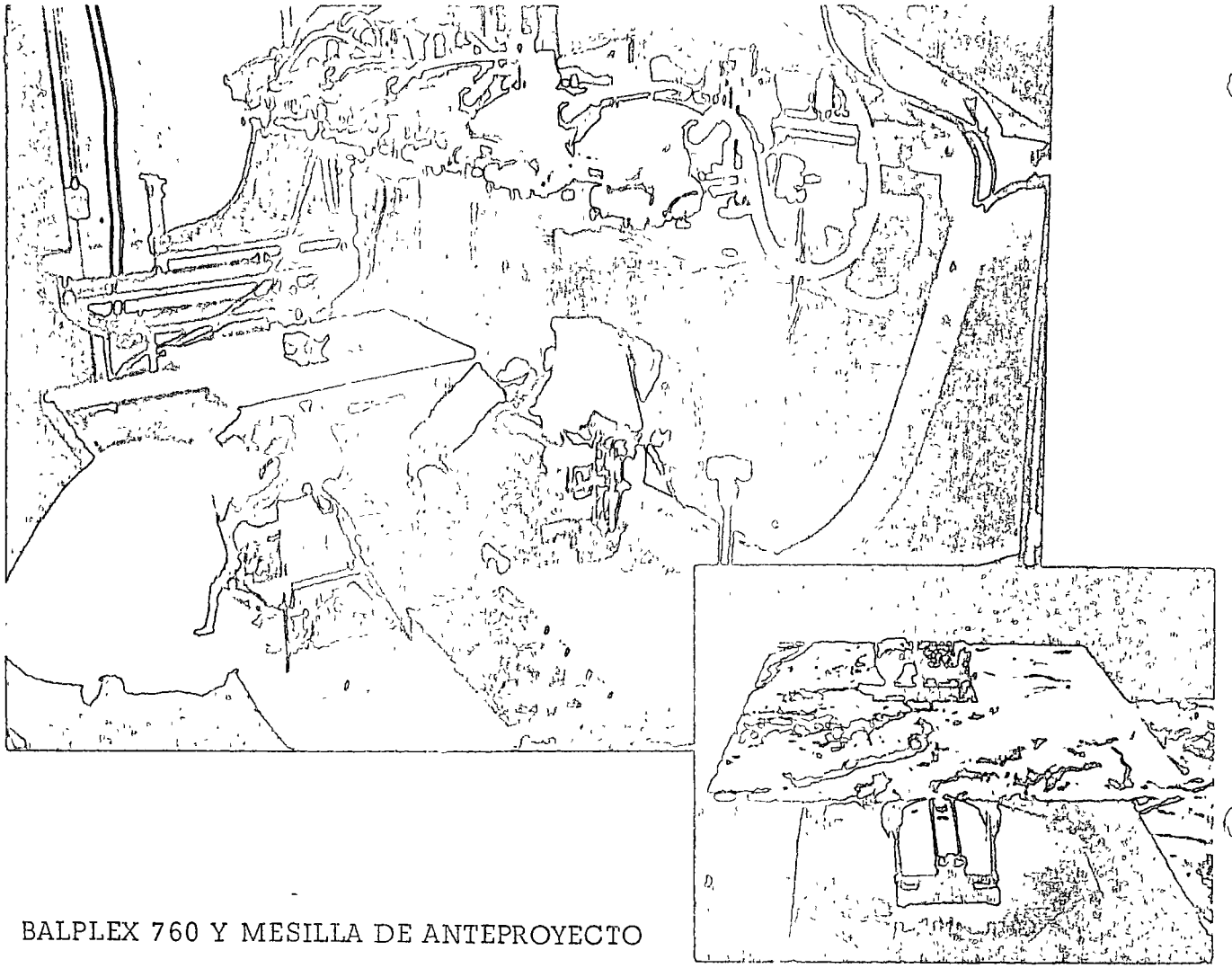
Cuando el proyecto se aloja en terreno muy abrupto, y no es obvia la elección de la mejor faja de terreno, se hace control -- terrestre para las fotos a escala 1:50,000.

El siguiente paso se lleva a cabo a base de fotografías a escala 1:25,000, que si no las hay convenientes, se toman cubriendo las fajas de estudio previamente determinadas. A estas fotografías se les hace control terrestre con el fin de orientarlas en instrumentos Balplex 760, donde puede realizarse, a nivel de anteproyecto preliminar, el estudio de alternativas en planta, -- perfil y sección transversal, haciendo todas las medidas en el Balplex. En caso necesario, se hace restitución a escala ------ 1:5,000/5m de una faja, tan angosta como pueda delimitarse en - el propio instrumento, de acuerdo con las posibilidades de ubicación de las alternativas.

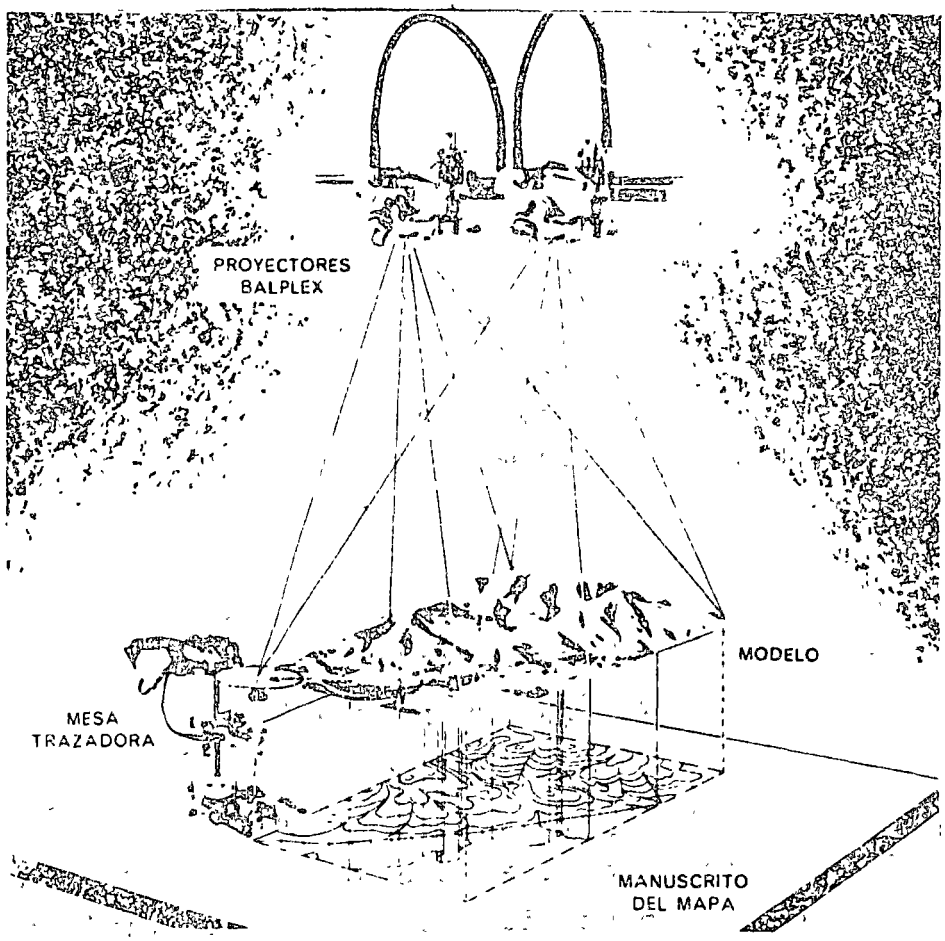
El Balplex 760 tiene la ventaja de la proyección sucesiva de -- hasta 5 modelos completos de una línea, con ahorro en control - terrestre mediante aerotriangulación, permitiendo simultáneamente la interpretación en los conceptos (suelos, drenaje, bancos de materiales, etc.) que afectan el proyecto, y la medición o - restitución necesarias, sin necesidad de reorientar los modelos. La precisión altimétrica del Balplex viene a ser 0.25 o/oo de - la altura de vuelo, sin considerar el efecto de la vegetación, o sea, aproximadamente 1m para fotos a escala 1:25,000. Con el fin de aumentar la precisión de las mediciones en el Balplex, - es recomendable el uso de fotografías aéreas tomadas con lentes Aviogón, pues las distorsiones radiales de ambos sistemas ópticos



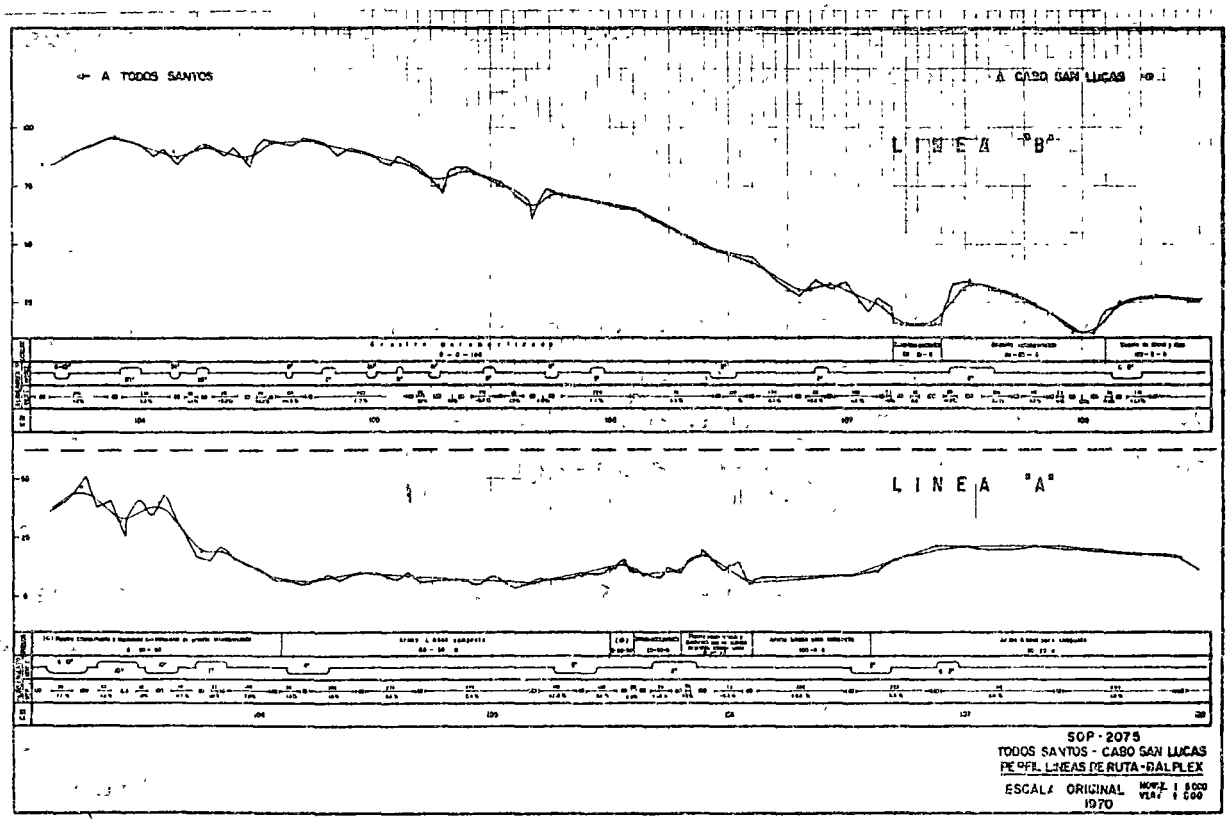
6. TELUROMETRO MRA-3 EN OPERACION



7. BALPLEX 760 Y MESILLA DE ANTEPROYECTO



8. ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DEL BALPLEX



9. PERFILES DE ALTERNATIVAS DE LINEAS DE RUTA

tienden a compensarse.

La cubicación de terracerías y el cálculo de costos de operación de las alternativas del anteproyecto preliminar, puede hacerse mediante tablas, nomogramas o programas de cómputo, en base al perfil del terreno, el perfil de la subrasante, la pendiente transversal del terreno, las secciones tipo, las características de los materiales, el alineamiento horizontal, las características del tránsito, el período de previsión, la tasa de actualización, etc.

Mediante la evaluación de las alterntivas (a través de los índices de costo/habitante servido, índice de productividad o índice de rentabilidad, según sea el tipo de camino), se selecciona la mejor línea de ruta, la cual se presenta en fotografías aéreas, planta, perfil con cantidades de obra, antepresupuesto y memoria de evaluación.

PROYECTO PRELIMINAR

El objetivo fundamental de esta fase es definir la línea que mejor satisfaga los requerimientos de beneficios y costos, que debe ser trazada en el campo o procesada fotogramétricamente, para desarrollar el proyecto definitivo.

Si la línea de ruta seleccionada se aloja en terreno con vegetación densa y alta, el trabajo debe continuarse directamente en el campo, trazando como poligonal preliminar (apoyo del levantamiento topográfico) la propia línea de ruta; de otro modo, sobre ésta y sus posibles variantes se preseñala una poligonal de

referencia, y se toman fotografías aéreas a escala 1:5,000 ó - 1:10,000; 1:5,000 si la vegetación tiene una altura inferior a 50 cm y 1:10,000 si la altura es superior a los 50 cm pero inferior a los 2m.

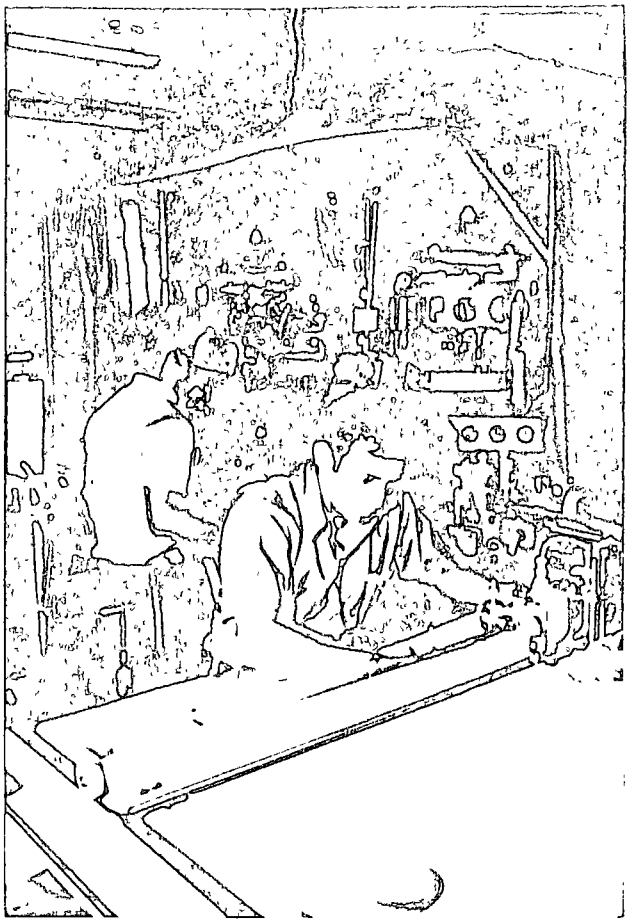
Con estas fotografías aéreas y el control terrestre, constituído por la poligonal de referencia y puntos laterales de control vertical, se elaboran planos a escala 1:1,000 ó 1:2,000, con -- curvas de nivel a cada 1m ó 2m, mediante instrumentos, generalmente de segundo orden, como el autógrafo A-8, etc. El ancho de la faja de restitución es normalmente de 200 a 400 m, de acuerdo con las posibilidades de ubicación del eje definitivo.

En los trabajos de esta fase, un autógrafo A-8 bien ajustado -- permite una precisión altimétrica de 0.10 a 0.15 o/oo de la altura de vuelo, sin considerar el efecto de la vegetación.

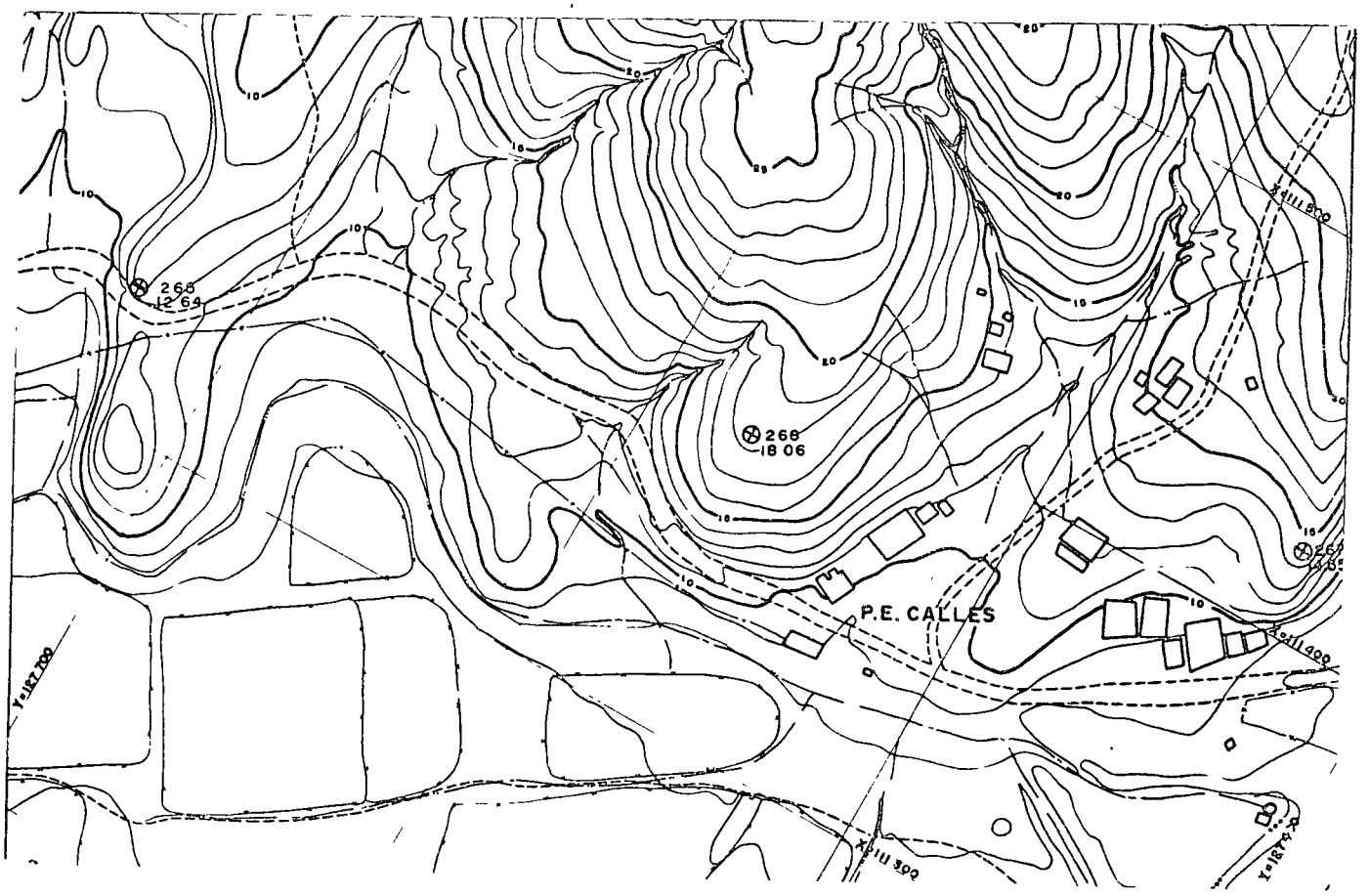
Tomando como base la línea de ruta y utilizando los planos a escala 1:1,000 ó 1:2,000, las fotografías aéreas, y eventualmente el Balplex, se estudia con detalle la mejor ubicación de la línea, deduciendo perfiles y secciones del terreno para varias alternativas, calculando costos de construcción, operación, etc.

La mayor cantidad de detalles y la mayor precisión de los pla-- nos a escala 1:1,000/1m, obtenidos de un vuelo a escala 1:5,000, permite un anteproyecto más seguro, que requiere menos ajustes en el campo que si se utilizan planos a escala 1:2,000/2m, obtenidos de fotografías aéreas a escala 1:10,000.

El resultado de esta fase se presenta en fotografías aéreas a escala 1:5,000 ó 1:10,000, planta y perfil con los datos de justi-



10. AUTOGRAFO A-8 EN RESTITUCION



11. PLANO A Esc. 1:1,000/1m OBTENIDO DE FOTOS A Esc. 1:5,000, MEDIANTE AUTOGRAFO A-8

ficación de la elección.

PROYECTO DEFINITIVO

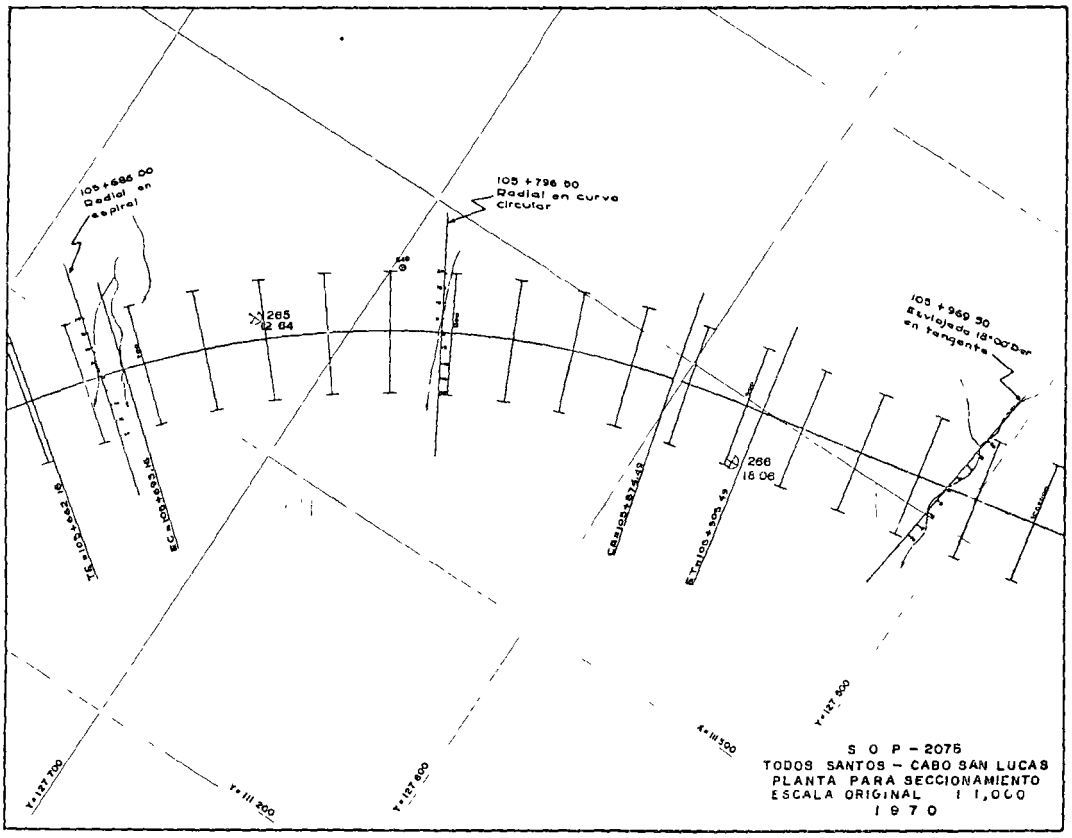
En esta etapa se obtienen los perfiles longitudinales, secciones transversales y planos de detalle del terreno, necesarios para el diseño geométrico de las secciones de construcción, la cubicación de las terracerías y el proyecto del drenaje, tanto de los ejes principales como de las intersecciones.

Dependiendo de la densidad de la vegetación, la longitud del tramo y la configuración topográfica, los datos del terreno para el proyecto definitivo pueden ser obtenidos directamente en el campo o por fotogrametría.

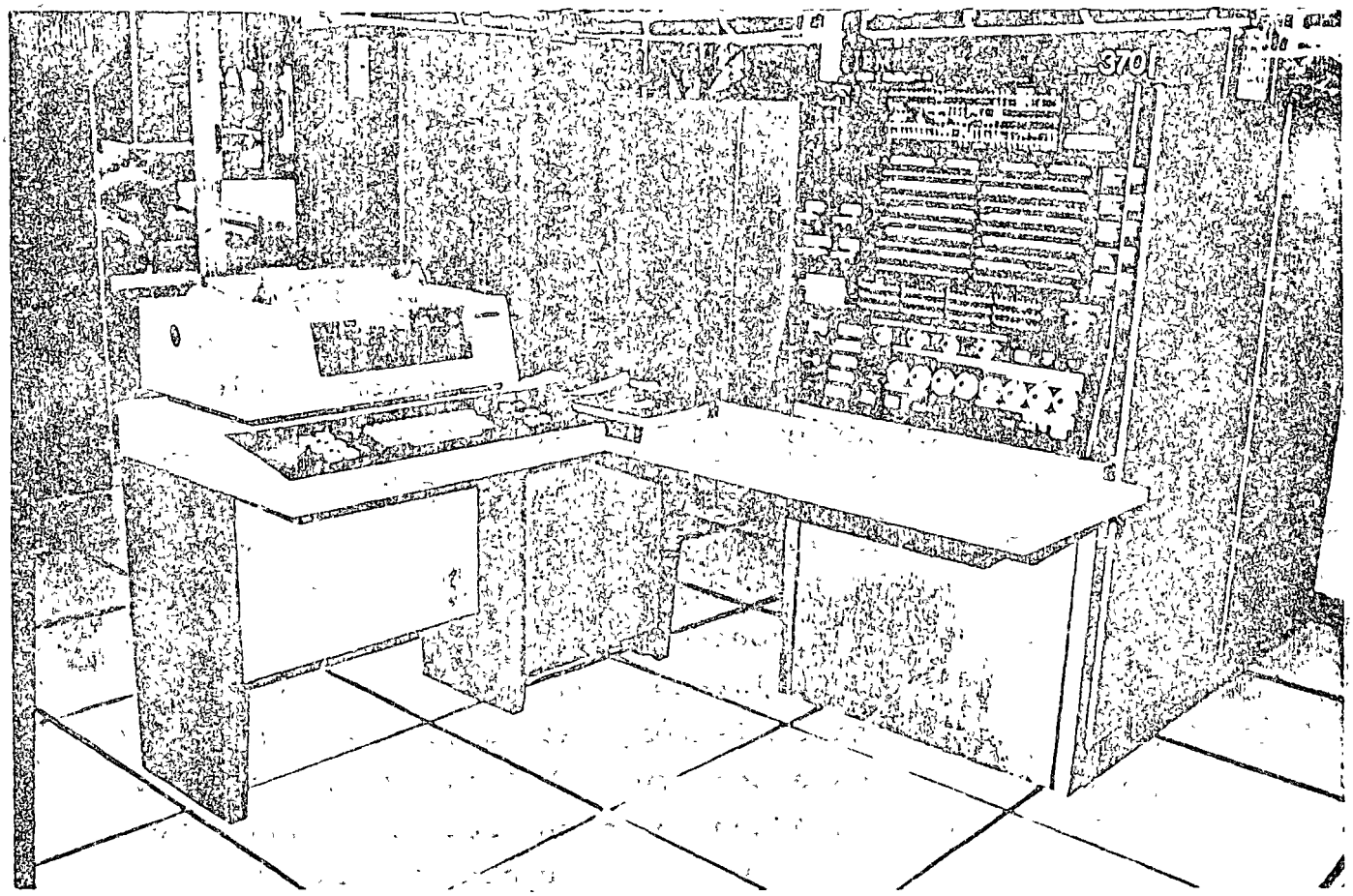
Para la obtención de los datos en el campo, se replantean los ejes del proyecto preliminar a partir de los vértices de la poligonal de referencia que sirvió de control horizontal a las fotos a escala 1:5,000 ó 1:10,000. El cálculo de las medidas lineales y angulares para este replanteo de hace mediante un programa de cómputo electrónico que utiliza las coordenadas x-y de los vértices de la poligonal y las de los puntos principales y de cada 20 m del alineamiento horizontal.

Para obtener los datos del terreno por fotogrametría se hace un seccionamiento fotogramétrico; para ello se orientan en un instrumento de segundo orden, o uno de primer orden, como el autógrafo A-7, con dispositivo automático de registro de coordenadas, las fotografía aéreas a escala 1:5,000 y su control terrestre utilizados previamente, la planta a escala 1:1,000 que con-

12. AUTOGRAFO A-7 EN SECCIONAMIENTO



13. PLANTA A ESC. 1:1,000 PARA SECCIONAMIENTO FOTOGRAMETRICO



14. SISTEMA IBM 370

DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS DE VIAS TERRESTRES
DPTO. DE VIAS TERRESTRES 64 OFNA. FOTOGRAMETRIA
(60-11)

TRABAJO NUMERO 2075
HOJA NUMERO 3

RESULTADOS DE TRANSFORMACION DEL SECCIONAMIENTO TRANSVERSAL

CAMINO LA PAZ C SAN LUCAS TRAMO TODOS SANTOS C LUCAS ALTERNATIVA 4 FEBRERO 69

DEL KM 103570.00 AL KM 106110.000

TRAM T	KILOMETRAJ	ELEVAC	DESN	DIST	DESN	DIST	DESN	DIST	DESN	DIST	DESN	DIST
2075 01	103580000	1295	-447	2029	-464	2021	-312	1950	-214	1170	-239	1107
2075 02	103580000	1295	-147	697	0	0	0	0	-102	-278	300	-1036
2075 03	103590000	1299	237	-1465	469	-2006	0	0	0	0	0	0
2075 01	103590000	1181	-374	2037	-538	1746	-269	1470	-220	1126	-179	985
2075 02	103590000	1181	-83	342	0	-7	-78	-459	63	-1026	282	-1450
2075 03	103590000	1181	433	-1689	0	0	0	0	0	0	0	0
2075 01	103600000	1002	-169	2032	-150	1713	-111	1530	-97	1270	-88	973
2075 02	103600000	1002	-41	690	-1	6	32	-262	120	-641	293	-1404
2075 03	103600000	1002	491	-1976	0	0	0	0	0	0	0	0
2075 01	103614455	1037	-235	2029	-211	1663	-143	1011	-122	334	-104	471
2075 02	103614455	1037	-12	55	-89	-896	169	-962	422	-1979	0	0
2075 01	103620000	986	-143	2025	-161	2022	-92	998	-57	477	-9	12
2075 02	103620000	986	174	-897	452	-1978	462	-1979	0	0	0	0
2075 01	103640000	1007	-138	2033	-99	-1136	-21	457	-5	16	59	-282
2075 02	103640000	1007	138	-1122	295	-1979	0	0	0	0	0	0
2075 01	103650000	955	-182	2049	-60	1778	-192	1676	-142	1400	-38	727
2075 02	103650000	955	-8	174	17	15	-2	11	46	-387	49	-854
2075 03	103650000	955	82	-994	127	-1151	148	-1919	0	0	0	0
2075 01	103662112	946	-174	2044	-174	2029	-174	1874	-171	1635	-40	730
2075 02	103662112	946	-35	665	-3	11	0	-66	95	-947	46	-570
2075 03	103662112	946	77	-997	-178	-1041	120	-1693	120	-1519	134	-1972
2075 01	103680000	859	-83	2047	-93	2041	-73	1682	-48	831	3	15
2075 02	103680000	859	0	0	27	-740	69	-1331	74	-1790	56	-1969
2075 01	103683112	834	-65	2043	-44	-2032	-44	-1100	-3	0	28	-1010
2075 02	103683112	834	80	-1534	70	-1912	80	-1992	0	0	0	0
2075 01	103699112	842	-80	2047	-63	2033	-93	1666	5	1120	28	545
2075 02	103699112	842	7	-1	34	-944	35	-1100	-61	-1609	0	0
2075 01	103700000	875	-83	2047	-51	2039	-27	1889	-91	1312	69	1002
2075 02	103700000	875	-24	608	-1	28	31	-910	66	-1614	74	-1555
2075 01	103711100	880	47	2053	-71	2030	-68	1806	19	1601	-11	800
2075 02	103711100	880	-2	31	27	-501	95	-1213	73	-1929	64	-1963
2075 01	103720000	866	130	2092	136	1536	-60	2140	-2	35	31	-769
2075 02	103720000	866	87	-1644	69	-1942	0	0	0	0	0	0
2075 01	103723375	900	164	2036	323	1975	154	1670	15	760	-1	17
2075 02	103723375	900	70	-607	53	-1613	52	-1966	0	0	0	0
2075 01	103733212	1197	25	2043	95	2025	96	1749	36	937	-7	420
2075 02	103733212	1197	-111	38	2	21	-19	-501	-131	-1407	-32	-1949
2075 03	103733212	1197	-140	-1973	0	0	0	0	0	0	0	0
2075 01	103740000	1194	-18	2060	-64	2035	-28	1095	5	301	-1	130
2075 02	103740000	1194	-4	33	-10	22	83	-190	118	-1126	107	-1630
2075 03	103740000	1194	80	-1957	0	0	0	0	0	0	0	0
2075 01	103760000	1089	-169	2011	-172	1777	-97	945	-16	169	-1	19
2075 02	103760000	1089	2	-307	41	-320	207	-979	153	-1920	230	-1958
2075 01	103780823	1037	-147	2059	-163	2016	-162	1477	-130	-244	1	35
2075 02	103780823	1037	-4	71	11	-69	28	-469	59	-435	110	-1095
2075 03	103780823	1037	242	-1972	0	0	0	0	0	0	0	0
2075 01	103818000	983	-128	2044	-45	1944	3	371	43	10	48	-356
2075 02	103818000	983	54	-311	111	-1101	230	-1966	0	0	0	0
2075 01	103796658	931	-53	2044	-79	2028	-49	1693	-10	917	-1	17
2075 02	103796658	931	0	-392	41	-229	74	-1966	0	0	0	0
2075 01	103800000	987	-63	2035	-73	1800	-57	554	-28	229	-1	9
2075 02	103800000	987	11	-184	17	-861	66	-1644	104	-1967	0	0
2075 01	103815506	1155	-87	2066	-43	1507	47	724	17	95	-7	27
2075 02	103815506	1155	19	-95	-19	-346	23	-642	-7	-995	29	-1341
2075 03	103815506	1155	29	-1989	71	-1959	0	0	0	0	0	0
2075 01	103820000	1268	-154	2057	-137	2031	-99	1414	-53	1080	-45	454
2075 02	103820000	1268	-9	306	-16	19	0	14	0	-188	-63	-493
2075 03	103820000	1268	-3	-344	27	-1309	-3	-1732	39	-1964	0	0
2075 01	103840000	1315	-224	2035	-219	-1624	-174	1545	-97	712	-3	14
2075 02	103840000	1315	14	-912	47	-1866	0	0	0	0	0	0
2075 01	103860000	1446	-348	2060	-374	-1933	-297	1563	-67	663	-5	30
2075 02	103860000	1446	17	-902	169	-1962	0	0	0	0	0	0
2075 01	103867713	1464	-334	2047	-305	2029	249	1464	-71	679	-9	15
2075 02	103867713	1464	72	-941	138	-1063	348	-977	0	0	0	0
2075 01	103877150	1594	-300	2043	-286	1931	-118	1536	-249	1305	-167	928

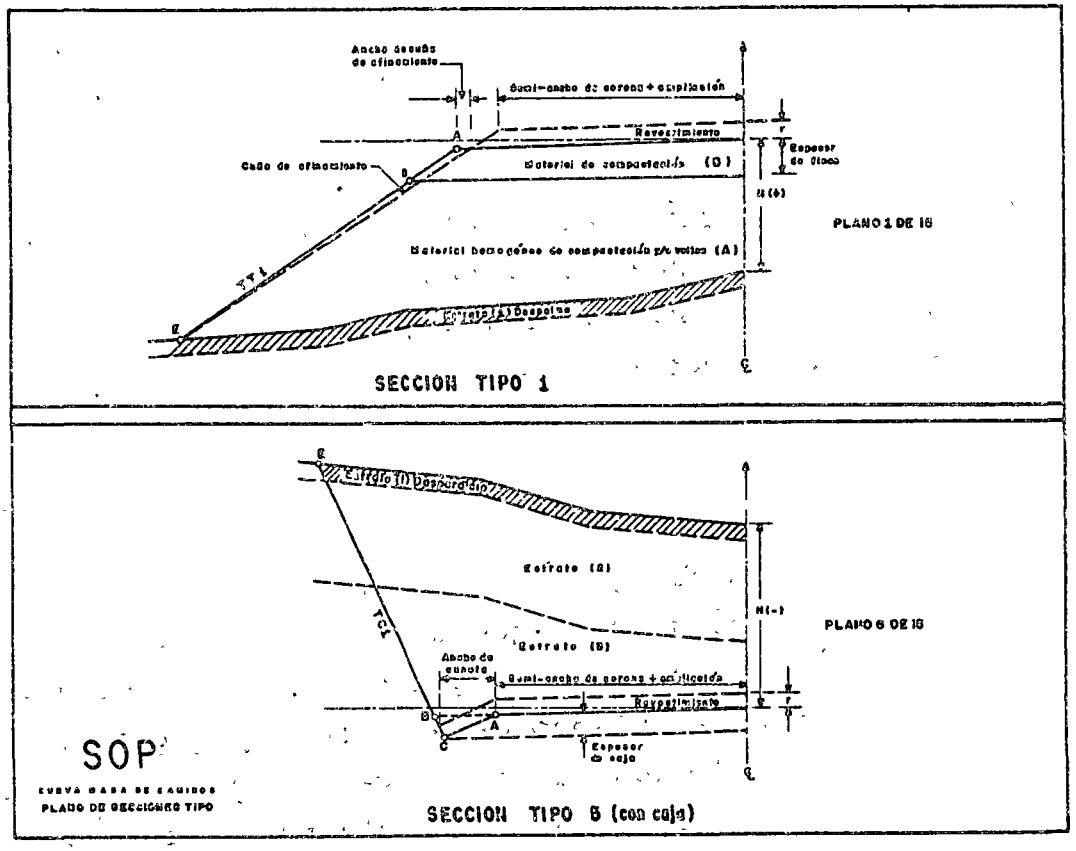
15. SECCIONAMIENTO TRANSFORMADO

tiene los ejes principales y los de las intersecciones, con las secciones transversales de cada 20m y los ejes de las obras de drenaje. Las secciones intermedias correspondientes a quiebres del terreno se escogen durante el seccionamiento.

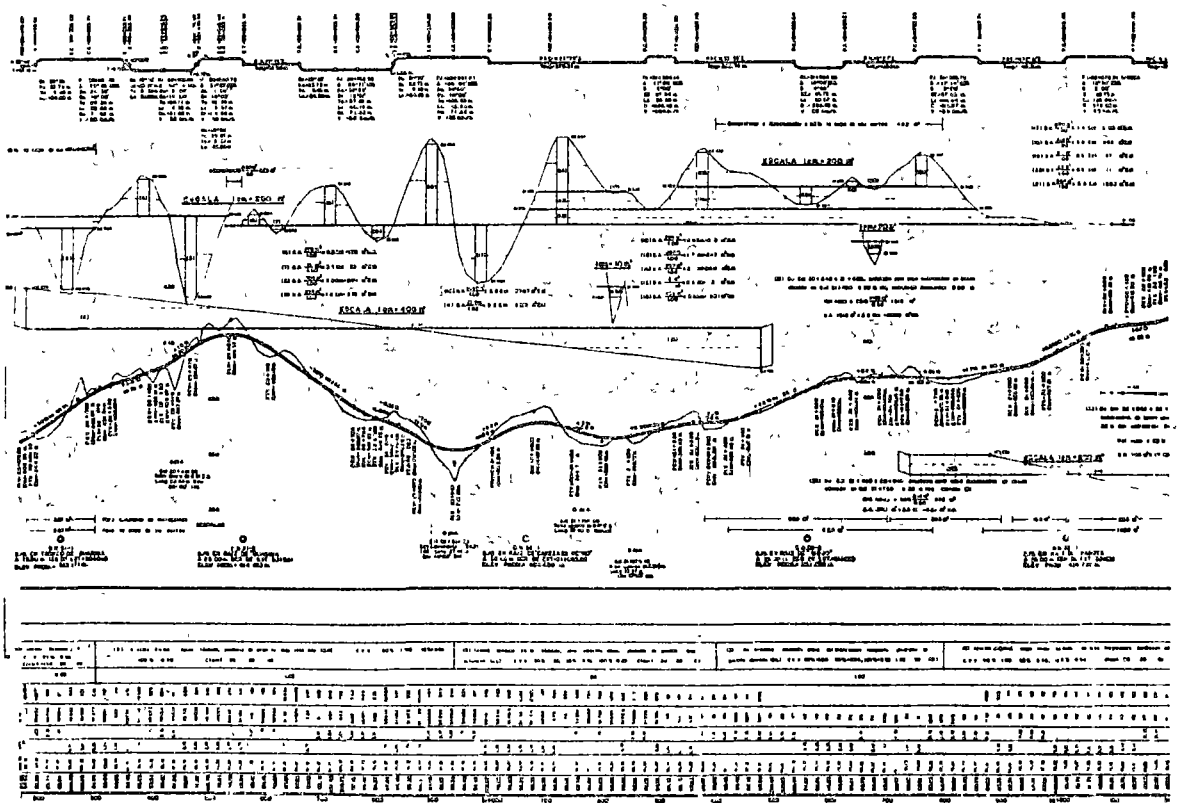
Una vez que se ha verificado numéricamente la orientación absoluta del modelo, mediante las coordenadas instrumentales y terrestres de los puntos de control, la operación consiste en registrar ordenadamente, en listado y en las tarjetas o cinta, mediante las claves correspondientes, las coordenadas instrumentales del terreno sobre cada sección, en el eje y en los puntos de quiebre significativos. A continuación, las coordenadas instrumentales x'-y'-z', de los puntos de quiebre registrados, son transformadas, mediante computadora, al sistema de coordenadas terrestres, con base en las coordenadas x-y-z de los puntos de control terrestre; en seguida, en el mismo proceso, se transforman las coordenadas terrestres de los puntos de quiebre, al sistema convencional distancia/desnivel de cada sección, referido al terreno en cada eje seccionado.

Como resultado de este proceso, se obtiene, para cada eje, el perfil longitudinal del terreno, por cadenamiento y elevación a cada 20m y en quiebres intermedios, mediante distancia y desnivel de cada punto de quiebre respecto al terreno en el eje, y para cada eje de obra de drenaje, su cadenamiento y esviaje, así como su perfil longitudinal, por distancia y elevación de cada punto de quiebre.

Con los datos de perfil y secciones transversales del terreno así obtenidos, las secciones tipo, los datos de ampliaciones y sobreelevaciones, los datos del alineamiento vertical y los datos de suelos, se hace el proyecto de terracerías, generalmente



16. GEOMETRIA DE SECCIONES DE CONSTRUCCION



17. PERFIL DE CONSTRUCCION

mediante el ensayo de varias alternativas de subrasante. Esta fase se realiza con la ayuda de un programa de cómputo, que produce como resultados la geometría del alineamiento vertical y de las secciones de construcción, los volúmenes de corte y terraplén, así como las coordenadas del diagrama de masas, que se utilizan para el cálculo de los movimientos de terracerías.

Con la subrasante definitiva, los perfiles de los ejes de las obras y los datos hidrológicos y geotécnicos, obtenidos con ayuda de la fotointerpretación, la fotogrametría, y directamente en el campo, se elabora el diseño geométrico preliminar de las obras de drenaje. Este diseño se considera preliminar, debido a la común presencia de vegetación en los sitios de las obras, lo que se traduce en imprecisión en la determinación de los desplantes, los cuales deben ser ajustados previamente a la construcción.

Obviamente, las mediciones fotogramétricas para la obtención de datos del terreno, para el proyecto definitivo, deben hacerse con los máximos controles de precisión a lo largo del proceso. De las cámaras aéreas debe conocerse, entre otros elementos, la distorsión radial, para compensarla o incluirla en la transformación, si es significativa. El control terrestre debe tener una precisión mínima de 1/10,000 en el cierre planimétrico y $0.01\sqrt{K}$ en el cierre altimétrico. Los instrumentos fotogramétricos habrán de estar bien ajustados y controlada la agudeza visual y la producción de los operadores.

La precisión altimétrica teórica, de las mediciones fotogramétricas del seccionamiento, es representada por un error estándar del orden de 0.15 m, sin incluir el efecto de la vegetación.

Al comparar los perfiles y secciones transversales del terreno - obtenidos por fotogrametría, con los resultantes de mediciones - directas en el campo, se han hallado, en general, discrepancias de ambos signos, con valores inferiores a 20 cm en un 85% de los puntos; discrepancias de 20 a 30 cm en un 10%, así como puntos - aislados (5%) con diferencias aún mayores.

TENDENCIAS

Algunos de los nuevos recursos que deben ser incorporados a este sistema son la fotografía de color, los microscopios estereoscópicos, las imágenes de satélites, los equipos de registro automático de coordenadas en Balplex, los equipos de registro continuo de coordenadas, la ortofotografía y equipos ligeros de medición electrónica de distancias.

La fotografía de color es muy superior a la convencional en blanco y negro para la obtención de información geológica y de uso - del suelo, principalmente si se trabaja en forma de diapositivas de 70 mm de formato, observadas con microscopios estereoscópicos y proyectadas por pares que se observan estereoscópicamente con lentes polarizados. En esta forma el uso de la fotografía a color resulta muy efectiva y económica.

Las imágenes del Satélite ERTS ó LANDSAT resultan útiles en los trabajos de fotointerpretación, en la fase de estudio de rutas, principalmente en el aspecto de geología regional.

Los equipos de registro automático de coordenadas en Balplex hacen posible obtener directamente, en tarjetas o en cinta, los datos de los perfiles longitudinales del terreno, para cada alternativa de anteproyecto, pudiendo en seguida, mediante la grafica

dora dibujarlos y mediante la computadora procesar rápidamente dichos datos con el programa de evaluación de anteproyectos.

Los equipos de registro continuo de coordenadas permiten obtener las coordenadas x-y-z de los puntos del terreno, al mismo tiempo que se efectúa la restitución.

Con este registro de datos y la computadora, con un programa de modelo digital del terreno, es posible obtener rápidamente perfiles y secciones para cualquier eje de proyecto dentro del modelo registrado.

Desde hace varios años se ha estado aplicando, con éxito, en varios países, la ortofotografía para el proyecto de vías terrestres. La ortofotografía se presenta como una imagen fotográfica continua, del terreno, a la misma escala, producto de una rectificación diferencial de las fotos originales, mediante control terrestre y una versión modificada de los equipos de restitución. Si a las ortofotos se les sobreponen las curvas de nivel, el resultado es muy informativo, pues a la riqueza planimétrica de la fotografía se le agrega la valiosa información altimétrica de las curvas de nivel, Este material es particularmente ventajoso en los proyectos de vialidades urbanas y suburbanas.

Las distintas actividades del proyecto fotogramétrico de vías terrestres involucran mediciones de distancias con alta precisión y seguridad; ya están en operación, desde hace varios años, los equipos electrónicos de medición de distancias a base de luz común, radiación infrarroja, ondas de radio y laser. En la Secretaría hemos usado ventajosamente,durante 9 años,los equipos a ba-

se de ondas de radio para medir las distancias del control --- terrestre, de 200 m a 30 Km, pero ya es tiempo de empezar a usar los de radiación infrarroja, principalmente para el replanteo de trazos en el campo.

Deseo aprovechar esta oportunidad para invitar, una vez más, a - los colegas ingenieros ligados a la planeación, proyecto y construcción de vías terrestres, a valerse de la tecnología aquí descrita, que es muy sencilla, efectiva y económica, para producir cada vez mejores proyectos que se traduzcan en mejores servicios de transporte para el país.

Ciudad de México, enero de 1976.

ANEXO "A"

CONTROL TERRESTRE PARA PROYECTO FOTOGRAMETRICO DE VIAS TERRESTRES

Bulmaro Cabrera Ruiz, Ingeniero Civil
Oficina de Fotogrametría
Secretaría de Obras Públicas

GENERALIDADES

Como sabemos, los proyectos viales implican trabajos fotogramétricos en fajas de terreno relativamente angostas, que generalmente se cubren con el ancho de una sola línea de vuelo; así, el control terrestre se reduce al control de modelos aislados y fajas de longitud variable.

Los procedimientos de control han evolucionado con el desarrollo de los equipos de medición de distancias; hace pocos años, el control implicaba mediciones de bases con cinta, cadenas de triangulación, figuras aisladas planimétricamente y ligadas en altimetría mediante nivelaciones geométricas, fototrigonométricas o barométricas, etc.

Posteriormente, cuando se tuvieron los primeros longímetros electrónicos, fué común medir con ellos uno que otro lado de triangulación, cuyo uso continuó en la forma tradicional.

Actualmente, cuando ya se cuenta con equipos electrónicos de medición de distancias, de operación confiable y en número suficiente, el control terrestre se efectúa a base de poligonales, radiaciones, intersecciones y nivelaciones trigonométricas y geométricas.

Dado el orden de magnitud de los trabajos fotogramétricos para vías terrestres, las mediciones del control quedan comprendidas en el campo de la geodesia práctica o topografía de precisión.

En el procedimiento general de proyecto, se requiere apoyar fotografías aéreas de dos escalas 1:25,000 (o excepcionalmente 1:50,000) y 1:5,000; el primer control se utiliza para el estudio de las líneas de ruta y el segundo, para anteproyecto y proyecto definitivo.

CONTROL PARA FOTOS A ESCALA 1:25,000

Para el proyecto de este control se toman como guía las líneas de ruta determinadas por el estudio de las fotos a escalas 1:50,000 y 1:25,000, y como base, la información relativa a puntos geodésicos y nivelaciones de precisión existentes en la zona de trabajo.

Si las fotos a escala 1:25,000 no han sido tomadas aún y si la zona carece de suficientes detalles planimétricos que puedan servir de puntos de control, debe verse la conveniencia del preseñalamiento.

En forma general, el primer control tendrá el siguiente aspecto:

a) Si la liga a vértices geodésicos es económicamente posible.

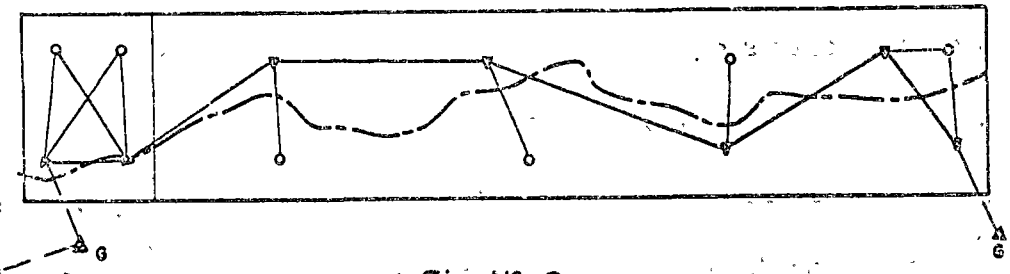


Fig. Nº 2

b) Si el control es independiente (sin liga geodésica).

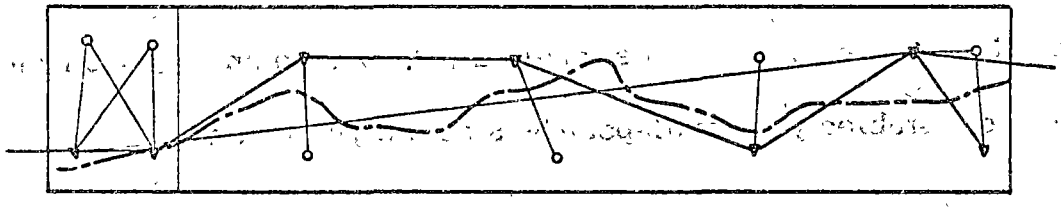


Fig. Nº 3

Ya que por necesidades del estudio, las fotos de esta escala son orientadas en balplex, preferentemente de 6 o más proyectores, conviene que el control se proyecte precisamente para aerotriangulaciones de un número - máximo de fotos igual al número de proyectores disponibles en la barra.

Pero, ya sea que las aerotriangulaciones se hagan en balplex o en otro instrumento, por razones de precisión es recomendable limitarlar a 6 u 8 fotos. Habrá en un extremo de la faja un modelo de salida con apoyo completo (3 puntos de x-y-z y uno de z, como mínimo), un modelo - de llegada, con un mínimo de dos puntos de x-y-z (situados en los ex-

tremos de una línea normal al eje de vuelo) y puntos intermedios de x-y-z, distantes entre sí 4 Km, en promedio, en ambos sentidos.

Es muy conveniente situar algunos puntos de control cerca de la línea de ruta, para facilitar posteriores ligas con la poligonal de referencia, o en su caso, con el trazo definitivo directo. Se procura que los puntos queden en las zonas de triple traslape, para que su utilidad sea máxima, y a no - menos de 2 cm de la orilla de la imagen, por razones de distorsión.

Si los puntos han de ser señalados, es recomendable el empleo de cruces o tréboles con brazos de 3 m de longitud y 0.50 m de ancho. Las mojoneras deben ser estables y tener dispositivos de identificación.

La medición de este control comprende, desde luego, la determinación de azimutes, ángulos, distancias y desniveles.

La determinación de azimutes puede hacerse por liga geodésica, mediante giróscopo o por observaciones astronómicas. En nuestra Dependencia usualmente se hace mediante observaciones del sol.

Los ángulos se miden con tránsitos de un segundo de lectura y se controlan con determinaciones de azimut y cierres de la poligonal mediante lados largos o por ligas con vértices preexistentes de levantamientos confiables. - La tolerancia en el cierre angular es de $10''\sqrt{n}$, siendo n= número de ángulos leídos.

Las distancias pueden medirse con cualquier longímetro electrónico capaz de medir las distancias del amplio rango que este tipo de trabajo implica; en nuestro caso usamos telurómetros MRA-3. La tolerancia en el cierre planimétrico es de $0.20\ m\sqrt{L}$, después de la compensación angular, siendo L el desarrollo de la poligonal cerrada, en kilómetros.

Los desniveles son determinados por nivelación trigonométrica, leyendo los ángulos verticales en ambos sentidos simultáneamente. La tolerancia en el cierre altimétrico es de $0.20\ m\sqrt{L}$.

Tan importante como la medición del control, lo es la identificación de los puntos; así, cuando el vértice no haya sido preseñalado o no quede precisamente en un detalle singular, desde el propio vértice se determinará, por coordenadas polares, la posición y elevación de algún punto característico cercano, que se identifique fácilmente en el campo, y en la foto, a la escala de la imagen que se observará en el instrumento fotogramétrico. El trabajo de identificación se facilita con el empleo de amplificaciones fotográficas de las zonas que alojan los puntos de control; se marcan con piquetes finos en las amplificaciones y se describen mediante croquis acotados en las libretas de campo.

En todos los casos, los vértices deberán quedar marcados en mojoneras, en

rocas fijas, etc. anotando en ellas o en algún testigo cercano, los datos de identificación del punto.

Para facilitar el manejo de los diferentes tipos de puntos, es muy conveniente establecer nomenclaturas que distingan a los puntos de uno y otro control, los de poligonal de los auxiliares, los terrestres de los fotogramétricos, -- etc.

La toponimia es también un aspecto muy importante del control terrestre; ha de obtenerse en el campo toda la información que de una u otra forma pueda afectar al proyecto.

El cálculo de las coordenadas de los puntos de este control, debe considerar las ligas geodésicas, si las hay, la reducción de distancias sobre el elipsoide y su corrección por proyección, las determinaciones de azimut, las convergencias de meridianos, las tolerancias de cierre y su compensación, así como las correcciones por refracción y curvatura, en el cálculo de desniveles.

CONTROL PARA FOTOS A ESCALA 1:5,000

Los puntos de este control tienen función múltiple, se utilizan para la orientación de modelos, y como referencias para el trazo del proyecto, tanto en

el período de estudio, como durante la construcción.

Dado que a partir de este control se obtienen los datos del terreno para el proyecto definitivo, su realización requiere de la mejor identificación y la máxima exactitud. Para lograr lo primero, los puntos de posición son invariablemente preseñalados, es decir, son marcados en el terreno antes de la toma de las fotos; para lo segundo, se aplican los equipos y procedimientos más eficientes y seguros.

Para la planeación de este control, sirve de guía la línea de ruta resultante de la etapa previa y la posición de las líneas de vuelo. El control se forma con una poligonal llamada "de referencia", cuyos vértices se sitúan cercanos a la línea de ruta, y una serie de puntos auxiliares de elevación que se ubican en los tercios laterales de las fajas, para el control en ω (omega).

El aspecto general del control para las fotos a escala 1:5,000 es el siguiente:

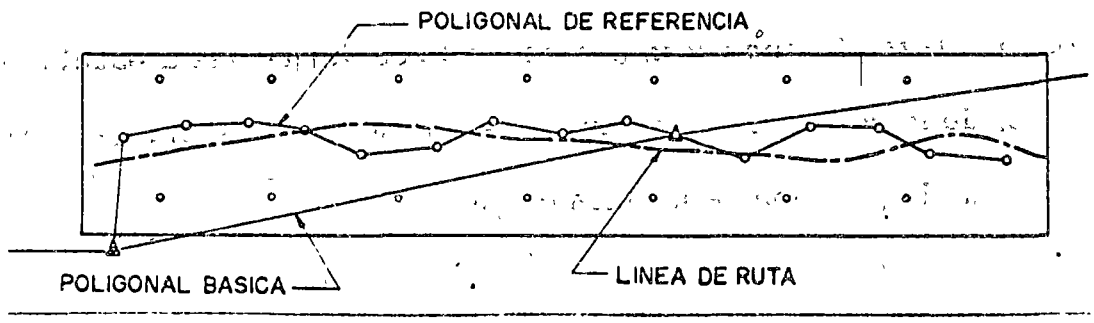


Fig. Nº 4

Los puntos de la poligonal de referencia deben situarse con una separación de 200 a 300 m (idealmente 225 m) entre sí, a modo de asegurar que en cada par queden por lo menos dos puntos de 3 coordenadas. Esta separación es también conveniente para los trabajos de replanteo del trazo.

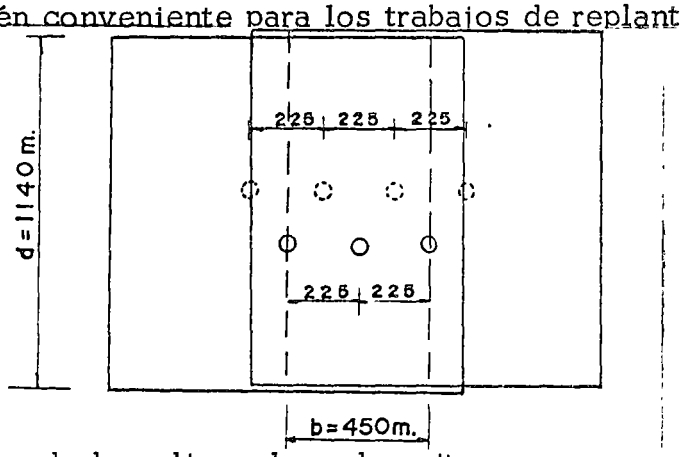


Fig. Nº 5

Los puntos de la poligonal pueden situarse a uno u otro lado de la posible posición del trazo definitivo, buscando siempre que desde los puntos se tenga la máxima visibilidad hacia el eje del proyecto, que las terracerías o los movimientos propios de la construcción no vayan a destruirlos y que no queden cubiertos por árboles o sombras.

Cuando en la zona del proyecto hay suficientes detalles planimétricos naturales, solo se preseñalan los puntos de la poligonal, y los puntos auxiliares de elevación son escogidos en las fotos definitivas a escala ----- 1:5,000; de lo contrario, estos puntos son también preseñalados, tomando como guía, la posición de la línea de vuelo.

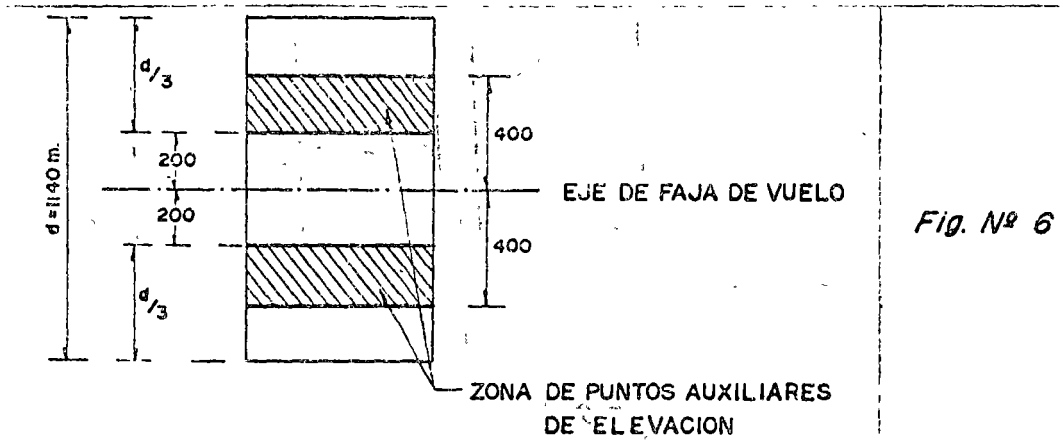
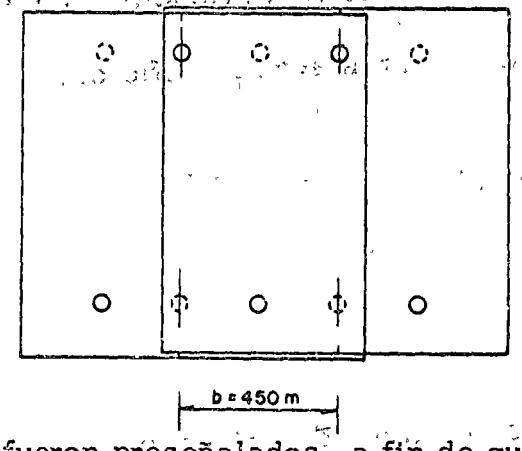


Fig. Nº 6

Así, los puntos laterales quedan distantes entre 200 y 400 m del eje, a ambos lados de la faja. La separación longitudinal es, del orden de 450 m, en forma alternada, como se indica en la Figura No. 7.

Fig. Nº 7



Si los puntos laterales no fueron preseñalados, a fin de que sirvan también en los modelos contiguos, se les localiza en las zonas de triple traslape, en la forma que indica la Figura No. 8.

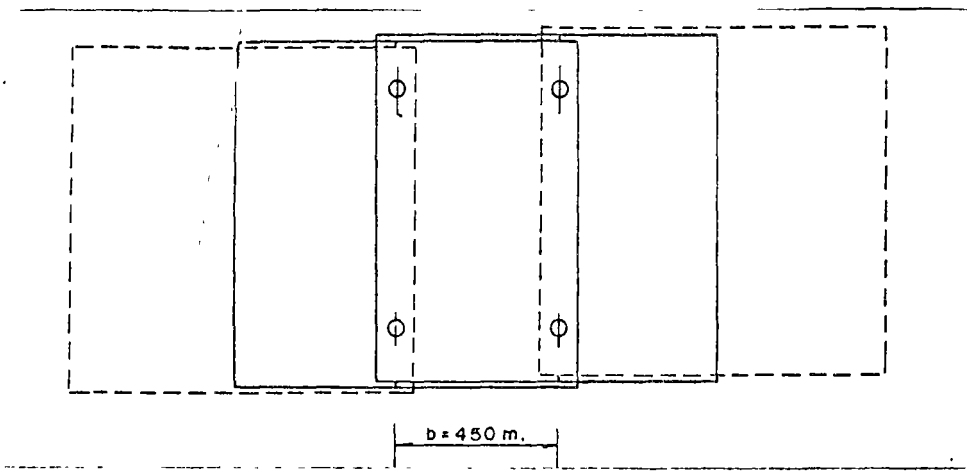


Fig. Nº 8

Se buscará siempre ubicar los puntos de control, pero especialmente los de elevación, en terreno plano y despejado, para que los pequeños errores de identificación de su posición no causen grandes errores en elevación. A fin de facilitar su identificación, las señales deberán colocarse horizontalmente y contrastando lo suficiente con el terreno circundante.

Si los puntos auxiliares de elevación son detalles del terreno, la identificación requerirá de buenos croquis acotados y piquetes finos en las fotografías.

Los puntos de la poligonal deberán quedar bien marcados en mojoneras o varillas firmemente ancladas en el terreno o en rocas fijas, para que su posición sea estable; asimismo tendrán dispositivos permanentes de identificación.

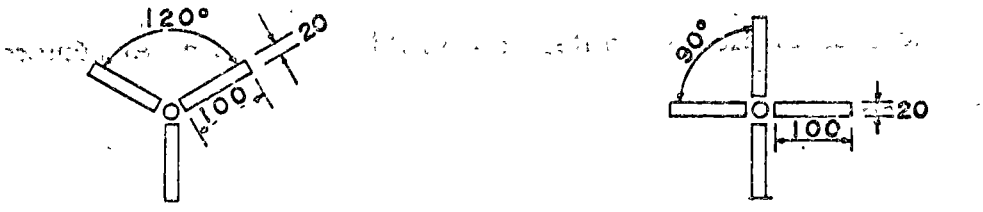


Fig. Nº 9

Las señales para los puntos de control de las fotos a escala 1:5,000 consisten usualmente en rectángulos formando trébol o cruz, y pueden fabricarse con cartón, tela, madera, piedra, etc. pintados de color blanco o negro, según sea el color del terreno circundante; las dimensiones comunes de los rectángulos son de 20 x 100 cm cuando se colocan en campo abierto; sin embargo, pueden reducirse hasta a la mitad cuando las señales quedan sobre pavimento u otras superficies igualmente limpias, donde es usual pintarlas directamente.

La medición de este control se hace mediante teodolitos de un segundo de lectura, miras de poligonación, estadales de buena calidad, niveles montados y longímetros electrónicos.

La medición planimétrica se comprueba mediante ligas con la poligonal del control previo, que se toma como básica, haciendo las compensaciones correspondientes cuando los errores resultantes son tolerables.

La tolerancia en el cierre angular es de $10''\sqrt{n}$, siendo n el número de ángulos leídos.

La tolerancia en el cierre planimétrico es $0.20\ m\sqrt{L}$, después de la compensación angular, siendo L el desarrollo de la poligonal cerrada, en kilómetros.

Las elevaciones de los puntos de la poligonal de referencia son obtenidos mediante nivelación geométrica de circuito cerrado, o mediante dos niveles avanzando en el mismo sentido, pero con puntos de liga (PL) diferentes. Esta nivelación es autocomprobada, pues las ligas altimétricas con el control previo, nivelado trigonométricamente, solo tienen por objeto establecer la elevación de partida; entre ambas nivelaciones no hay compensación.

Las elevaciones de los puntos laterales pueden obtenerse por nivelación geométrica, haciendo cierres frecuentes con la poligonal de referencia o por intersecciones durante la medición de la poligonal.

La tolerancia en los cierres de la nivelación del eje es $0.01\ m\sqrt{L}$, siendo L el número de kilómetros de desarrollo.

Para la nivelación de los puntos laterales, se acepta $0.03\ m\sqrt{L}$, debiendo hacerse cierres a cada kilómetro, como máximo.

Para el cálculo del control existen diversos programas, por ejemplo: para calcular orientaciones, distancias, poligonales, triángulos, etc. que se corren en computadoras grandes y medianas, sin embargo, se considera - que para el cálculo del control para proyecto de vías terrestres serían muy apropiadas las computadoras de escritorio, de tarjeta magnética e impre-- sión de resultados, con una memoria del orden de 3,000 bits.

CONCLUSIONES

En general, el proyecto de una carretera o un ferrocarril requiere de dos -- controles terrestres. Aunque estos dos trabajos se ligan con fines de compro bación, sería deseable apoyarlos siempre en la red geodésica nacional. De safortunadamente la red no es lo suficientemente densa y es difícil conse- guir los datos. Consideramos que esta información debe reunirse y publicar se cuanto antes, el medio puede ser la propia SMFFG.

El control para vías terrestres tiene características muy particulares, que - obedecen al procedimiento de estudio establecido y su relación con la cons trucción. En su forma actual satisface las necesidades de simplicidad, -- exactitud y economía que se requieren en cada una de las fases.

BIBLIOGRAFIA

American Society of Photogrammetry: "Manual of Photogrammetry" 3d ed 1965

American Society of Photogrammetry: "Photo Interpretation Manual", 1960

Hallert, B. Photogrammetry, 1960

ISP Photogrammetry in Highway Design, 1972

Ternryd, C.O. y Lundin, E.: "Topografía y Fotogrametría en la Práctica Moderna", 1973.

MATERIALES PARA PAVIMENTACION

CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL S.O.P.

M. en C.,
M. en I. Carlos Fernández Loaiza

1976

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

TEMA I

INTRODUCCION

1.1. ANTECEDENTES

El enfoque científico para la solución de un problema de ingeniería consiste en definir el objetivo funcional y la extensión y a continuación, encontrar soluciones para el problema. Para ilustrar el objeto de construir un pavimento, considérese la diferencia entre un camino vecinal con una superficie de rodamiento de revestimiento y una autopista con pavimento de alta calidad. Al conductor de un vehículo no le importa de que material está construido el pavimento, pero sí percibe el rodamiento del vehículo y la velocidad a la que puede circular en forma segura. En el camino vecinal él transita lentamente y siente el rodamiento más irregular, mientras que en la autopista, transita más rápidamente, con más seguridad y pocas vibraciones del vehículo. Si el conductor tiene prisa por llegar a su destino, la rugosidad del pavimento es un factor muy importante en la seguridad del viaje. Por lo anterior se puede establecer que el diseño de un pavimento no es gobernado por el peso del vehículo, sino que el objeto del pavimento es proporcionar una superficie funcional para la operación segura de los vehículos. Esta analogía representa una diferencia significativa en relación con los análisis de diseño actuales que enfatizan el peso de los vehículos como consideración primaria de diseño.

Objetivos de la construcción de un pavimento.

El objetivo primario de la construcción de un pavimento es, como se dijo anteriormente, proporcionar una superficie para permitir la operación de un tipo especificado de vehículo, para lo cual, pueden mencionarse , tres importantes requisitos funcionales:

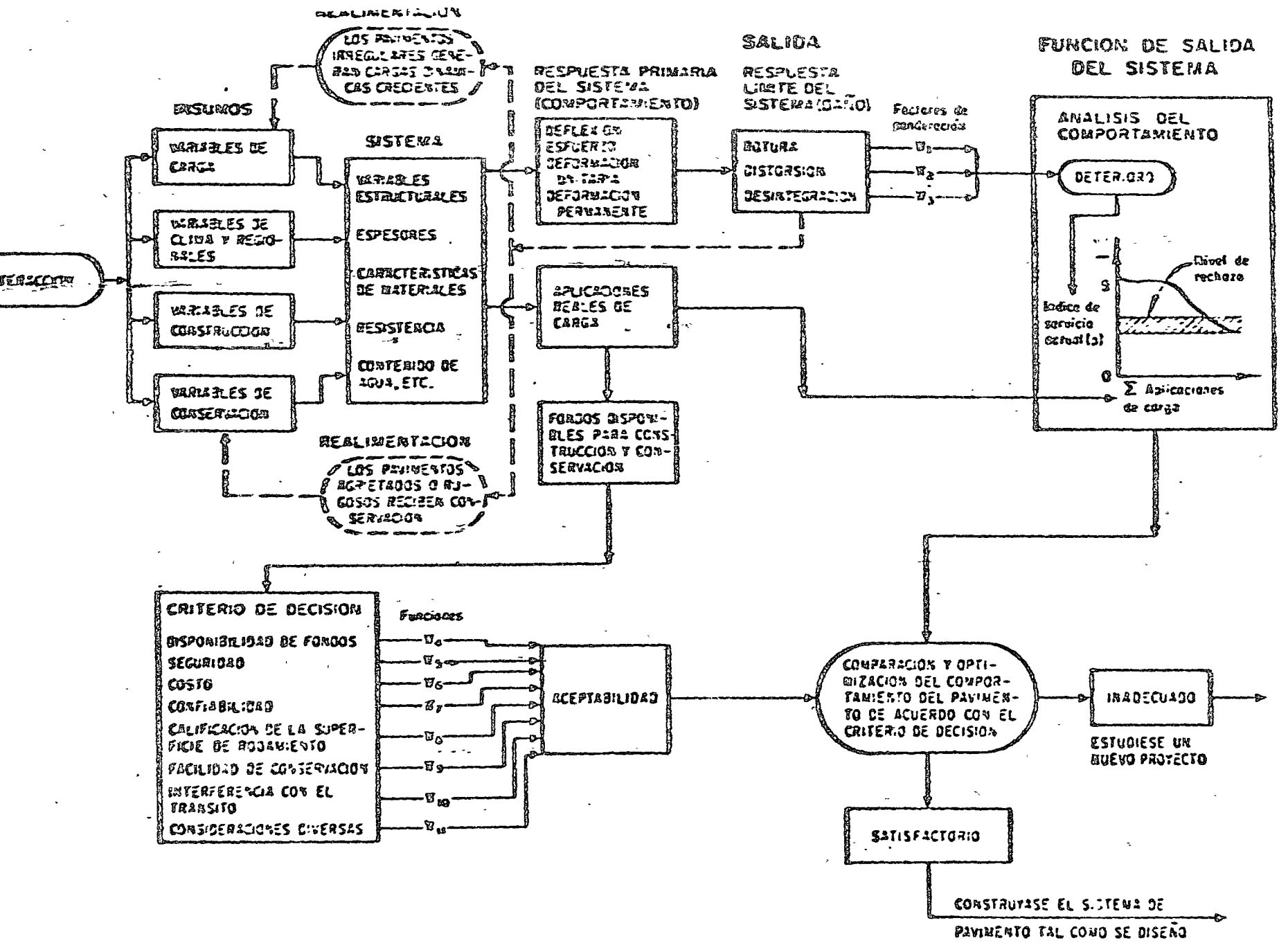


Fig 1. Sistema ideal de gerenciamiento de pavimentos [illegible]

a) El vehículo debe operarse dentro de un rango de velocidad definido.
b) La rugosidad de la superficie del pavimento no debe generar una vibración en el vehículo arriba de cierto nivel de tolerancia.
c) Debe asegurarse una operación segura de los vehículos.

Además de estos requisitos funcionales, el costo total y la vida del servicio son también factores gobernantes. Un diseño óptimo es el que balancea el costo total incluyendo la inversión de capital y la conservación, contra el comportamiento del pavimento.

Por lo anterior, se puede dar una definición formal de pavimento:

Pavimento: Estructura consistente en una o más capas de material tratado, mediante la cual puede realizarse un tránsito de vehículos rápido, seguro y cómodo; ofreciendo una superficie de rodamiento capaz de soportar las cargas de los vehículos, de los agentes del intemperismo y cualquier otro agente perjudicial.

Entre las características estructurales que debe tener un pavimento se encuentran las siguientes:

a) Debe tener una resistencia y un espesor total suficiente, tanto para soportar las cargas de los vehículos como para transmitir adecuadamente los esfuerzos a las terracerías, de modo que éstas no se deformen de manera perjudicial.
b) Debe prevenir la penetración o la acumulación de agua en el interior.
c) Debe tener una capa superior que sea adecuada para el rodamiento y ser resistente tanto a las cargas de los vehículos como a los agentes del intemperismo.

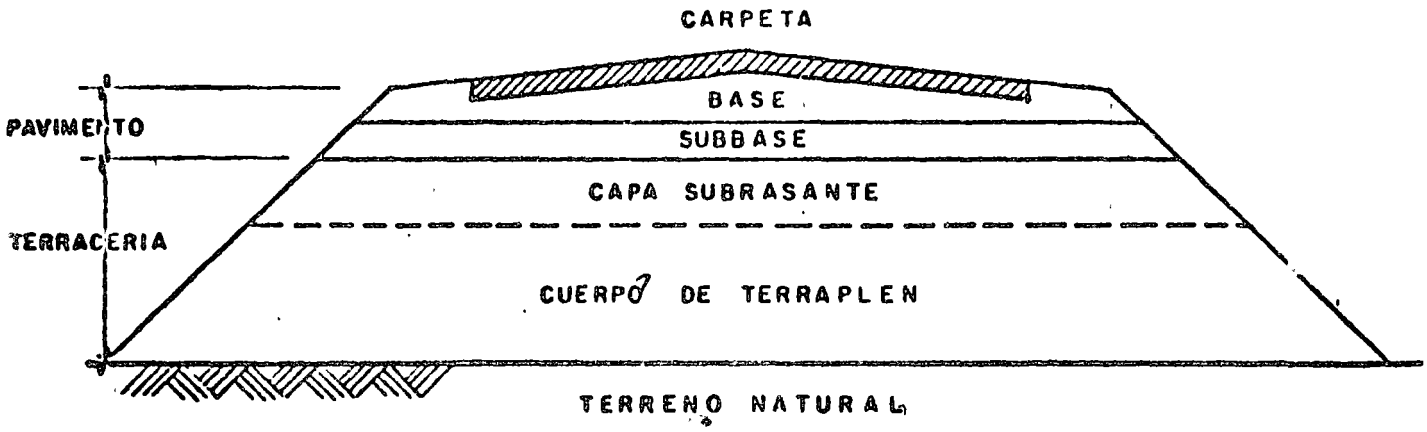
Lo descrito anteriormente difiere de las definiciones convencionales en las que se dice que "la función a priori de un pavimento--- es distribuir las cargas de los vehículos de manera que los esfuerzos que lleguen a la subrasante no excedan la capacidad de soporte de la misma", esto, ha sido la causa de muchas confusiones por los motivos que se explican a continuación:

La expresión anterior es cierta pero ha dado lugar, a que se considere a la subrasante como capa crítica y en algunos métodos de diseño de espesores actuales, se separa la estructura de un camino - en dos, pavimento y terracerías. Los que se diseñan por separado, tomando a la capa subrasante como liga, asignándole un valor arbitrario, lo cual puede conducir a tres diferentes situaciones, que- el pavimento quede bien diseñado, subdiseñado o sobrediseñado. La estructura de un camino, trabaja como una cadena, la cual se rompe por el eslabón más débil, de lo que surge la pregunta ¿ Debido a - qué capa fallará el pavimento ?; La respuesta es que puede ser --- cualquiera, a la que podríamos llamar capa crítica o sea en la --- cual la relación entre la resistencia de la capa y el nivel de esfuerzos a que esta sometida por efectos del tránsito sea más desfavorable. Por lo anterior, se hace énfasis en que el diseño debe-- ser integral, o sea que en lugar de decir diseño de pavimentos, debe ser diseño integral de la estructura vial.

TIPOS BASICOS DE PAVIMENTO.

Existen actualmente dos tipos básicos de pavimento: flexibles y rígidos:

a) Pavimento Flexible



SECCION TIPICA DE UN CAMINO CON PAVIMENTO FLEXIBLE EN TERRAPLEN

Los pavimentos flexibles estan formados por una carpeta bituminosa apoyada generalmente sobre dos capas no rígidas, la base y la subbase, la calidad de las capas es descendente hacia abajo; en la figura anterior, se muestra un corte típico de un pavimento flexible en terraplén.

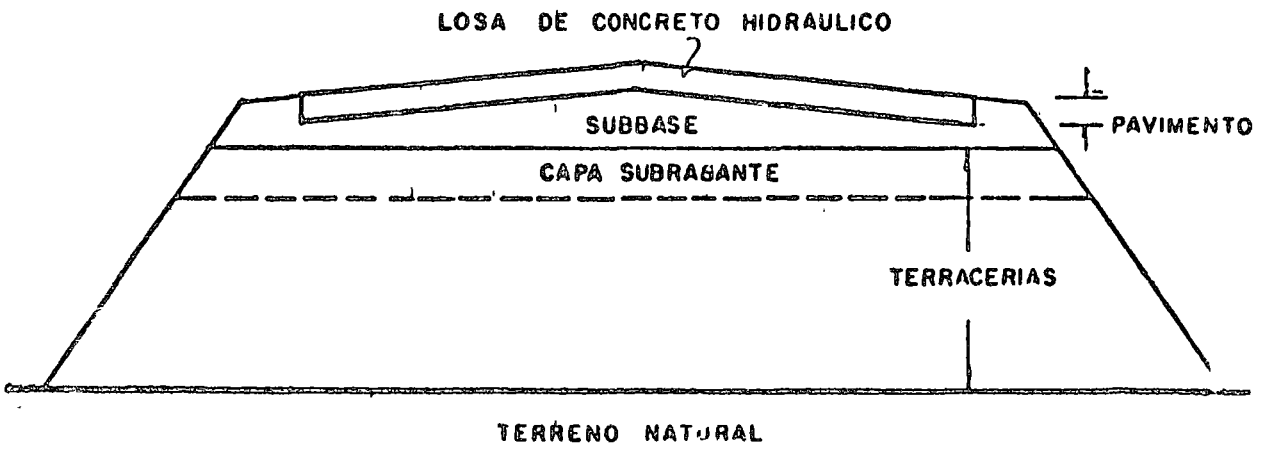
El diseño de pavimentos flexibles; emplea el principio de que una carga de cualquier magnitud, puede disiparse con la profundidad a través de capas sucesivas de material, o sea que la intensidad de la carga disminuye en proporción geométrica al ser transmitida hacia abajo de la superficie, ya que se va repartiendo en una área mayor. Por esa causa, los materiales con progresivamente menor calidad se emplean, conforme aumenta la profundidad.

En resumen, la resistencia de estos pavimentos es el resultado de la acción conjunta del sistema de capas, de manera que en este caso el espesor del pavimento es afectado grandemente por la resistencia de la subrasante.

Enfatizando lo dicho anteriormente, al diseñar un pavimento flexible se debe ir analizando capa por capa, buscando que la resistencia de cada una, sea compatible con el nivel de esfuerzos a que estará sometida, haciendo el análisis para toda la estructura del camino.

El definir generalmente el pavimento flexible como al conjunto de tres capas (carpeta, base y subbase), no pasa de ser una costumbre, ya que, por ejemplo, las diferencias entre base y subbase es la calidad del material, y en ocasiones se colocan capas subrasantes con calidad de subbase o se pueden colocar dos o tres capas de subbase de diferentes materiales, etc. por lo que la definición dada es relativa y depende fundamentalmente, de la manera en que se trabaje y del caso en particular.

b) Pavimento rígido.



SECCION TIPICA DE UN CAMINO CON PAVIMENTO RIGIDO EN TERRAPLEN

Los pavimentos rígidos están formados por una losa de concreto hidráulico, apoyada sobre la subrasante o sobre una capa de material seleccionado (subbase)

Estos pavimentos estan regidos por las características estructurales de la losa de concreto, ya que ésta, a causa de su rigidez y alto módulo de elasticidad, tiende a repartir la carga sobre una área relativamente grande del terreno; así, la mayor parte de la capacidad estructural lo da la losa, por lo cual el factor principal considerado en el diseño de

pavimentos rígidos es la resistencia del concreto, por esta razón, variaciones pequeñas en la resistencia de la subrasante, tienen poca influencia en la capacidad estructural del camino.

La capa de subbase puede o no existir.

Por lo que se ha visto, la diferencia fundamental entre los dos tipos de pavimentos es en la forma en que distribuyen la carga en las terracerías.

En algunos casos los pavimentos rígidos tienen un recubrimiento bituminoso. El término rígido o flexible es relativo, que tan flexible es un pavimento asfáltico o que tan rígido es un pavimento de concreto hidráulico, es dificil de definir, lo más correcto sería decir pavimentos de concreto hidráulico o pavimentos asfálticos.

Funciones de las distintas capas de un pavimento.

a) Pavimentos flexibles.

- Carpeta

La carpeta debe proporcionar una superficie de rodamiento adecuada con textura y color conveniente y resistir los efectos abrasivos del tránsito. Además, debe ser una capa prácticamente impermeable, constituyendo una protección para la base. Cuando esta hecha de concreto asfáltico colabora a la resistencia estructural del pavimento. Desde el punto de vista del objetivo funcional del pavimento, es el elemento más importante.

- Base

La base es un elemento fundamental desde el punto de vista estructural, su función consiste en proporcionar un elemento resistente que transmita a las capas inferiores, los esfuerzos producidos por el tránsito en una intensidad apropiada. La base en muchos casos debe también drenar-

el agua que se introduzca a través de la carpeta o por los acotamientos del pavimento, así como impedir la ascención capilar.

Las bases pueden construirse de diferentes materiales como:

I) piedra triturada o grava de depósito de aluvión (base hidráulica)
II) Materiales estabilizados con cemento, asfalto o cal.
III) Macadam
IV) Losas de concreto hidráulico

Desde el punto de vista económico, la base permite reducir el espesor de la carpeta que es más costosa.

- Subbase

Una de las funciones principales de la subbase es de carácter económico ya que se usa para disminuir el espesor de material de base (material más costoso). Su función desde el punto de vista estructural es similar a la base.

Otra función consiste en servir de transición entre el material de base generalmente granular más o menos grueso y la propia subrasante, generalmente formada por materiales finos. La subbase más fina que la base, actúa como filtro de ésta e impide su incrustación en la subrasante.

La subbase también se coloca para absorver deformaciones perjudiciales de las terracerías, por ejemplo cambios volumétricos asociados a cambios de humedad, impidiendo que se reflejen en la superficie del pavimento.

Otra función de la subbase es la de actuar como dren para desalojar el agua que se infiltre al pavimento y para impedir la ascención capilar hacia la base, de agua procedente de las terracerías.

b) Pavimentos rígidos

- Losa de concreto hidráulico

Las funciones de la losa en el pavimento rígido son las mismas de la carpeta en el flexible, más la función estructural de soportar y transmitir en nivel adecuado los esfuerzos que se le apliquen.

- Subbase

La capa de subbase es usada en pavimentos rígidos por las siguientes razones:

I) Control del bombeo
II) Control de las heladas
III) Drenaje
IV) Control de la contracción y expansión de las terracerías
V) Facilidad de construcción.

La subbase proporciona alguna capacidad estructural aunque no se coloca con ese fin, pues la losa debe ser suficiente para soportar las cargas y por lo tanto la subbase casi no influye en el espesor de losa en el caso de carreteras e influye muy poco en aeropistas.

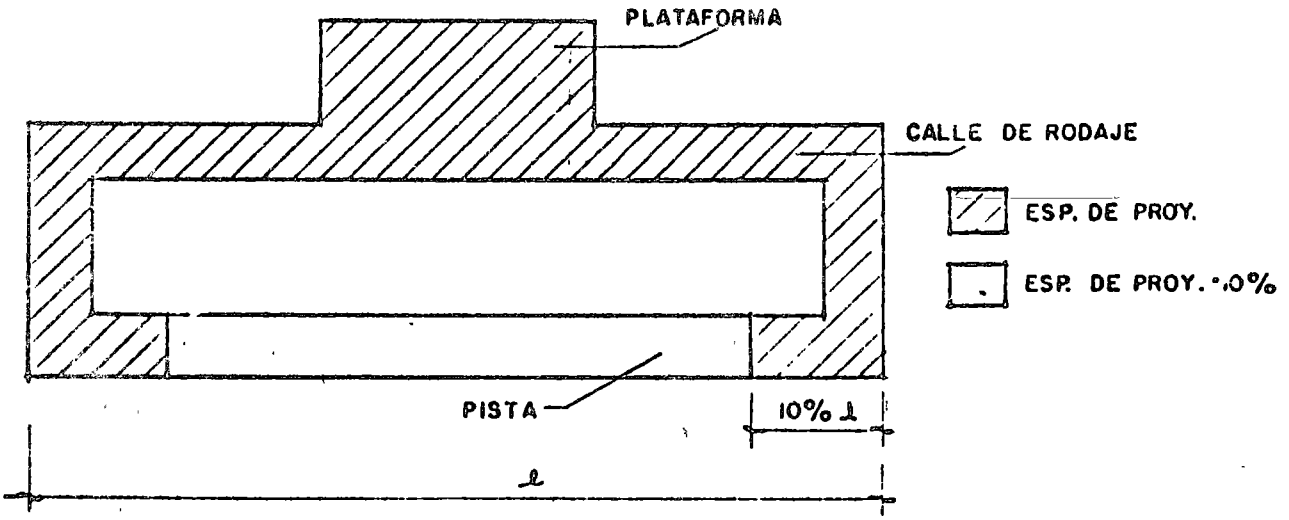
COMPARACIONES ENTRE PAVIMENTOS DE CARRETERAS Y AEROPISTAS.

De acuerdo al uso, los pavimentos se dividen en pavimentos de carreteras y de aeropistas (clasificación más general), ambos tienen diferentes características.

a) Geometría

Desde el punto de vista geométrico, los pavimentos de carreteras son más largos que los de aeropistas; mientras que el ancho de las aeropistas es mayor que los de carreteras ya que los primeros llegan a tener 60m, mientras que los de las carreteras su ancho máximo difícilmente pasa de 21.0 m.

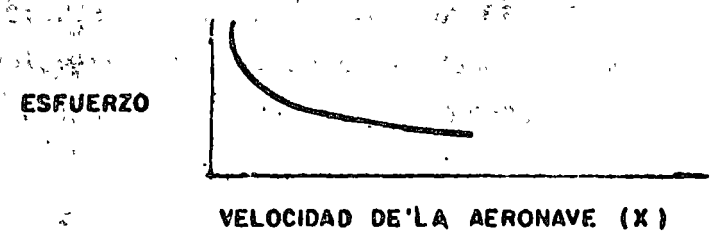
Por otra parte, debido a las cargas grandes de las aeronaves, el espesor de pavimentos de aeropistas es mayor que los de carreteras; y mientras que estos últimos se mantienen practicamente constantes en los de aeropistas no sucede esto, en la práctica actual.



ZONIFICACION TIPICA ACTUAL DE UNA AEROPISTA

La zonificación actual de las aeropistas considera que la situación más crítica es en las partes donde la aeronave está parada y con el motor funcionando, o donde esta estacionada, por lo cual las plataformas de estacionamiento, calles de rodaje y cabeceras de pistas se construyen con un espesor 10% mayor que el resto del pavimento. La justifica

ción de lo anterior lo explicaremos con la siguiente gráfica, válida para las aeronaves de pistón.



(x) Se considera la velocidad de la aeronave mientras las ruedas estén en contacto con el pavimento. Al aterrizar la aeronave va parcialmente sustentada y el impacto lo sufre la parte superior (carpeta) del pavimento.

b) Cargas

Las cargas que soportan los pavimentos de aeropistas son bastante mayores que las de carreteras, al mismo tiempo el tránsito es mucho más intenso en las carreteras.

Por otra parte, la presión de inflado de las llantas de aeronaves es de 3 a 5 veces mayor que la de los vehículos.

El tránsito en las aeropistas esta más canalizado que en las carreteras.

TEMA II

MUESTREO

I. Es necesario para el correcto diseño de un pavimento, que se cuente con valores de resistencia representativos del tramo en estudio. Para lograr esto se acude frecuentemente a la utilización de valores -- promedio de muestras obtenidas según cierto patrón de distribución uniforme.

Es sabido sin embargo, que los suelos son en general sumamente variables, aún dentro de zonas muy pequeñas, por lo que se debe pensar en efectuar un muestreo lo más representativo posible, dentro de una --- cierta formación podemos tener un rango bastante amplio en valores de resistencia, mientras que en otra, las resistencias obtenidas pueden presentar pequeñas variaciones. Se considera conveniente tomar en -- cuenta a las variaciones propias del suelo durante las etapas de muestreo, para lo cual se puede acudir a criterios estadísticos simples.

En estadística uno de los valores que más se utilizan es la media aritmética que es:

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n}$$

en donde.

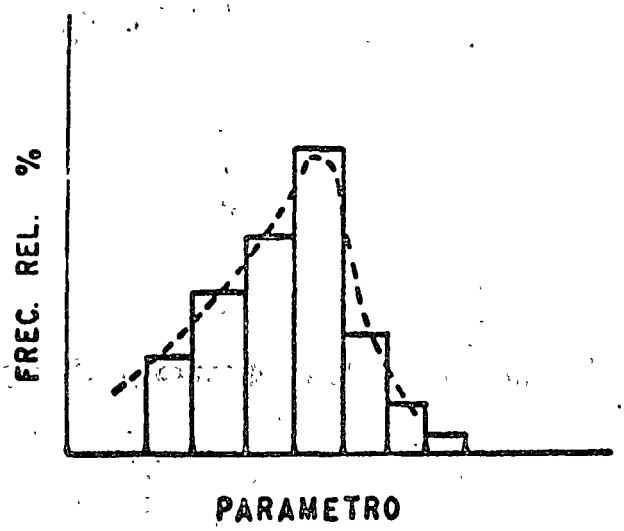
x_i = valor del evento "i"
n = número total de eventos

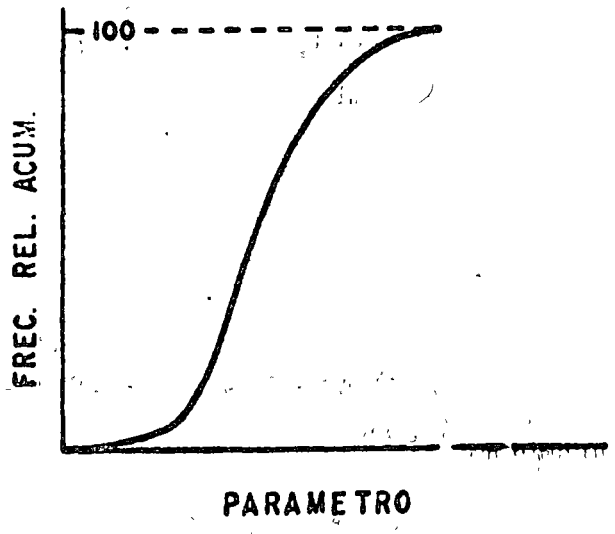
Otro término comunmente empleado es la desviación estándard:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n}}$$

La desviación estándard da una idea de la dispersión que se tiene en los eventos analizados. Sin embargo, la desviación estándar no nos dice mucho si no tomamos en cuenta al valor promedio ($\bar{x}$), ya que por ejemplo-

CONCEPTOS DE ESTADISTICA





MEDIA $= \bar{X} = \dfrac{\sum X}{N}$

DESVIACION ESTANDAR $= \sigma = \sqrt{\dfrac{\sum (x-\bar{x})^2}{N}}$

COEFICIENTE DE VARIACION $=$ C. U. $= \dfrac{\sigma}{\bar{X}}$

FIG. I.O DEFINICIONES DE ESTADISTICA

podemos tener que las desviaciones estándar de 2 lotes de probetas ensayadas a la compresión simple, resultan de:

$$\sigma_1 = 20 \text{ kg/cm2} \quad y$$

$$\sigma_2 = 30 \text{ kg/cm2}$$

Aparentemente la población de valores que resultó con σ_1 = 20 kg/cm2, es menos variable que en el caso en que se tiene σ_2 = 30 Kg/cm2, sin embargo, pudiera ser que las medias fueran:

$$\bar{x}_1 = 70 \text{ Kg/cm2}$$
$$\bar{x}_2 = 450 \text{ Kg/cm2}$$

Al observar estos valores se tiene una idea más clara respecto a dispersiones.

Pues por ejemplo si hacemos lo siguiente:

$$CV_1 = \frac{\sigma_1}{\bar{x}_1} = \frac{20}{70} = 0.28$$
$$CV_2 = \frac{\sigma_2}{\bar{x}_2} = \frac{30}{450} = 0.07$$

Al valor C.V. se le conoce como coeficiente de variación, el cual nos está indicando que en el proceso 2 se tienen menores dispersiones relativas.

A continuación se presenta un ejemplo de muestreo en donde se ve la gran utilidad de la estadística.

Supongamos que se cuenta con el dinero suficiente para efectuar 25 pozos a cielo abierto con extracción de muestras inalteradas y la posterior ejecución de pruebas triaxiales. Se desea que las muestras sean lo más representativas de la zona muestreada, que ha sido dividida en 4 tramos a lo largo del trazo, como se indica en la Figura I.1, y cuyas longitudes son de 140 m, 140m, 160m y 150 m. respectivamente.

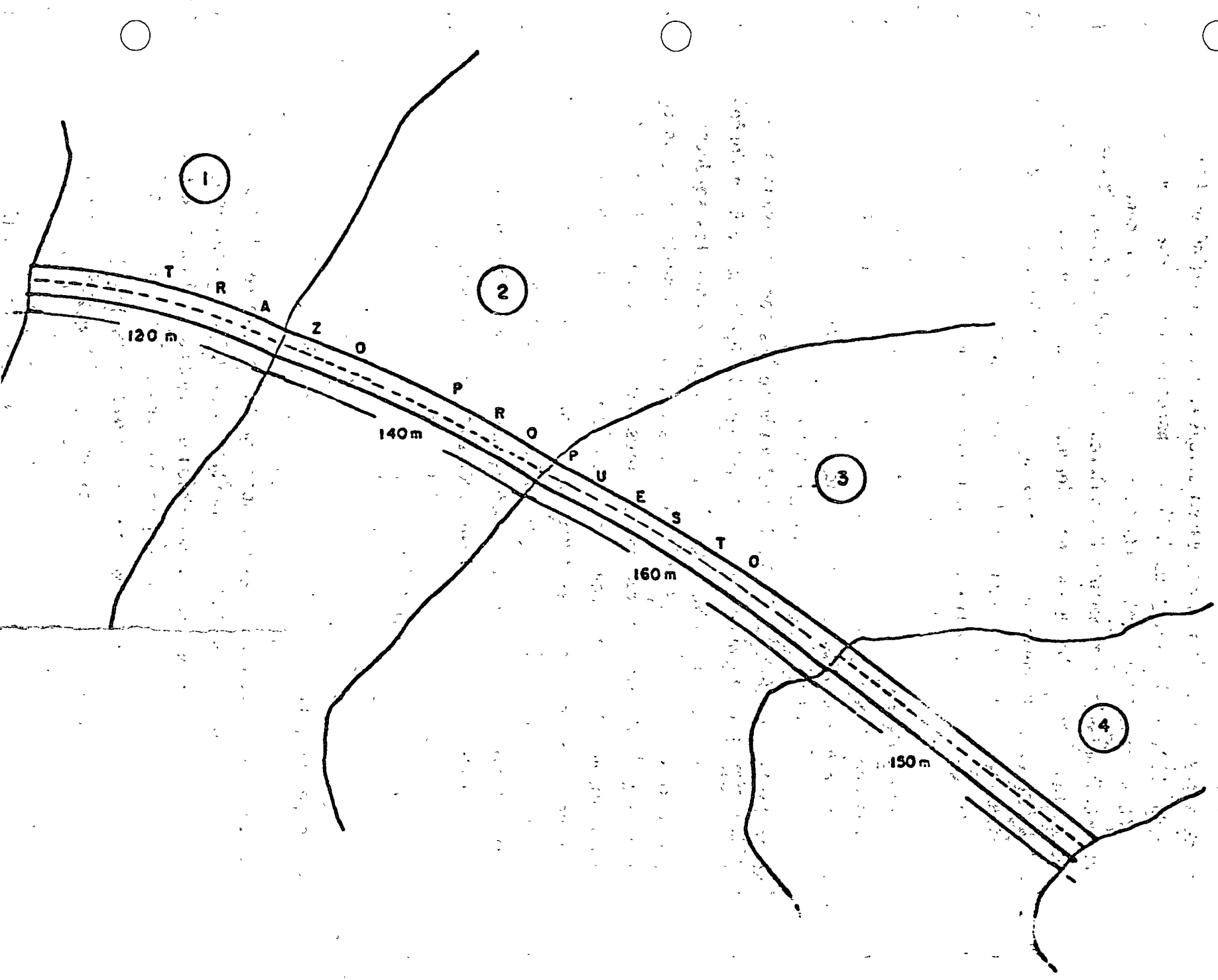


FIG 11.- Trazo cruzando diferentes tipos de suelos

Mediante posteadora se tomaron muestras de acuerdo con una distribución uniforme, de tal manera que el número de muestras no fuera menor de 5 - en cada tramo. A los materiales obtenidos se les determinó un Límite - Líquido (LL), Indice Plástico (IP) y el porcentaje que pasa la malla -- No. 200 (% pasa 200). Para cada tramo se calcularon, para cada una de- las propiedades determinadas, los valores de las medias ($\bar{x}$) desviaciones, estándard (σ) y los coeficientes de variación (c.v.), obteniendo los valores indicados en la tabla Número (I.1). Como se puede notar en dicha tabla, se obtienen 3 valores del coeficiente de variación de - acuerdo con las 3 propiedades estudiadas para cada suelo.

En la tabla Número I.2, se muestra la distribución de los sondeos de -- acuerdo con el empleo del coeficiente de variación máximo y en la tabla I.3, de acuerdo con el coeficiente de variación medio.

En la tabla I.4, se muestra la distribución de los sondeos tomando en-- cuenta solamente las distancias. Observando la tabla No. I.5 en donde- se muestran las diferentes distribuciones obtenidas para los sondeos,-- se notará que el empleo de distribuciones uniformes resulta, en unos casos, en distribuciones desventajosas pues por ejemplo en el tramo 2 se- requieren de 12 a 15 sondeos, mientras que si se considera una distribución uniforme solo se requieren 6, lo que no dará una idea de la variación de los suelos en esta zona y en consecuencia el valor de diseño obtenido de dicha zona no será representativo. En tal virtud, el empleo- de la estadística es de mucha utilidad para el mejor aprovechamiento -- del dinero disponible para la etapa de muestreo.

III. SELECCION DE PARAMETROS DE DISEÑO

Una vez que se cuenta con la variación de los parámetros de diseño para cada zona o tramo, gracias a un muestreo racional, el ingeniero se va - afrontando al problema de la selección de algunos de dichos valores para su empleo en el diseño. Pudiera ser que en algún caso, que más bien sería la excepción que la regla, los valores de resistencia obtenidos-- para un cierto tramo fueran muy uniformes por lo que el problema referi

TABLA NUMERO I.1

Suelo	Propiedad	No. de Muestras	Media x	Desviación Estandar	Coeficiente de Variación
1	L.L. (%)	5	36.2	6.0	16.5
	I.P. (%)	5	16.7	4.4	26.4
	Pasa 200	5	86.4	12.2	14.1
2	L L (%)	6	37.0	12.4	61.1
	I P (%)	6	17.5	10.8	69.4
	Pasa 200	6	82.7	19.4	73.9
3	L L (%)	5	37.7	5.9	15.6
	I P (%)	5	17.7	4.9	27.9
	Pasa 200	5	84.6	11.2	13.2
4	L L (%)	6	36.5	5.5	15.1
	I P (%)	6	17.1	4.0	23.3
	Pasa 200	6	80.9	11.1	13.7

TABLA NUMERO I.2

Distribución de los sondeos con base en el coeficiente de variación máximo para cada grupo.

Suelo	Longitud m.	Coef. Máx. de variación	Factor de muestreo	Número de muestras necesarias
(A)	(B)	(C)	(B) (C)	
1	120	26.4	3170	3.7
2	140	73.9	10350	12.0
3	160	27.9	4470	5.2
4	150	23.3	3500	4.1
			21490	25.0

Ejemplo: $\frac{3170}{21490} = 25 = 3.7$

TABLA NUMERO I.3

Distribución de los sondeos con base en el coeficiente de variación promedio para cada grupo.

Suelo	Longitud m	Coef. Prom. de variación	Factor de muestreo	Número de muestras necesarias
(A)	(B)	(C)	(B) (C)	
1	120	16.5	1980	3.0
2	140	69.4	9710	14.8
3	160	15.6	2500	3.8
4	150	15.1	2265	3.4
			16455	25.0

TABLA NUMERO I.4

Distribución de los sondeos de acuerdo con la longitud de los tramos.

Suelo	Longitud m.	Número de Sondeos
1	120	5.2
2	140	6.2
3	160	7.0
4	150	6.6
	570	25.0

Ejemplo: $\frac{120}{570} \times 25 = 5.2$

TABLA NUMERO I.5

Comparación en el número de sondeos requeridos de acuerdo con diferentes criterios.

Suelo	Distribución con base en el C.V.	Distribución con con base en el C.V. prom.	Distribución con base en la long.
1	4.0	3.0	5.0
2	12.0	15.0	6.0
3	5.0	4.0	7.0
4	4.0	3.0	7.0
	25.0	25.0	25.0

do no existiría. El caso más frecuente es que se presenten variaciones de cierta consideración en los valores de resistencia obtenidos para cada tramo o banco.

Supongamos que para un cierto tramo se obtienen los siguientes datos de V.R.S. (valor relativo de soporte que es la relación, expresada como porcentaje, que existe entre la resistencia que el suelo en estudio opone a la penetración de un pisón estándard y la opuesta por una grava de buena calidad):

V.R.S.	Rango	No. de valores	% Rel.	% acum.
7,6,3,4,5.	0 - 2.0	2	15.4	15.4
8,5,1,4,5.	2.1- 4.0	4	30.8	46.2
5,4,2,10.	4.1- 6.0	4	30.8	77.0
	6.1- 8.0	2	15.4	92.4
	8.1-10.0	1	7.6	100.0
		13	100.0	

Graficando los rangos obtenidos contra los porcentajes acumulados se obtiene la curva de la figura II.1. En esta figura tenemos una representación gráfica de la variación de los V.R.S. en el tramo considerado. Pensando ahora en el diseño, podríamos seleccionar al V.R.S. correspondiente al percentil 10 (ver Fig. II.1) en cuyo caso el valor de diseño sería aproximadamente de V.R.S. = 1%, o bien podríamos seleccionar al percentil 90 (90% de los valores son iguales o menores al considerado) en cuyo caso el valor de diseño sería aproximadamente de 7%, una alternativa más podría ser el percentil 50 en cuyo caso el valor de diseño sería aproximadamente 3%.

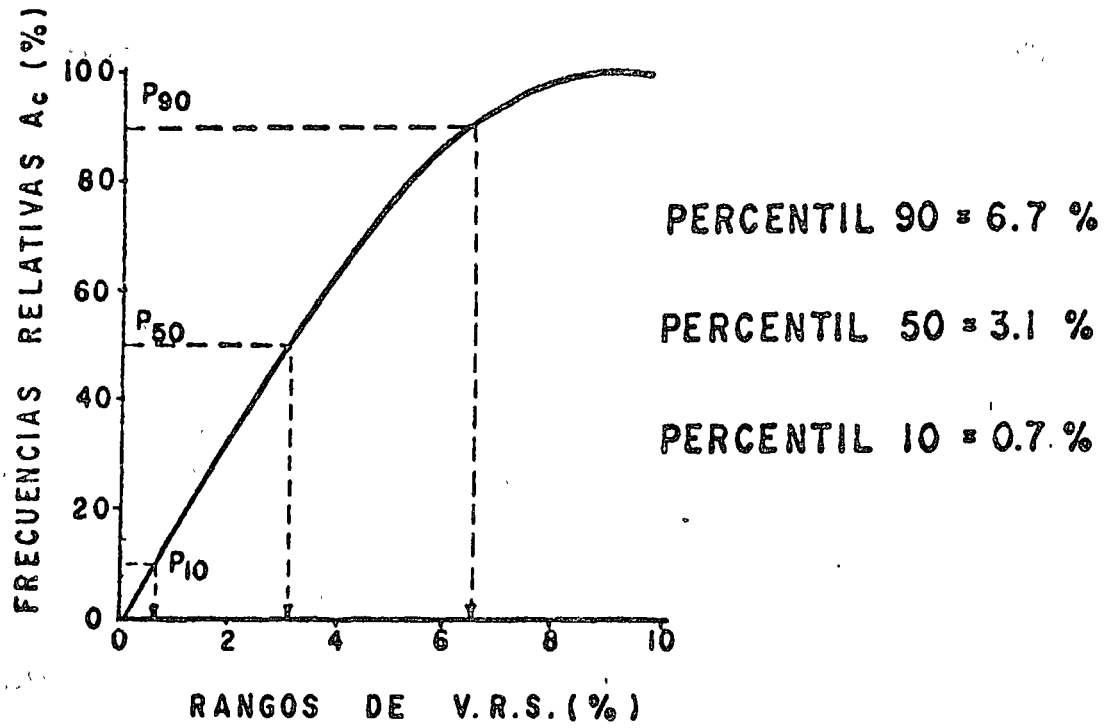


FIGURA II.1. HISTOGRAMA DE FRECUENCIAS RELATIVAS ACUMULADAS

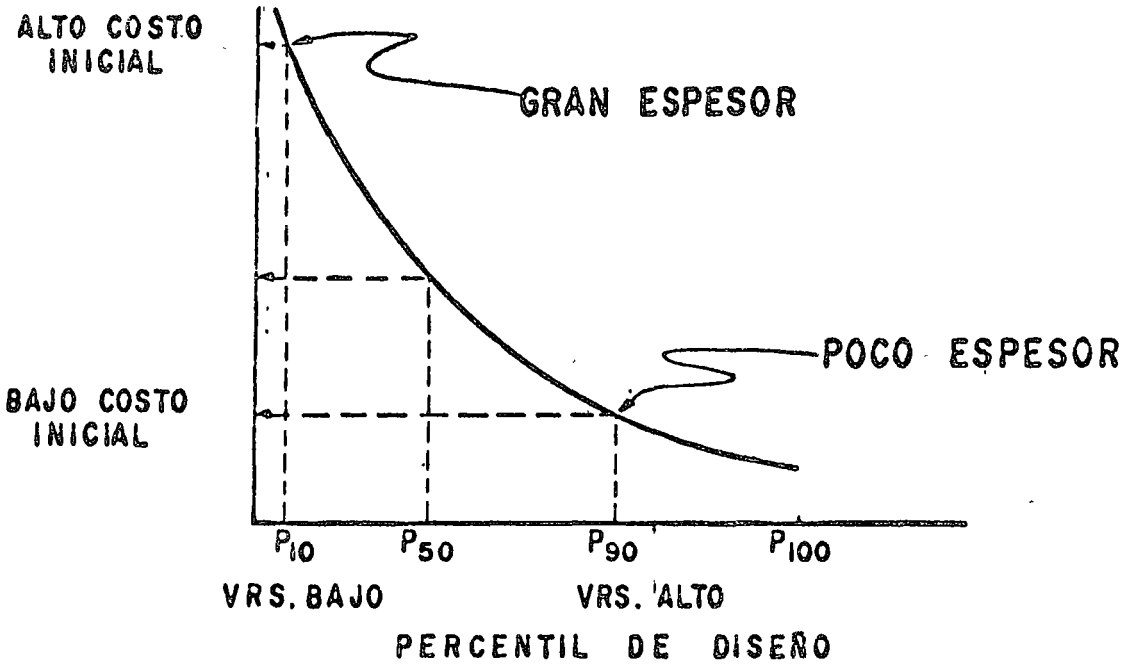


FIGURA II.2. RELACION COSTO INICIAL VS. PERCENTIL DE DISEÑO.

condiciones. Se fija una cierta calificación como nivel de rechazo, la cual cuando es alcanzada indica que el pavimento ha llegado a su funcionalidad mínima y requiere de reparaciones. Esta calificación actual la pueden llevar a cabo los mismos usuarios del camino.

Refiriéndonos nuevamente a las 3 posibilidades para la selección de un valor de diseño (P_{90}, P_{50} ó P_{10}), se tiene que cualquiera que haya sido el valor seleccionado, inicialmente pudimos haber logrado la misma calificación para los 3 casos (4.5 en nuestro problema) como se muestra en la Figura II.4. Sin embargo, debido a que el espesor en "b" es mayor que el espesor en "a" y mayor que el espesor en "c", esto tendrá que reflejarse forzosamente en el comportamiento del pavimento de tal manera que el primer pavimento en alcanzar el nivel de rechazo será el pavimento "c". Es decir que la vida del pavimento "c", será menor que la del "a" y ésta a su vez menor que la del "b"

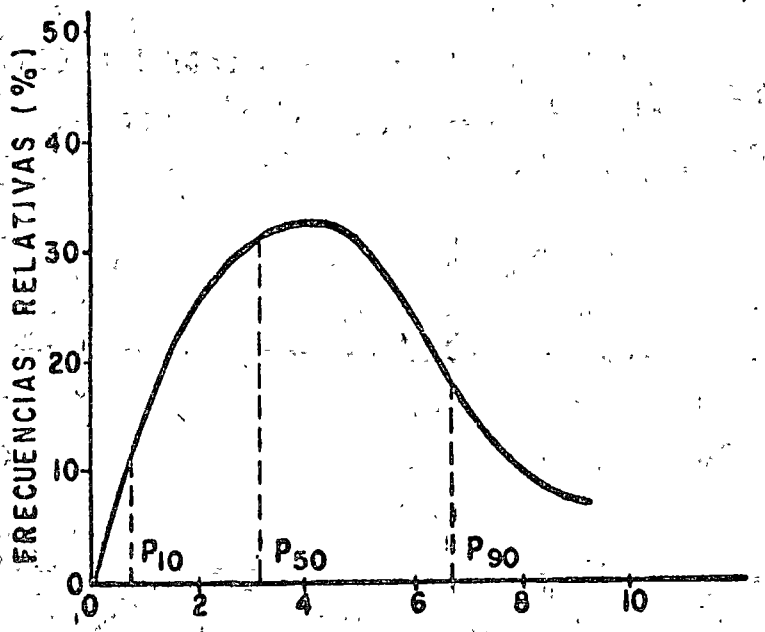
Ahora bien, supongamos que hemos considerado una vida de diseño total de "m" años, (ver la Figura II.4); para llegar a esta vida el pavimento "c" requerirá de fuertes gastos de conservación, no así el pavimento "b". Por otro lado, hay que recordar que el costo inicial del pavimento "b" fue el mayor de todos.

Lo anterior nos conduce a un compromiso como el ilustrado en la Figur II.5, en donde se muestra que tomando en cuenta tanto el costo inicial como el de conservación se puede obtener un valor óptimo tomando en cuenta a las alternativas que nos plantean los diferentes percentiles de diseño, tarea que es en realidad bastante laboriosa, pero que con la ayuda de la ingeniería de sistemas se puede resolver en forma racional.

Ahora bien, según se indica en la Figura II.1, el hecho de escoger un valor tan bajo como el correspondiente al percentil 10, es decir un - V.R.S. = 1.0, hará que se requiera un gran espesor de pavimento y en-consecuencia el costo de construcción será alto;si se selecciona un--percentil tan alto como 90, se requerirá un espesor pequeño, lo que - significará un bajo costo de construcción inicial. En la Figura II.2 se muestra en forma cualitativa a la variación de los costos de construcción inicial para los correspondientes percentiles de diseño.

Es un tanto obvio que el espesor requerido para un pavimento es fun--ción inversa de la resistencia del suelo de cimentación, a igualdad--de otros parámetros como pueden ser el tránsito, clima, etc. En la--Figura II.3 se presenta la gráfica de frecuencias relativas contra --rangos de resistencia de la variación de V.R.S., vista anteriormen---te. Designando a los percentiles P_{10}, P_{50}, P_{90}, como puntos b, a y--c, respectivamente, se tiene que si se considera el punto "b" para el diseño, el pavimento quedará bien diseñado solo en aquellos puntos---en que el V.R.S. sea del orden de 1%; como estos valores representen-al 10% de tota de valores, se tiene que en el 90% restante el pavimento quedará sobrediseñado. En lo que respecta al punto "c", se tendría que el pavimento quedaría bien diseñado solo en aquellos puntos-en que el V.R.S. fuera alto y subdiseñado en la mayor parte del tramo en donde se tienen valores menores. Escogiendo un valor promedio, punto "a", se tendría que el pavimento quedaría subdiseñado en la mitad - del tramo en consideración y sobrediseñado en la otra mitad. Desde--luego lo anterior significa que el espesor requerido para el percentil 10 es mayor que el requerido para el percentil 50 y este a su vez es--mayor que el espesor necesario para el percentil 90.

Es práctica común evaluar a los pavimentos de acuerdo con el criterio-de la AASHO , que consiste en calificarlos con valores de 0 a 5, dando la calificación mínima para un pavimento practicamente intransitable - mientras que la más alta, correspondería a un pavimento en excelentes-



(b) (a) (c)

RANGOS DE V.R.S. (%)

ESPESOR = $\left(\frac{1}{\text{RESISTENCIA}}\right.$ TRANSITO, CLIMA, ETC...)

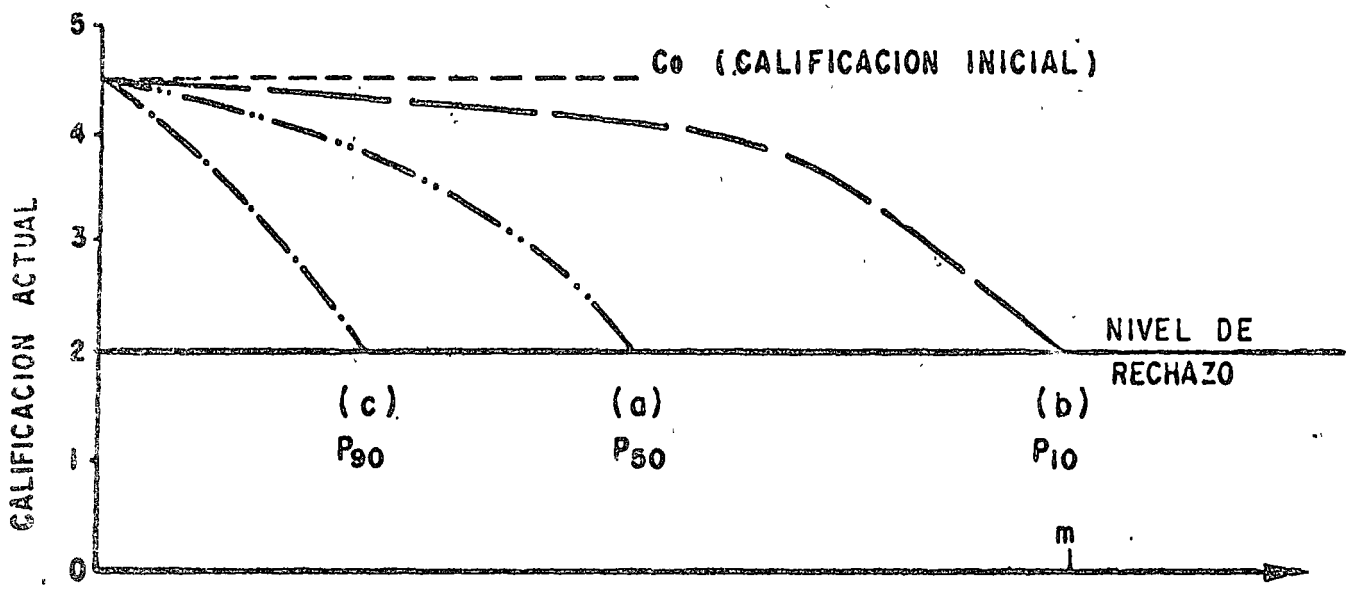
(a) MITAD SOBREDISEÑADO, MITAD SUBDISEÑADO (P_{50})

(b) MAYOR PARTE SUBREDISEÑADO (P_{10})

(c) MAYOR PARTE SUBDISEÑADO (P_{90})

ESPESORES: $T_b > T_a > T_c$

FIGURA II.3. RELACIONES DE DISEÑO.



VIDA DEL PAVIMENTO EN AÑOS

ESPESOR : $T_b > T_a > T_c$

$VIDA_a < VIDA_c < VIDA_b$

COSTO DE CONSTRUCCION $CC_b > CC_a > CC_c$

COSTO DE CONSERVACION : $MC_b < MC_a < MC_c$

FIGURA II. 4, VARIACION, CON EL TIEMPO, EN EL COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO.

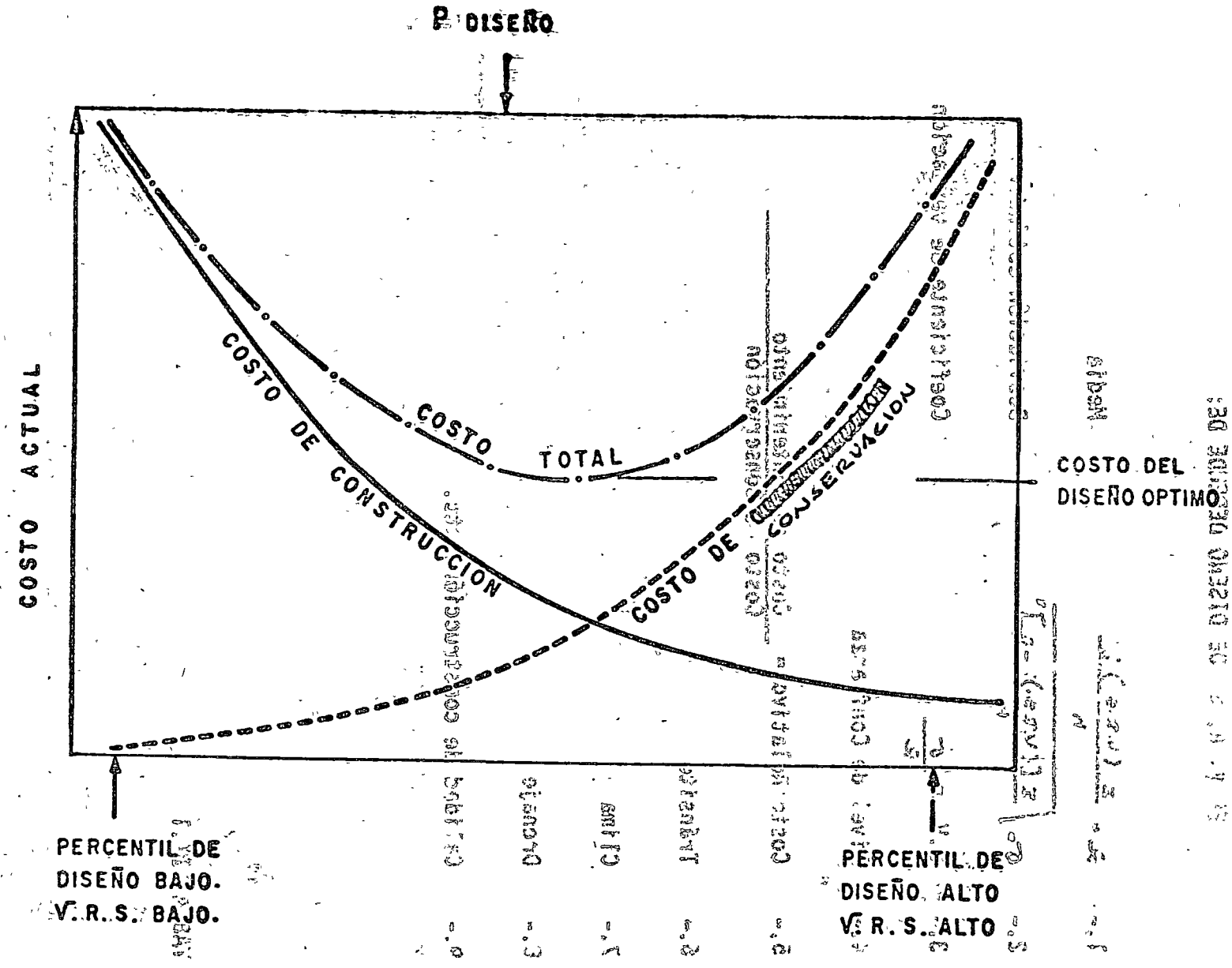


Fig. II-5.- Diseño optimo en cuanto a costos.

EL V. R. S. DE DISEÑO DEPENDE DE:

1.- $\bar{x} = \frac{\Sigma (V.R.S.)_i}{n}$ Media

2.- $\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma [(V.R.S.)_i - \bar{x}]^2}{n}}$ Desviación estándar

3.- $C.V. = \frac{\sigma}{\bar{x}}$ Coeficiente de variación

4.- Nivel de Confianza

5.- Costo Relativo = $\frac{\text{Costo de Mantenimiento}}{\text{Costo de Conservación}}$

6.- Tránsito

7.- Clima

8.- Drenaje

9.- Calidad de construcción, etc.

TABLA II.1

CONSIDERAR PERCENTILES DE DISEÑO MENORES SI:

1.- SE TIENE GRAN VARIABILIDAD EN LOS SUELOS

2.- DESVIACIONES MUY COSTOSAS

3.- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION INADECUADO

4.- CONTROL DEFICIENTE

5.- COSTOS DE MANTENIMIENTO ALTOS

6.- TRANSITO MUY INTENSO

7.- FACTORES POLITICOS O CRITERIOS DE DECISION

TABLA II.2.

Como se ha visto hasta ahora el V.R.S. de diseño depende del V.R.S. promedio ($\overline{VRS}$), del coeficiente de variación en el valor del V.R.S. y del nivel de confianza que se desee en la representatividad del V.R.S. seleccionado. Depende el valor de diseño también de la relación que se admita entre el costo de mantenimiento y el costo de construcción inicial, así como de otros factores como el tránsito, el clima, condiciones de drenaje, etc.

Se ha llegado a recomendar utilizar percentiles de diseño bajos si:

- Se tiene gran variabilidad en los suelos
- No se quieren tener problemas de desviaciones durante las reconstrucciones.
- Los procedimientos de construcción son inadecuados o deficientes.
- Los costos de mantenimiento pueden ser muy altos.
- El tránsito será muy elevado.

En lo que respecta a resistencia, se hizo referencia al caso especial del V.R.S. pero debe tenerse presente que en la misma forma se podría tratar de resultados de pruebas de placa, triaxiales, etc.

IV. SUELOS FINOS.

A) COMPACTACION DE LABORATORIO

Actualmente se cuenta con un gran número de técnicas de laboratorio para compactar suelos finos pero en general pueden distinguirse 4 formas fundamentales, a saber:

- Compactación Estática
- Compactación Dinámica, o por impactos
- Compactación por amasado
- Compactación vibratoria

La Compactación Estática, (Figura III.1), consiste en la aplicación de una carga sobre una placa de distribución de cargas que se encuentra colocada sobre el suelo a compactar previamente introducido en el molde, de tal manera que para compactar al suelo se le comprime (Referencias 1 y 2)

La Compactación Dinámica (FiguraIII.2) consiste en la aplicación, mediante impactos, de una energía a un suelo previamente colocado dentro de un molde de compactación. Se deja caer un pisón estandarizado sobre el suelo a compactar; se regula tanto la altura de caída, como el número de golpes a aplicar, el número de capas y el volúmen del molde. Algunos de los procedimientos más usuales para compactar suelos mediante impactos son los métodos AASHO, Cuerpo de Ingenieros, Proctor Estándard y Método de Texas (Referencia 2)

El método de compactación por amasado (Figura III.3) consiste en la aplicación de un pisón calibrado sobre un suelo que previamente ha sido colocado dentro de un molde; el pisón desciende con relativa lentitud, hasta quedar en contacto con la superficie del suelo, continúa descendiendo y cuando el suelo presenta una resistencia a la penetración igual a la de la calibración del pisón, éste sube para aplicar una nueva presión en otra zona del suelo. Dos ejemplos de este tipo de compactación son la compactación mediante el procedimiento de Hveem y el Método Harvard. (Referencia 2).

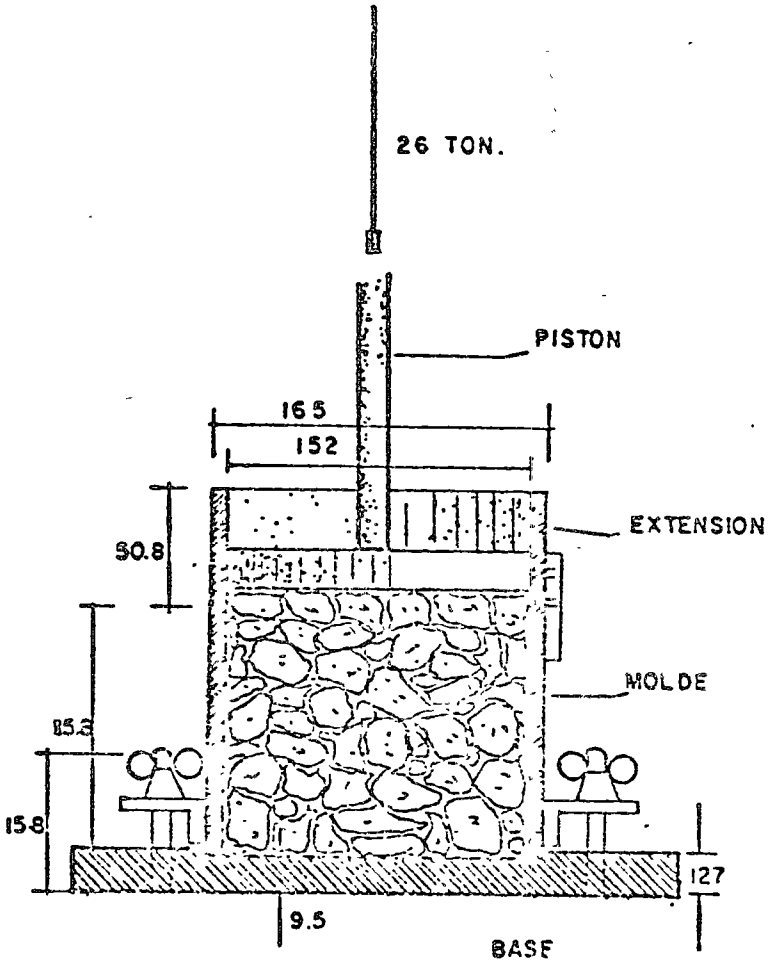


FIG.III.1.- Compactacion por Carga Estática

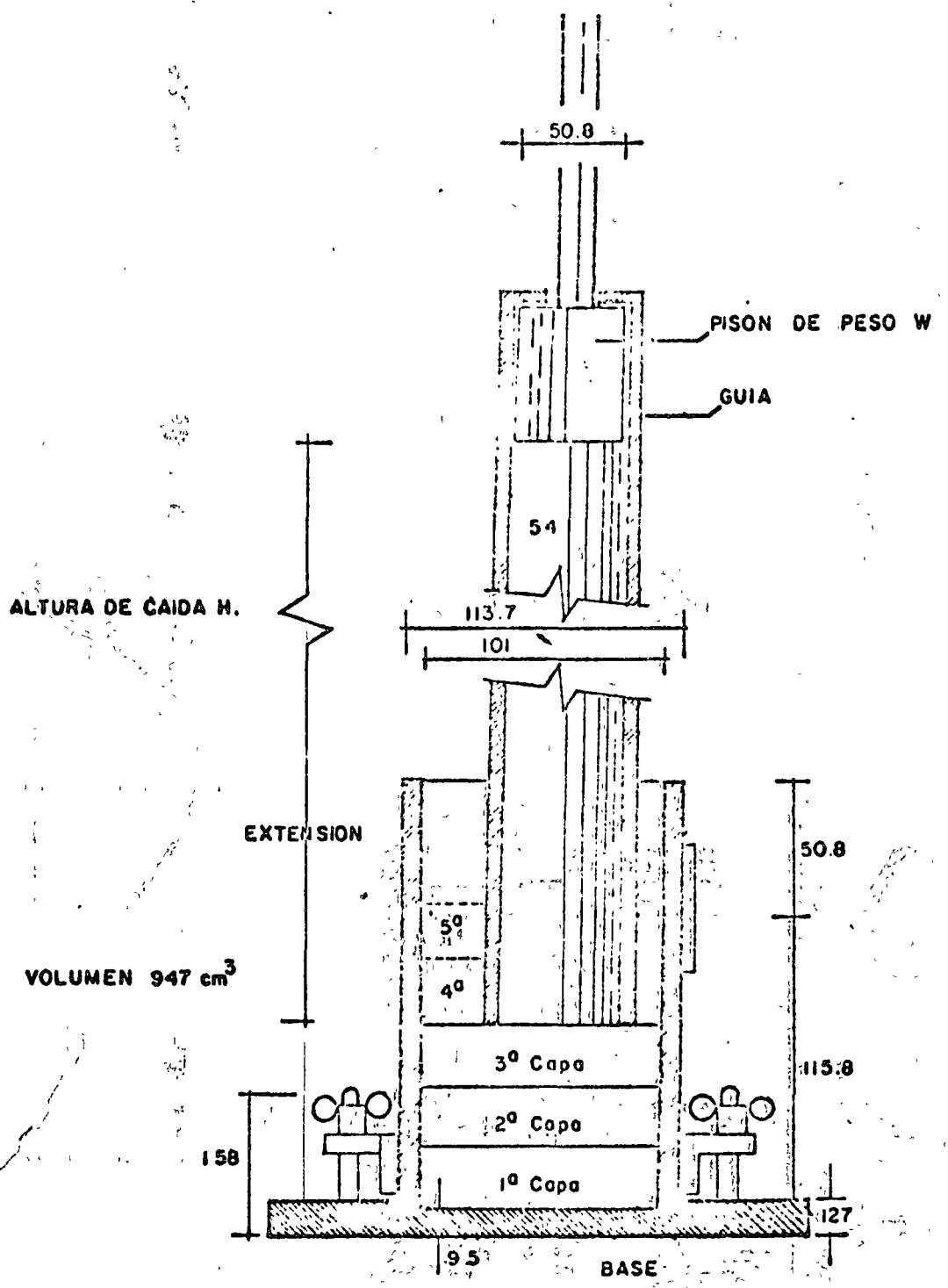


FIG.III. 2.- Compactación por Impactos.

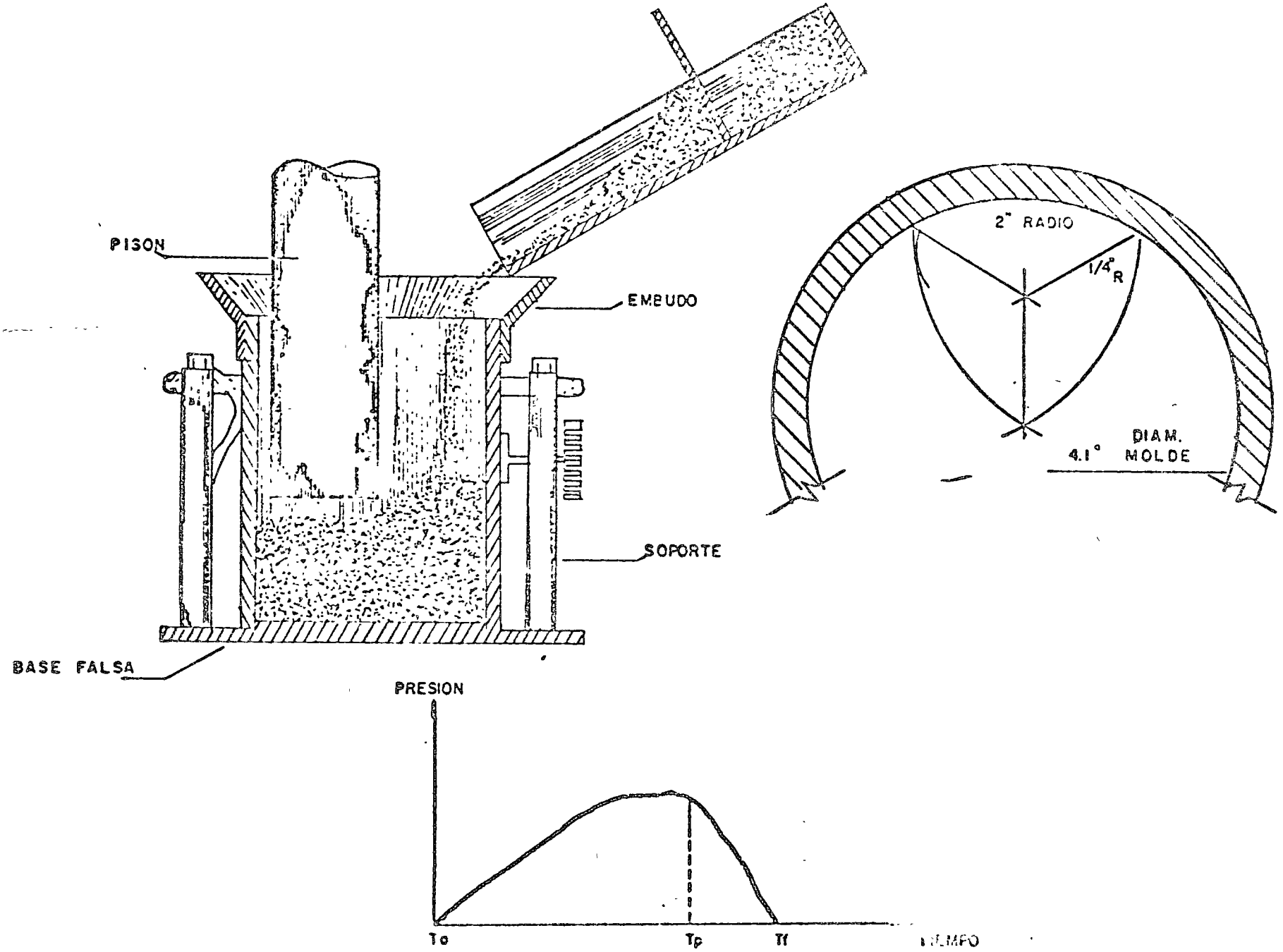


FIG. III. 3.- Procedimiento de Compactación por Amasado

Un tipo diferente de compactación por amasado es el ideado por el Departamento de Texas California, consistente en una acción de remoldeo confinado. En la Figura III.4 se muestra la máquina utilizada para este procedimiento y en la Figura III.5 se muestra en detalle al sistema de compactación, que consiste de un molde adosado a un bastidor el cual tiene en su parte inferior un marcador que traza los desplazamientos del molde sobre un girograma. El especimen se encuentra confinado tanto vertical como horizontalmente. Se hace girar la ménsula superior lo que produce la acción de moldeo en el especimen. La amplitud del desplazamiento registrado en el girograma será un inidicio de lo plástico que se encuente el suelo dentro del molde, lo cual se referencía con el peso volumétrico y la humedad óptima. Si el desplazamiento es constante, la humedad que contenga el suelo será menor que la óptima para esta energía, si el desplazamiento se incrementa rápidamente la humedad es excesiva (Referencia 3)

El procedimiento de compactación vibratoria resulta aplicable a suelos más bien gruesos aunque también puede dar buenos resultados en el caso de suelos finos no cohesivos como arenas muy finas, arenas uniformes, etc. Sin embargo en estos suelos es necesario, para tener éxito en su compactación, que se encuentren totalmente secos o saturados pues de otro modo, pueden presentarse tensiones capilares entre los granos lo que impedirá su compactación efectiva. En la Figura III.6 se muestra el dispositivo de laboratorio especificado por la ASTM para la compactación por vibración (Referencia 4). El aparato consiste de una mesa vibratoria montada sobre un bastidor mediante un sistema de amortiguamiento; sobre la mesa se coloca el molde que contendrá al suelo en su interior. Sobre el suelo se coloca un cilindro de acero para producir confinamiento vertical. En la parte inferior de la mesa se encuentra adosado un electromagneto al cual se le puede controlar tanto la amplitud de oscilación como su frecuencia.

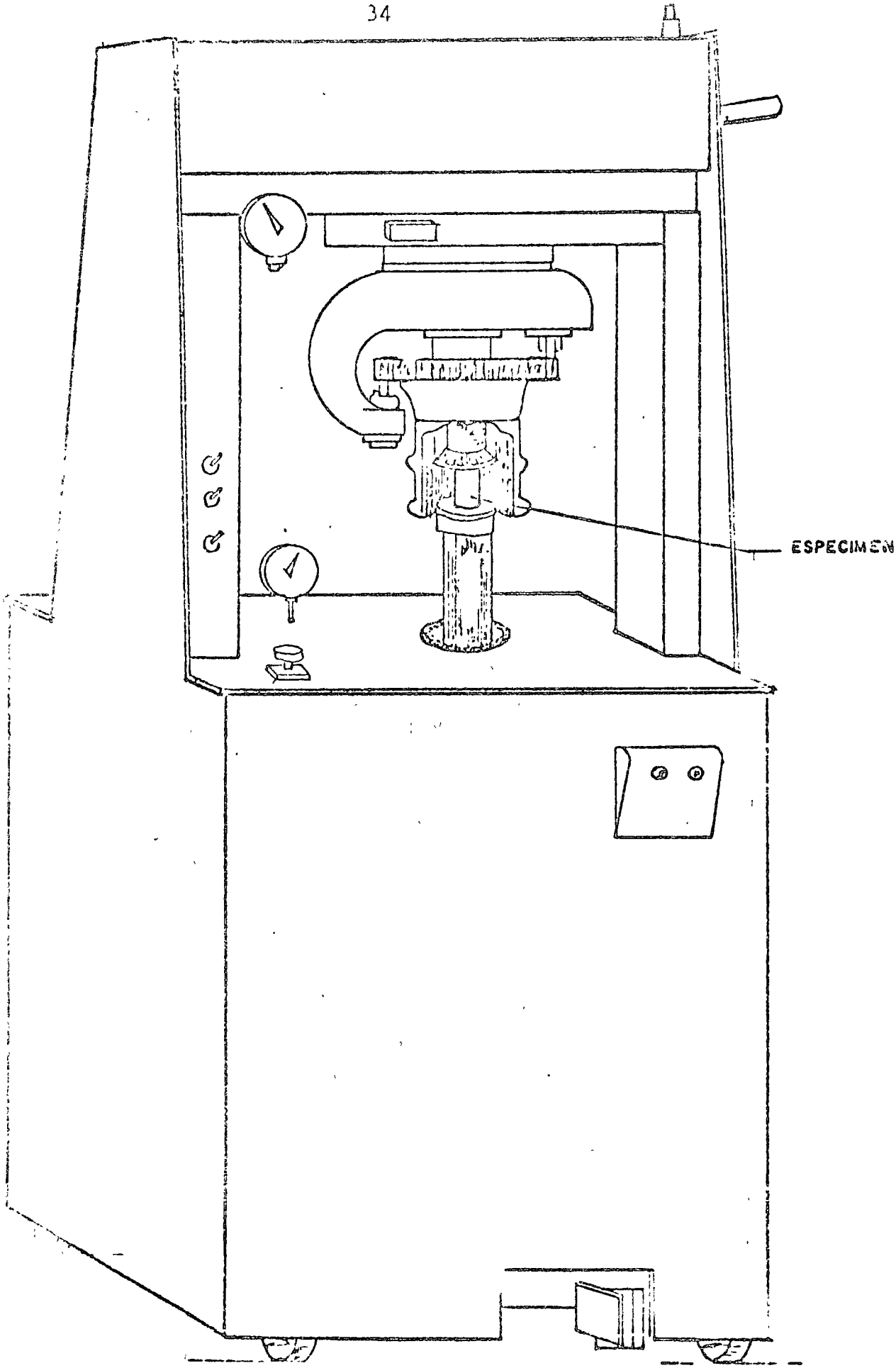


FIG.III.4- Maquina Giratoria de Texas

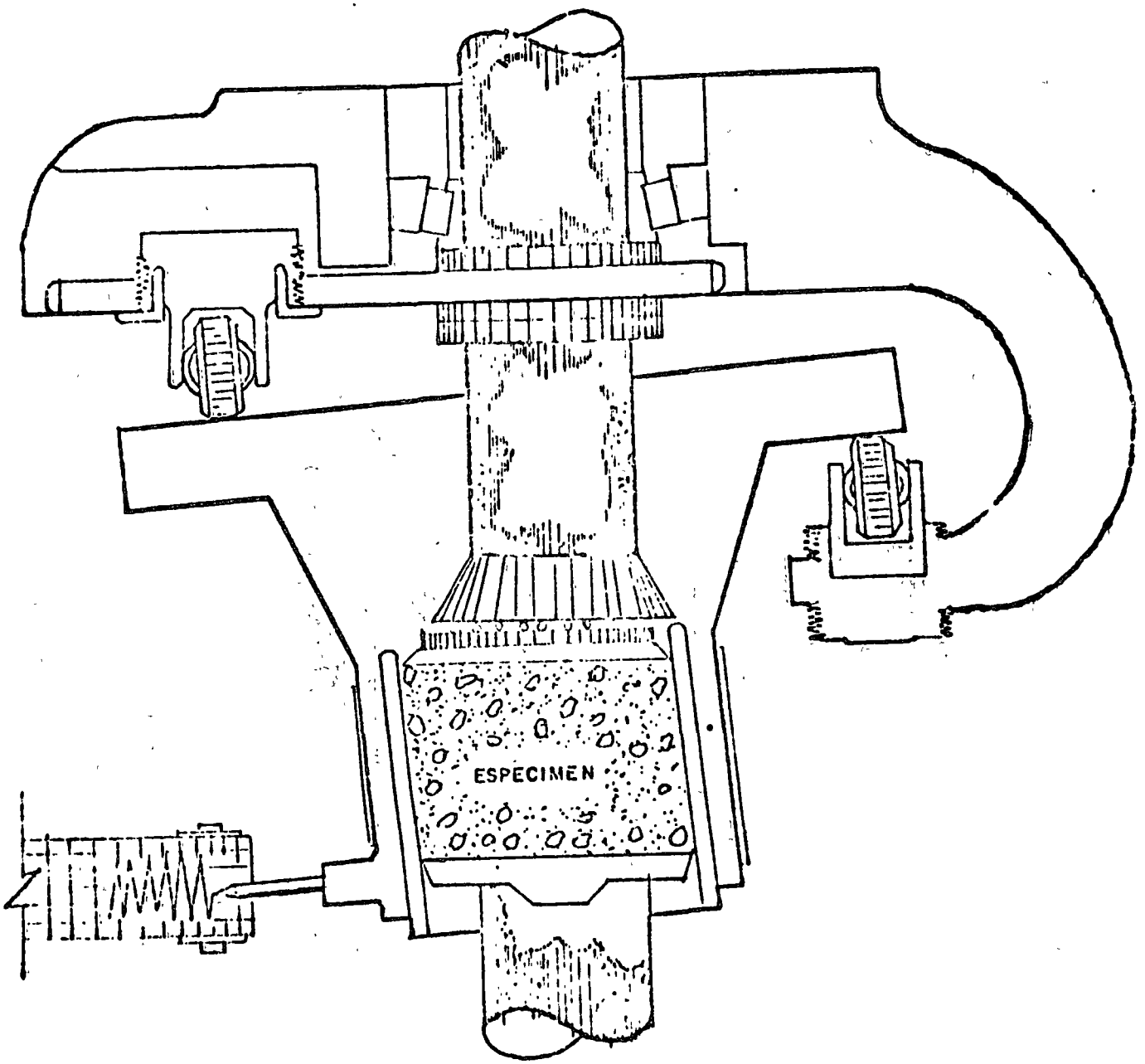


FIG III.5.- Dispositivo esquemático de la máquina de compactación giratoria.

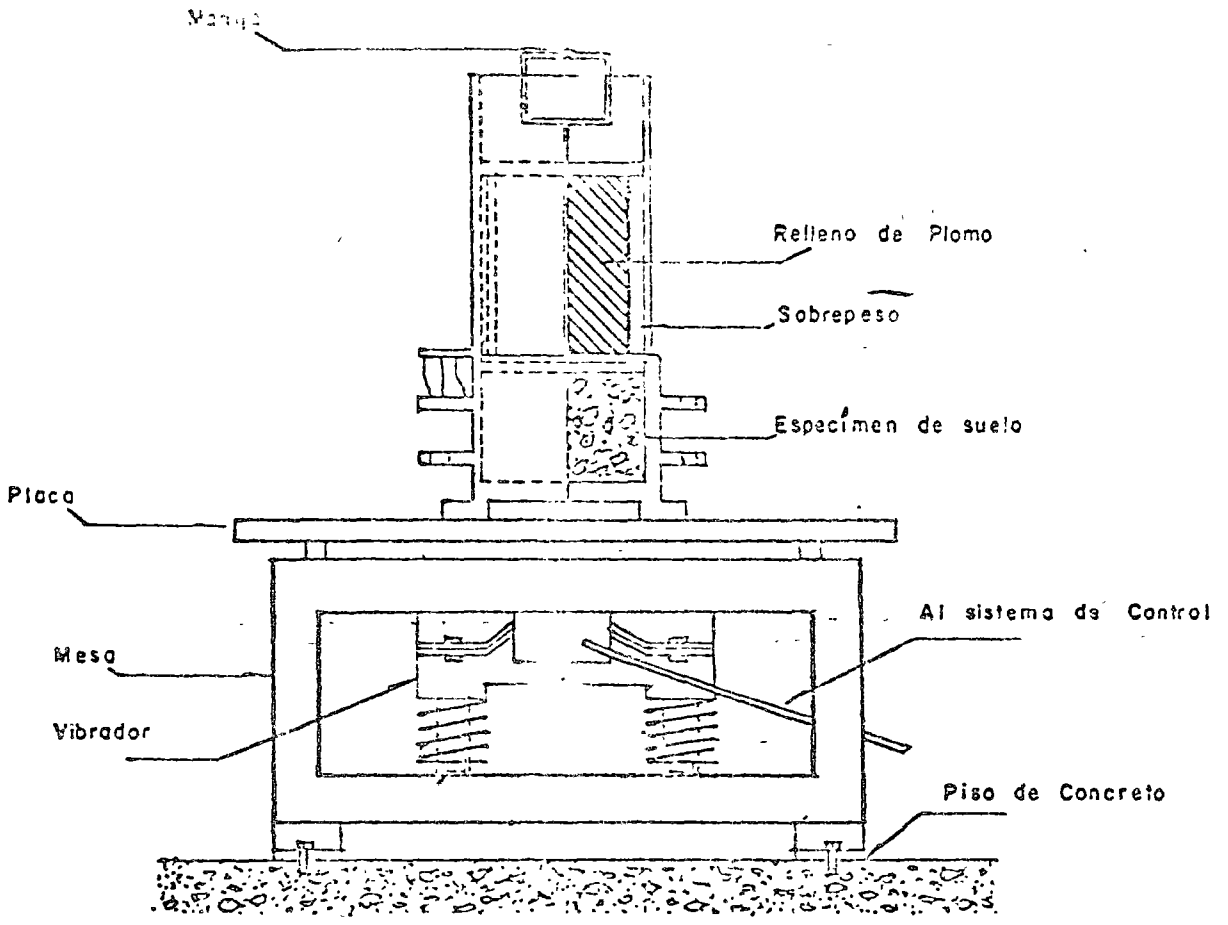


FIG. III.6.- Aparato de compactacion vibratoria tipo ASTM

Cualquiera que sea el procedimiento de compactación empleado, en-- general, las curvas de peso volumétrico seco "γ_d" contra humedad de compactación "(w)" adoptarán la forma ilustrada en la Figura - III.7, es decir que se tendrá una rama ascendente y una rama des-- cendente para cada energía de compactación, manifestándose un peso volumétrico máximo a una cierta humedad designada como "humedad óp tima". Como se ve en la Figura III.7, la energía de compactación- tiene una influencia decisiva tanto en los pesos volumétricos como en la humedad de compactación, por lo que es muy conveniente que - la prueba que se emplee para el control de la compactación sea com patible con la forma de compactación de campo, pues como se muestra en la Figura III.8 resultaría un tanto antieconómico tratar de lo-- grar los pesos correspondiente a la curva I, con un cierto rodillo- que produce en unas 6 pasadas un peso volumétrico semejante al obte nido con la energía correspondiente a la curva IV.

B) COMPACTACION DE ARCILLAS

Es ampliamente reconocido el hecho de que las arcillas estan consti tuidas por laminillas o agujas o tubillos microscópicos, presentán- dose en las superficies de las partículas, fuerzas eléctricas que-- producen fuertes atracciones de unas partículas con otras (Referen- cias 5 y 6). Dependiendo de un gran número de efectos físico-quími cos, las partículas arcillosas se pueden unir según diferentes orien taciones, pero como quiera que sea siempre forman una cierta estruc tura fuertemente unida gracias a fuerzas eléctricas.

Si secamos perfectamente a un suelo arcilloso y posteriormente lo compactamos mediante impactos con una energía alta, obtendremos lo- indicado como punto "F" en la Figura III.9. Los pequeños grumos ar cillosos estarían constituidos por arcillas fuertemente estructura- das. Si el suelo es compactado con una energía más baja (punto A), los grumos se agruparían menos. A medida que empezamos a agregar - agua, por su carácter dipolar, satisface las cargas eléctricas exis tentes en la superficie de algunas partículas permitiendo que se de-

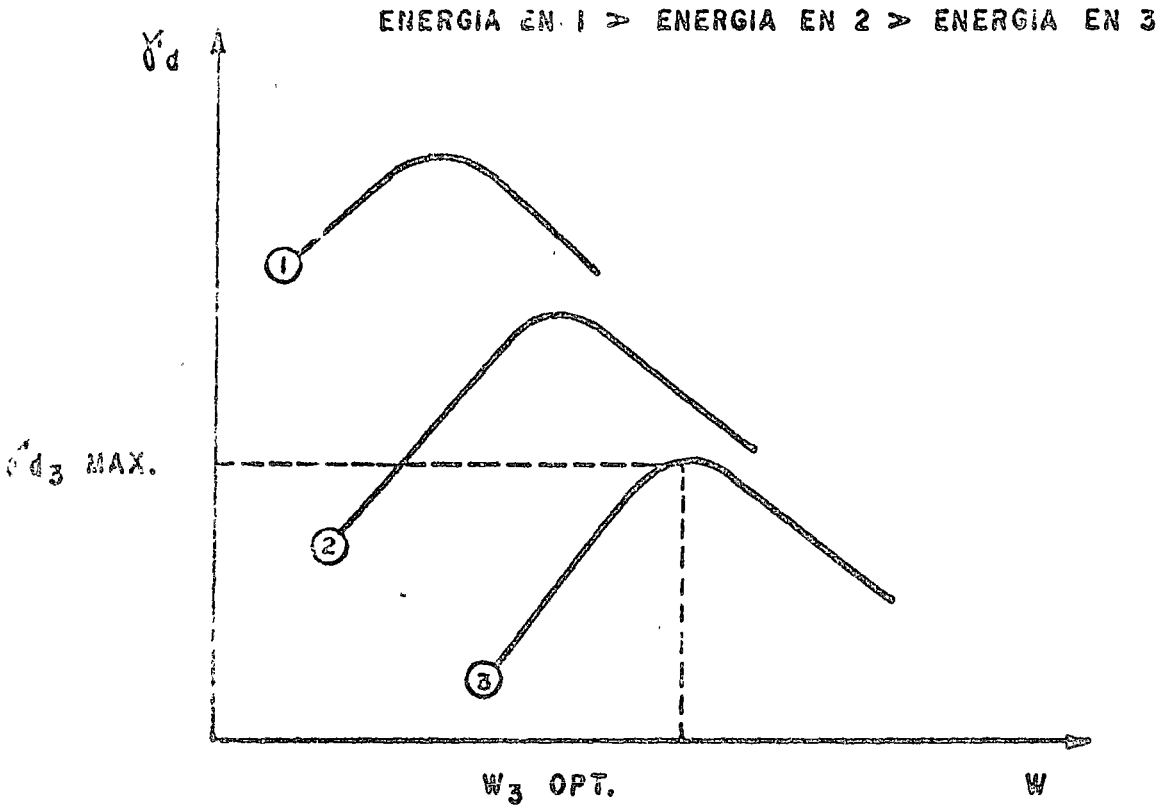


Fig. III-7.- Curvas γ_d vs. W, para diferentes energías de compactación.

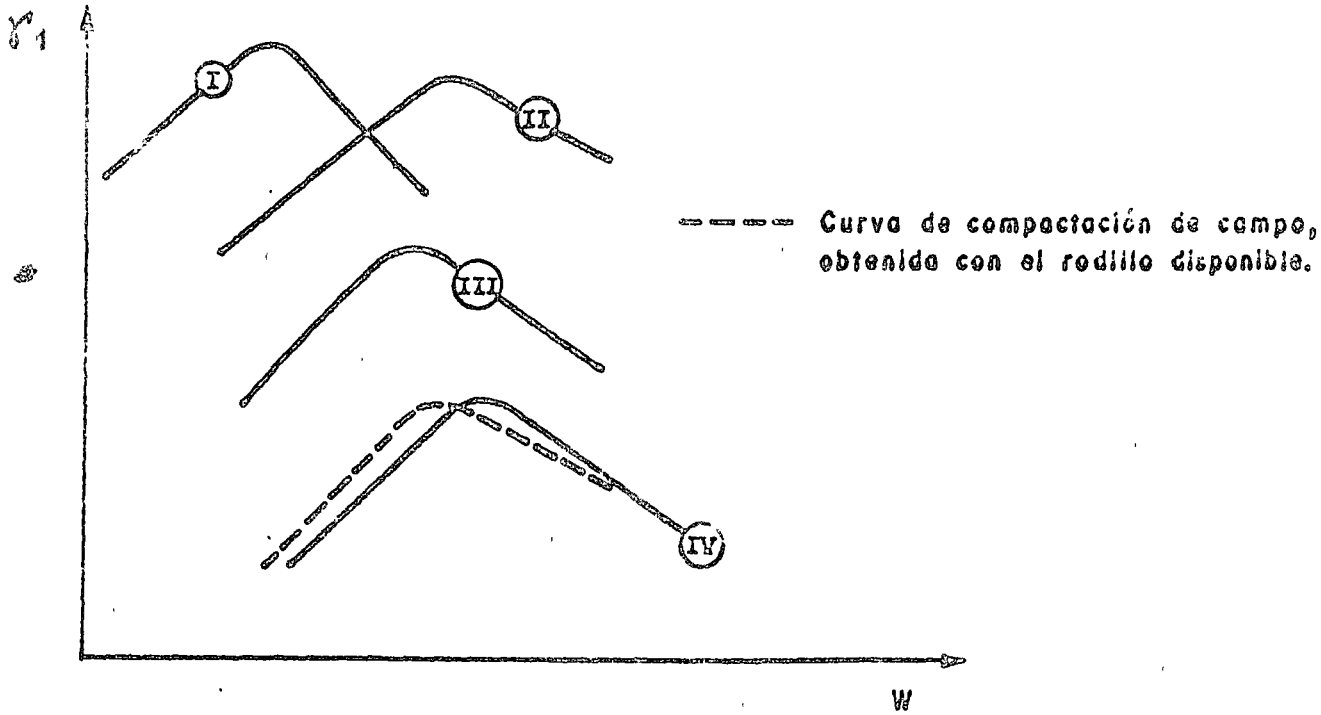


Fig. III - 8.- Curvas de compactación obtenidas con diferentes metodos y energías.

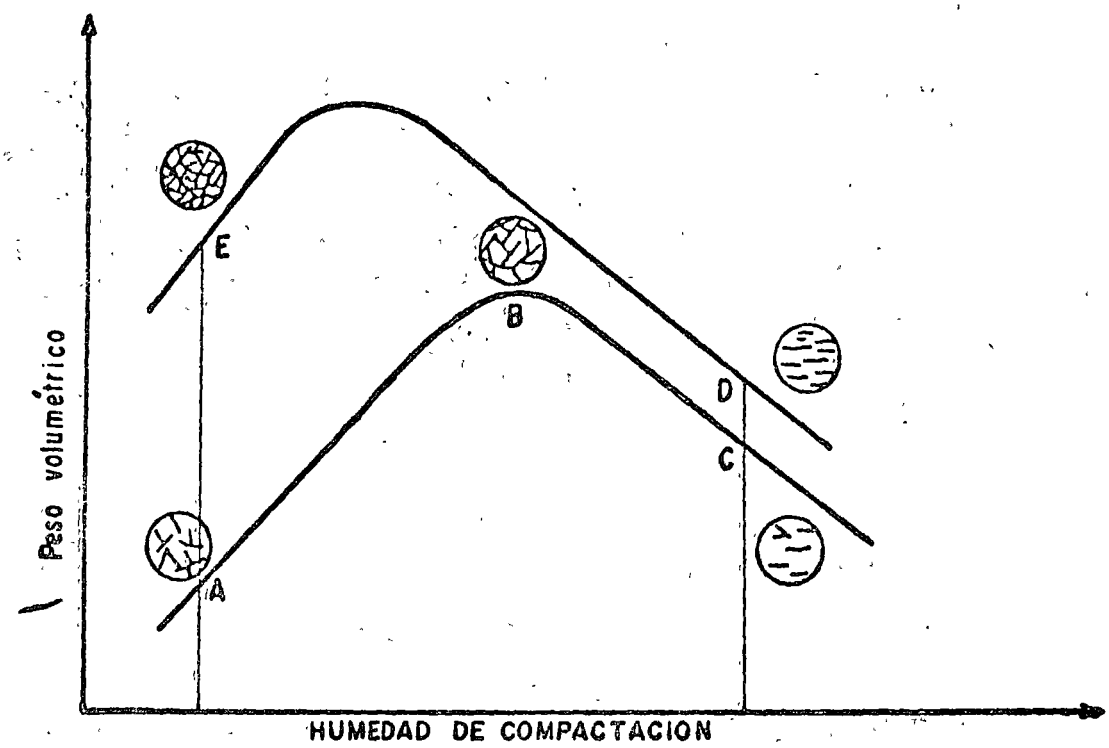


FIG. III.9 Estructuración que adoptan los suelos de acuerdo con diferentes humedades de compactación

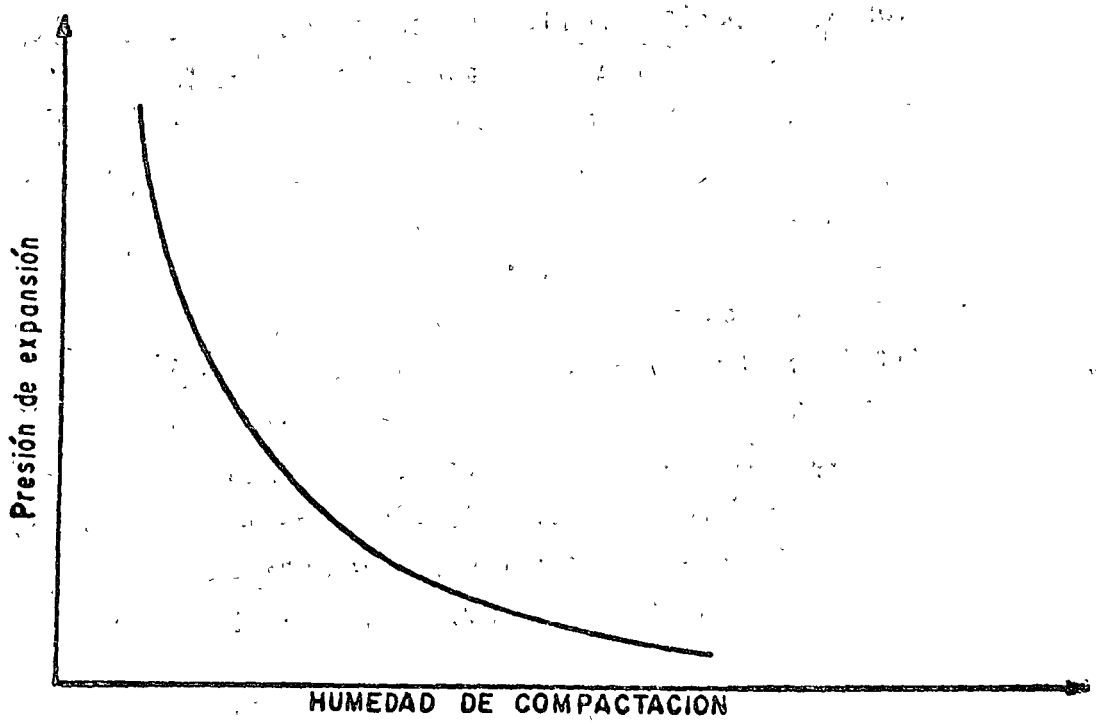


FIG. III.10 Variación de la presión de expansión para diferentes humedades de compactación

sarrollen fuerzas de repulsión entre ellas al quedar cubiertas por-películas de agua adsorvida. Las partículas cubiertas por agua podrán deslizarse unas con respecto a otras buscando acomodos más o-menos paralelos al sufrir la aplicación de la energía de compactación. Esto hará que se logren pesos volumétricos más altos. A medida que se va incrementando el contenido de agua aumenta el número de uniones rotas y en consecuencia también aumenta el número de partículas orientadas en forma paralela, llegándose finalmente a las condiciones ilustradas en los puntos "D" y "C" de la Figura III.9; solo que en estos momentos se ha adicionado una cantidad de agua tal, que ésta ocupará volumenes que antes ocupaban los sólidos y los pesos volumétricos se ven disminuidos.

Lo anterior tiene una consecuencia muy importante y que es la siguiente:

> Si a un suelo arcilloso se le compacta con una humedad muy baja, las partículas pueden quedar orientadas en forma aleatoria, si posteriormente se permite que se sature este suelo, todas las partículas se rodearán de una película de agua, produciéndose fuertes expansiones. Si por otro lado la arcilla ha sido compactada con un alto contenido de agua y posteriormente se le satura, las expansiones serán muy bajas o prácticamente nulas, debido por un lado, a que las partículas se encuentran orientadas con cierto paralelismo y por otro lado, a que las partículas ya se encontraban practicamente rodeadas de una película de agua antes de someter el suelo a la saturación. El efecto de la expansión es más pronunciado a medida que la arcilla tiene una área específica mayor, es decir a medida que sus partículas son más pequeñas lo que hace que las montmorilonitas sean de una alta expansi

vidad. En la Figura III.10 se muestra la variación de la expansión con la humedad de compactación.

Lo anterior nos haría pensar en la conveniencia de compactar a una arcilla con humedades altas. Sin embargo, de hacerlo así se nos presentaría una importante contrapartida, es decir:

Al compactar un suelo arcilloso con una humedad muy superior a la óptima y permitir después que se seque totalmente, aparecerán fuertes tensiones entre las partículas orientadas lo que provocará agrietamientos en la masa del suelo.

Esta situación sería prácticamente despreciable en un suelo arcilloso compactado con poca humedad debido a su estructuración.

- Como se ve, se establece un fuerte compromiso en lo que se refiere a la humedad de compactación y es el ingeniero el que deberá decidir la humedad a emplear. Se podrían evitar que se desarrollen expansiones compactando a un suelo con una humedad superior a la óptima, pero se debe tener la seguridad de que el suelo nunca se va a secar, o bien que los agrietamientos producidos por el secado sean perfectamente reconocidos y controlados.

Veamos ahora como influye la humedad de compactación en la resistencia de los suelos arcillosos. Lambe presenta en su texto (Referencia 7), los resultados de un estudio efectuado por Seed y los cuales se muestran en la Figura III.11 en forma cualitativa. Con una misma energía, se compactaron varios especímenes a los pesos volumétricos y humedades mostradas en la Figura III.11a. Estos especímenes fueron posteriormente sometidos a pruebas de comprensión obte--

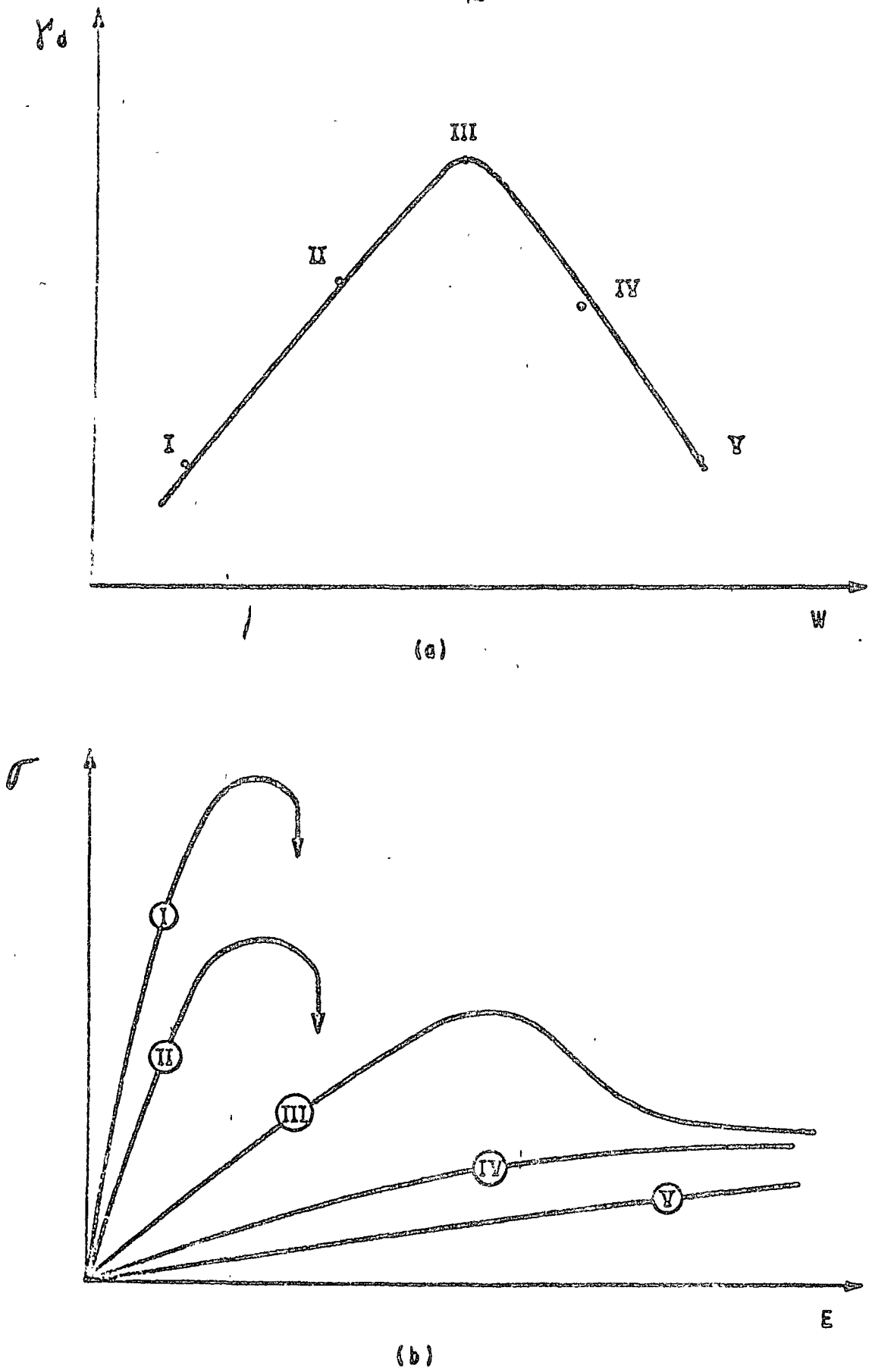


Fig. III-11.- Variación de la resistencia de una arcilla con la humedad de compactación.

niendo lo indicado en forma cualitativa en la Figura III.11b, en donde se muestra que la resistencia de los especimenes compactados del lado seco de la humedad óptima fué mucho mayor que la de los especimenes compactados del lado húmedo. Es de hacerse notar que las resistencias máximas de los especímenes compactados del lado seco, se presentaron a pequeñas deformaciones, debiéndose su falla al colapso de la estructura arcillosa, mientras que los especímenes compactados del lado húmedo presentaron sus máximas resistencias bajo grandes deformaciones debidas al flujo de las partículas orientadas en forma paralela. Es esta otra consecuencia importante que deberá tenerse presente en el momento de decidir la humedad de compactación que se empleará en el campo.

La humedad de compactación afecta también a la permeabilidad, pues al compactar a una arcilla del lado "húmedo", las partículas se orientan en forma paralela y normal al dispositivo compactador, lo que ocasiona que una partícula de agua penetre más dificilmente a través del suelo, no así cuando la arcilla presenta una estructura aleatoria al ser compactada del lado "seco".

Un aspecto que reviste gran interés en la compactación de arcillas, es como ya se dijo, el grado con que la compactación de laboratorio reproduzca a la compactación de campo, o viceversa, pues como se muestra en la Figura III.12, al compactar un suelo con una humedad menor a la óptima, (lado seco), la estructura en la arcilla sufre relativamente poco remoldeo ya sea que se le compacte en forma estática o por amasado, no siendo así cuando se compacta con una humedad superior a la óptima (lado húmedo) pues la compactación estática remoldea menos al suelo, el cual conserva en mayor grado su estructura y en consecuencia presenta mayor resistencia que en el caso de que se compacte por amasado, en donde se obtiene una estructura paralela y que presenta menores resistencias: Este aspecto reviste una

importancia fundamental, pués si en el laboratorio se compactan unos especímenes en forma estática y del lado "húmedo" y posteriormente se les somete a pruebas de resistencia, ésta resultará mayor que la que se obtendría en el campo al compactar por amasado. Seed y Chan (Referencia 8) encontraron que para una humedad ligeramente excedida de la óptima y en un suelo constituido por una arcilla limosa, la compactación estática produjo especimenes con una resistencia de 4 veces la resistencia obtenida con compactación dinámica, para una deformación unitaria de 5% y teniendo ambos especímenes el mismo peso volumétrico. Como una conclusión general a este último aspecto se deduce que al compactar a un suelo mediante impactos o amasado se pone al suelo en sus condiciones mas desfavorables.

Conscientes de este tipo de problemas el cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos propuso un procedimiento en donde se toma en cuenta a las relaciones entre peso volumétrico-humedad de compactación y resistencia a la penetración (V.R.S.). El método consiste en términos generales en lo siguiente:

Empleando tres diferentes energías de compactación dinámica, se elaboran dos familias de curvas. La primera familia, mostrada en la Figura III.13a consiste en curvas de peso volumétrico vs. humedad de compactación, la segunda familia esta constituida, como se muestra en la Figura III.13b, por curvas de V.R.S. vs. humedad de compactación. Las curvas I corresponden a la mayor energía de compactación y las curvas III a la menor energía. Simultáneamente podrían elaborarse otras familias de curvas correspondientes a expansiones producidas por saturación o a V.R.S. en especímenes saturados. Con los datos de las familias de curvas de γ_d vs ω y V.R.S. vs. W, se elabora una familia como la mostrada en la Figura III.13c, en donde se ha comparado a la humedad de compactación contra el V.R.S. y el γ_d.

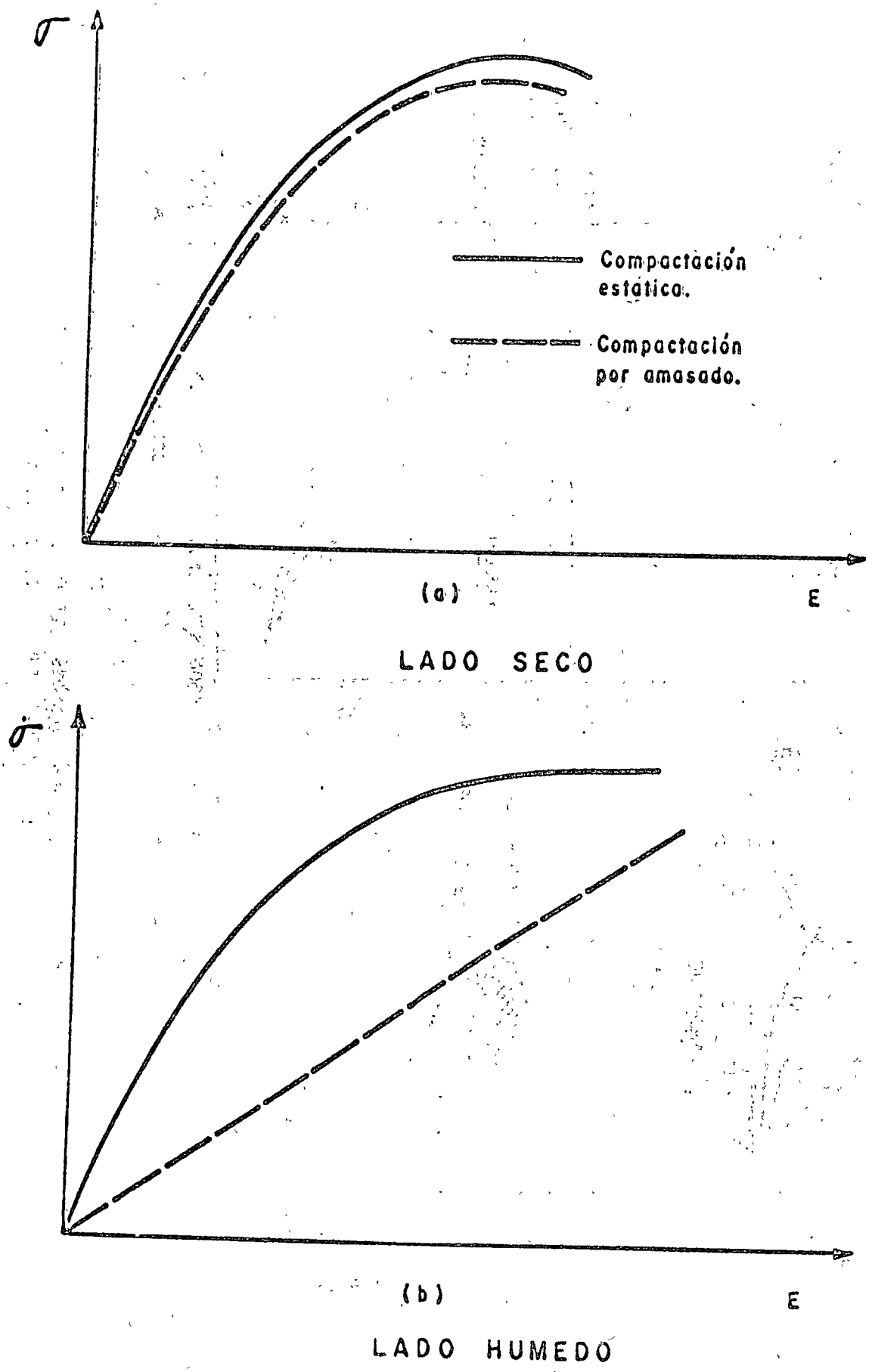


Fig. III-12.- Variación del comportamiento de una arcilla con el procedi-

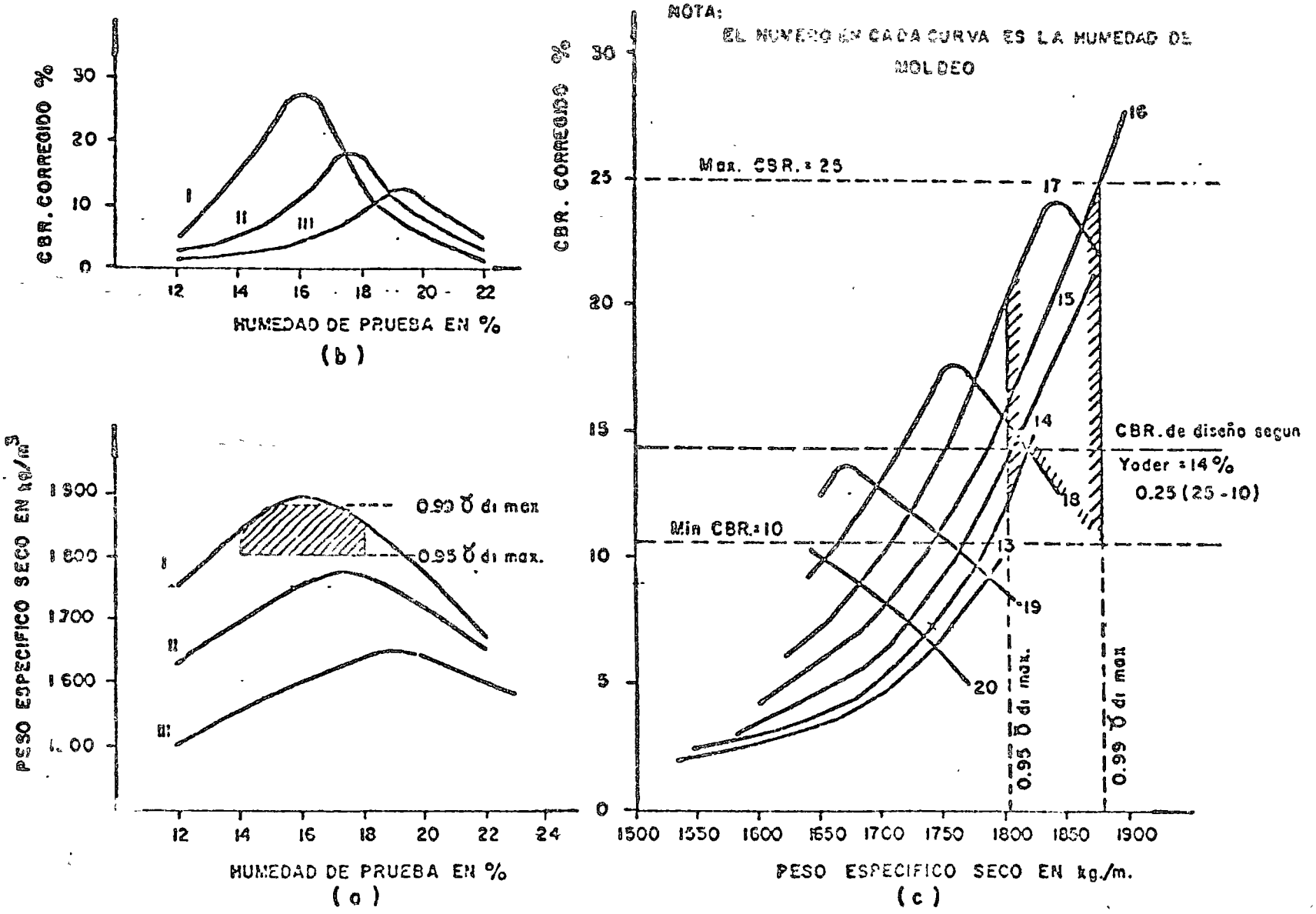


FIG.III.13: Representacion grafica de pruebas C.B.R.. Criterio del [illegible] Ingenieros para la eleccion del C.B.R. de diseño

Analizando esta última gráfica podemos notar lo siguiente:

Si se tiene un peso volumétrico alto por ejemplo 1 900 Kg/m3, con una humedad de compactación alta, por ejemplo 20%, el v.r.s. será cercano a 0%, pero si la humedad de compactación es baja, por ejemplo 16%, el v.r.s. será del orden de 27%. Por otro lado si se tiene un peso volumétrico bajo, por ejemplo 1 750 Kg/m3. y una humedad alta, por ejemplo 20%, se tendrá un v.r.s. de aproximadamente 6%. Lo anterior pone en evidencia que un peso volumétrico alto no siempre significa una resistencia alta, cuando se habla de suelos cohesivos. La utilidad del método del cuerpo de ingenieros reside en que conociendo el peso volumétrico y la humedad en el lugar, podemos inferir el v.r.s.

Supongamos ahora que la humedad en el lugar varía de 14% a 18% y que con el equipo disponible se pueden lograr pesos volumétricos de 1810 a 1875 Kg/m3. Con estos datos obtenemos la zona achurada de la Figura III.13c. Esta zona encerraría a todos los posibles valores de V.R.S. que se obtendrían en el campo para los rangos de peso volumétrico y humedad mencionados. Adicionalmente, de la referida figura podría seleccionarse el valor de diseño que si se toma como lo recomienda Yoder, dicho valor sería:

V.R.S. diseño = V.R.S. min + 0.25 (V.R.S. máx - V.R.S. min.)

Desde luego, cada método de diseño de pavimentos indica el criterio para seleccionar al valor de diseño.

En el caso de que la expansión sea de consideración, deberá también manipularse a la gráfica correspondiente conjuntamente con la gráfica $\gamma_d - \omega -$ V.R.S. Asimismo podrían tomarse en consideración a los valores del V.R.S. obtenido de especímenes saturados.

Finalmente, gracias al método del cuerpo de ingenieros, pueden manipularse a las humedades y pesos volumétricos para ajustarse a las condiciones de campo y de diseño. (En la referencia 9, se puede estudiar el método detallado).

En algunas ocasiones el ingeniero se ve enfrentado al problema de construir caminos sobre suelos de peligrosidad potencial alta en lo que respecta a posibles problemas. Entre dichos suelos se podrían mencionar a los suelos lateríticos, suelos colapsables, suelos sensitivos, suelos resilientes y turbas.

Suelos Lateríticos. En zonas tropicales y en donde la precipitación y topografía son favorables para que se percole el agua a traves de un suelo puede suceder que si el agua que se percola contiene alcalinidad entonces el sílice de las rocas es arrastrado dejando atrás a los compuestos de alumina y hierro, dando como resultado a lo que se conoce como suelo laterítico. En el sentido ingeniril el suelo laterítico presenta pesos volumétricos muy bajos y una humedad muy alta, de tal manera que al removerlo se transforma a un estado casi líquido y extremadamente difícil de compactar. Este tipo de suelos estan constituidos generalmente por gravas, limos y arcillas y se les ha logrado estabilizar con cal o cemento para su empleo como bases o subbases. Otras veces se les ha secado para su aplicación.

Suelos colapsales. Estos suelos son potencialmente peligrosos para las estructuras que se construyan sobre ellos. Se designa como suelos colapsales a aquellos suelos que decrecen en volúmen al sufrir saturación. El colapso se puede presentar solo por saturación, o bien por la acción combinada de saturación con cargas. Este tipo de suelos pueden ser del tipo residual, ó depositados por agua o aire

y están caracterizados por presentar una estructura suelta, frecuentemente en el rango de los limos o las arenas y se les encuentra generalmente en las zonas áridas o semiáridas. A los suelos susceptibles de colapso se les puede identificar con base en los pesos volumétricos. Si el peso volumétrico es lo suficientemente bajo como para proporcionar un espacio de vacios mayor que el necesario para contener una humedad superior al límite líquido, entonces es de temerse el colapso por saturación, aunque se pueden presentar colapsos para volúmenes de vacíos menores a los referidos sobretodo si sobre el suelo se han colocado cargas. Un suelo colapsable en estado seco puede presentar grandes resistencias. En lo que respecta al empleo de suelos colapsables en caminos estos pueden ser muy buenos materiales si son debidamente compactados. Para mayores detalles respecto a este tipo de suelos puede consultarse la Referencia 10.

Arcillas sensitivas. Se dice que una arcilla es sensitiva cuando en estado inalterado presenta cierta resistencia, la cual desaparece totalmente al remoldear al suelo. Las partículas arcillosas en un suelo sensitivo presentan entre ellas grandes vacios encontrándose las partículas unidas en forma irregular. En general en este tipo de arcillas, los factores dominantes son el tipo y cantidad de electrolito presente, la presencia de compuestos orgánicos, de sales o de agentes activantes..

Cuando se altera alguno o algunos de estos agentes por efecto de la percolación de agua a través del suelo, éste queda en condiciones críticas de estabilidad por lo que una vibración puede producir su colapso. Es conveniente reconocer la presencia de este tipo de arcillas para poder preveer su comportamiento y estar conscientes de los problemas que pueden presentar. Es conveniente no remoldear estos suelos cuando sobre ellos se desplanten terraplenes, aunque

algunas de estas arcillas presentan el efecto de tixiotropia (recuperación de la resistencia). En la referencia 6, se puede consultar en gran detalle el comportamiento de este tipo de suelos.

Los suelos que presentan rebote elástico (resilientes), presentan el problema de que rapidamente fatigarán el pavimento por lo que es conveniente que, ó se deshechen ó se estudie a fondo la forma y humedades de compactación, observando los efectos producidos en pruebas especiales de laboratorio. Los suelos constituidos por turbas (altamente orgánicos) deben ser definitivamente removidos cuando esto sea posible o bien preconsolidarlos antes de construir los pavimentos. Es un tanto obvio el hecho de que este tipo de materiales no se deban usar en terracerías o terraplenes.

IV AGREGADOS GRUESOS (AGREGADOS PARA BASES Y SUBBASES)

Se ha definido como base el material que subyace a la superficie de rodamiento y como subbase a la capa que subyace a la base. Generalmente se le llama subbase al material que subyace a las losas de concreto en el caso de pavimentos rígidos en cuyo caso la función de dicha subbase es la de:

- Evitar efectos de bombeo (Expulsión de agua y suelo a través de las juntas de las losas.)
- Proteger contra la acción de las heladas
- Propiciar drenaje
- Reducir los efectos de cambios volumétricos en las subrasantes.
- Incrementar la capacidad estructural

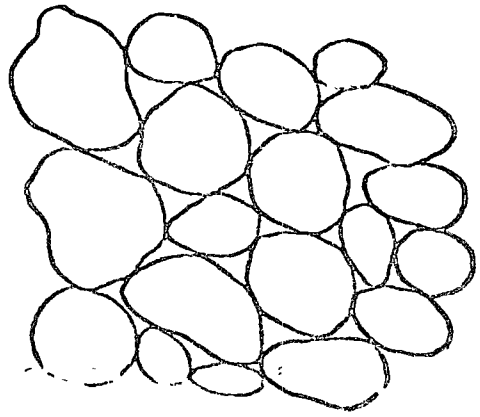
- Proporcionar una plataforma de trabajo para la construcción de las losas.

Cuando la superficie de rodamiento esta constituída por una carpeta asfáltica se utiliza a las bases y subbases con el objeto de incrementar la capacidad de soporte de el pavimento aumentando su rigidez y resistencia a la fatiga, así como propiciando una distribución de cargas hacia las capas inferiores. Sin embargo en estos casos la capa puede emplearse también como capa drenante.

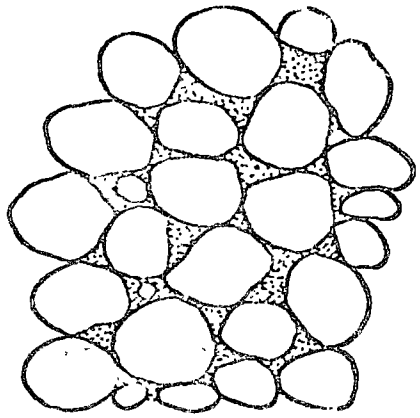
En la Figura IV.1, se muestran los estados físicos que puede presentar un suelo en el que predomine el agregado grueso, en el caso "a", se tiene solamente al agregado grueso sin finos, los contactos son de grava a grava, el suelo es poco trabajable pero presente una resistencia alta a la comprensión si se encuentra confinado. En el caso "c", se tiene ahora al agregado dentro de una matriz de suelo fino, por lo que el comportamiento de este material estará gobernado por el comportamiento del suelo fino, el suelo será menos permeable que en el caso "a" y será más trabajable pero su resistencia será menor. En el caso "b" se tiene un agregado con los suficientes finos para llenar los huecos dejados por los agregados gruesos, se tendrá mejor distribución de los esfuerzos, y mayor peso volumétrico que en el caso "a" y presentará una mejor estabilidad.

Como se ve, se tiene un compromiso en lo que respecta al contenido de finos, ya que estos afectan directamente al comportamiento del suelo.

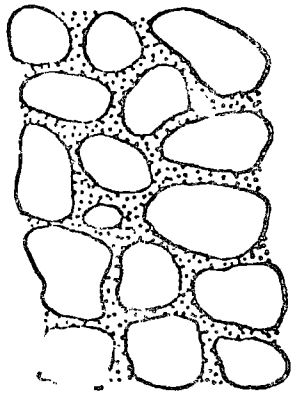
A este respecto, Yoder (Referencia 11) muestra la variación del peso volumétrico y del V.R.S. para diferentes contenidos de finos. Dichas variaciones se muestran en la Figura IV.2 en donde se pueden notar varios aspectos a saber:



(a) Agregado grueso sin finos.



(b) Agregado con suficientes finos para lograr la maxima densidad.



(c) Agregado con gran cantidad de finos.

Fig. IV-1.-Estados fisicos de agregados gruesos.

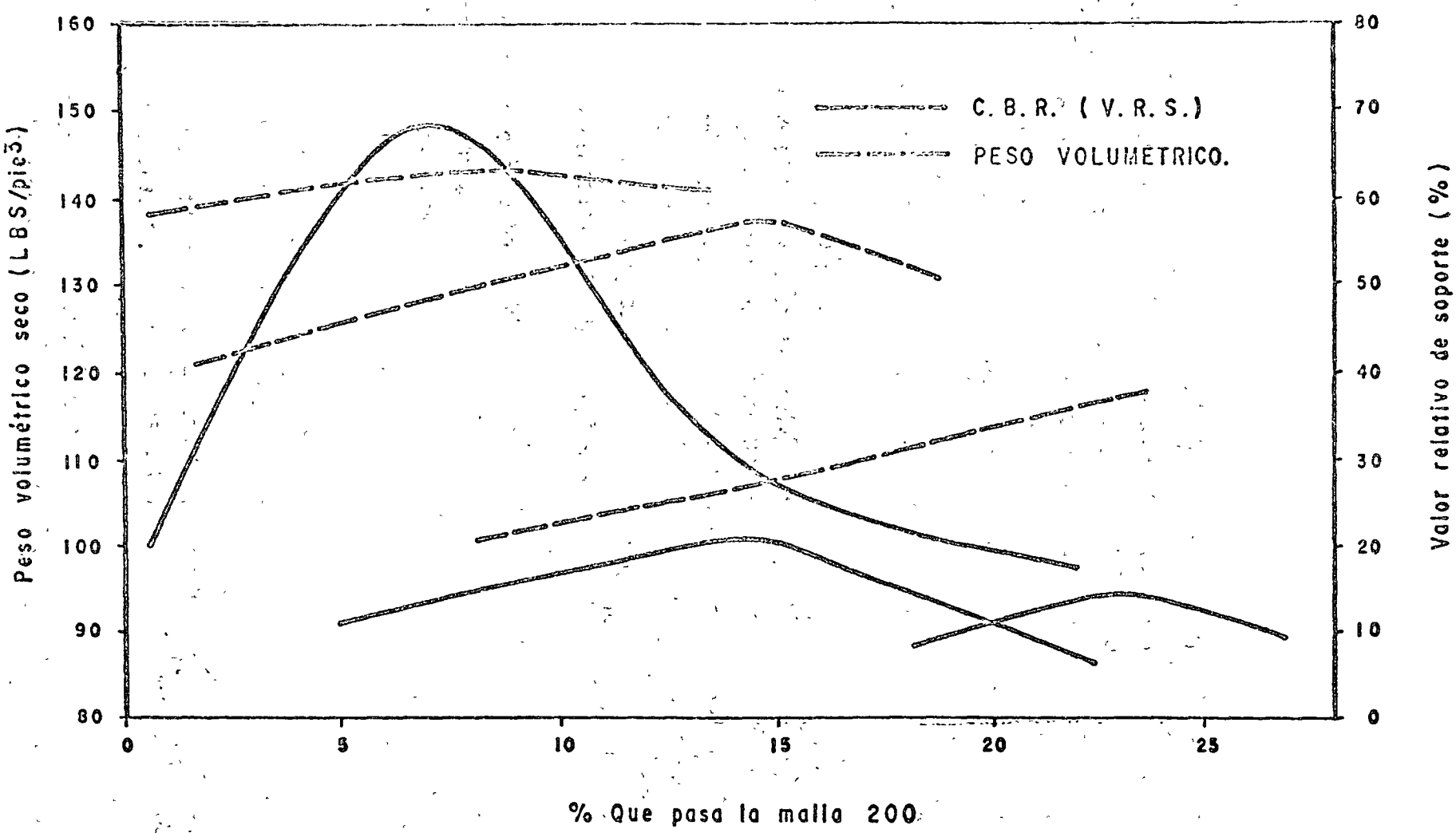


Fig. IV - 2 .- Variaciones obtenidas en suelos compactados al 100 % AASHO estandar.

- El porcentaje de finos para lograr el máximo peso volumétrico es mayor que el correspondiente al V.R.S. máximo.

- Las gravas són sumamente sensibles a la variación de finos en lo que respecta al valor de V.R.S. las arenas son menos sensibles.

- El peso volumétrico se ve poco afectado, en el caso de las gravas, por el contenido de finos.

Por otro lado, se ha encontrado que la grava triturada presenta en general, mayor estabilidad que la grava redondeada debido principalmente a la mejor trabazón que se logra con la primera, por lo cual debe emplearse este tipo de materiales siempre que sea posible.

En lo que respecta a la plasticidad de los finos, Yoder (Referencia - 11), presenta una gráfica como la mostrada en la Figura IV.3, en donde se puede notar que a medida que los finos son más plásticos su influencia es más deletérea cuando su porcentaje se excede más allá del 5%. Por razones como las anteriores, es común que en las especificaciones para bases se fije el límite líquido a un valor máximo de 25% y el Indice Plástico a 6%.

En lo que respecta a la granulometrías muchas veces se exige apegarse a especificaciones muy rígidas. Por otro lado es muy común que las granulometrías de una gran mayoría de materiales presenten discontinuidades, caso común el de los suelos lateríticos y suelos triturados. Al existir este tipo de discontinuidades en las granulometrías, por tener deficiencia en algún o algunos tamaños intermedios, en cuyo caso se incrementa el volúmen de vacíos, Faiz (Referencia 12) ha demostrado que bajo ciertas condiciones, este hecho puede ser beneficioso.

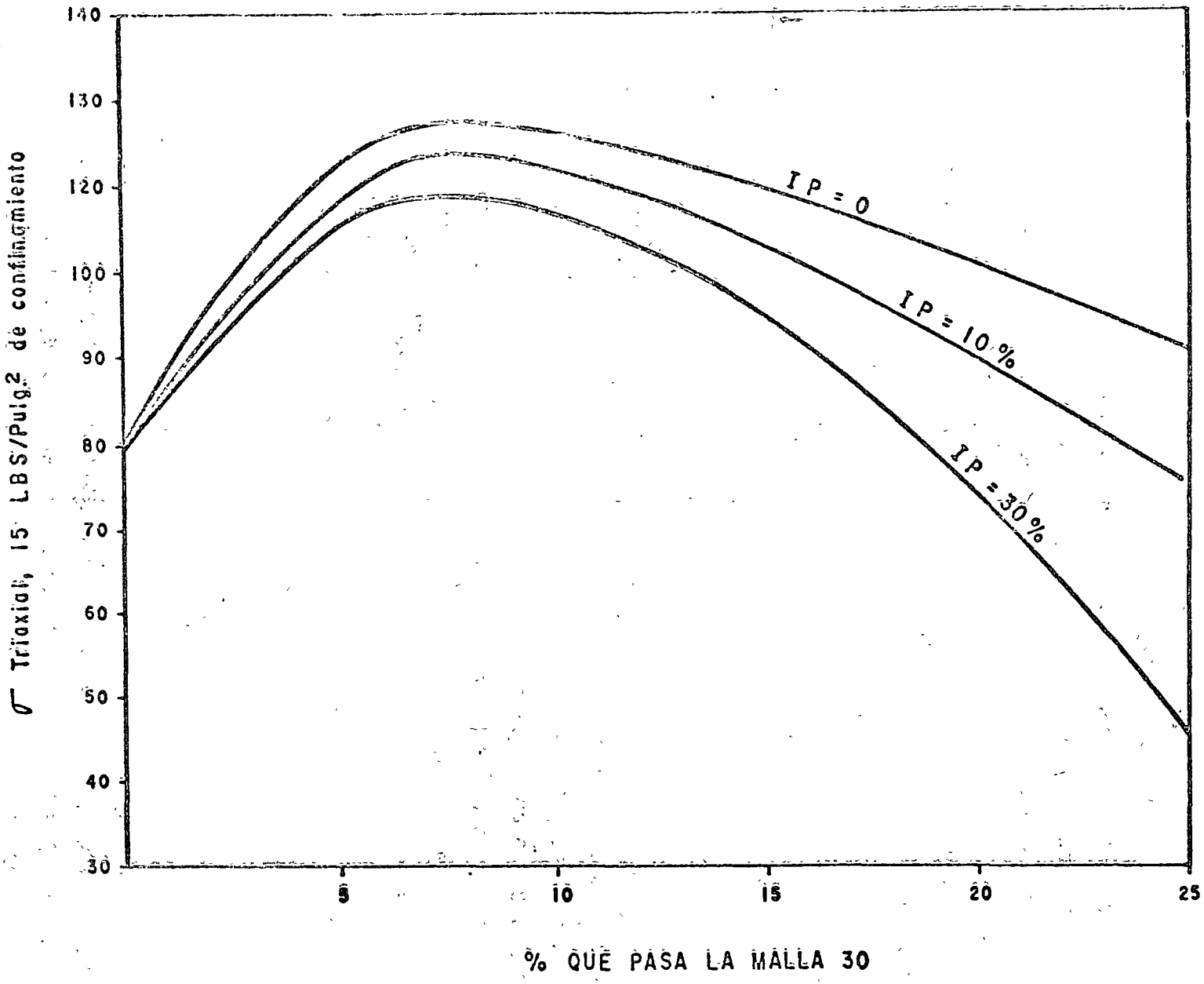
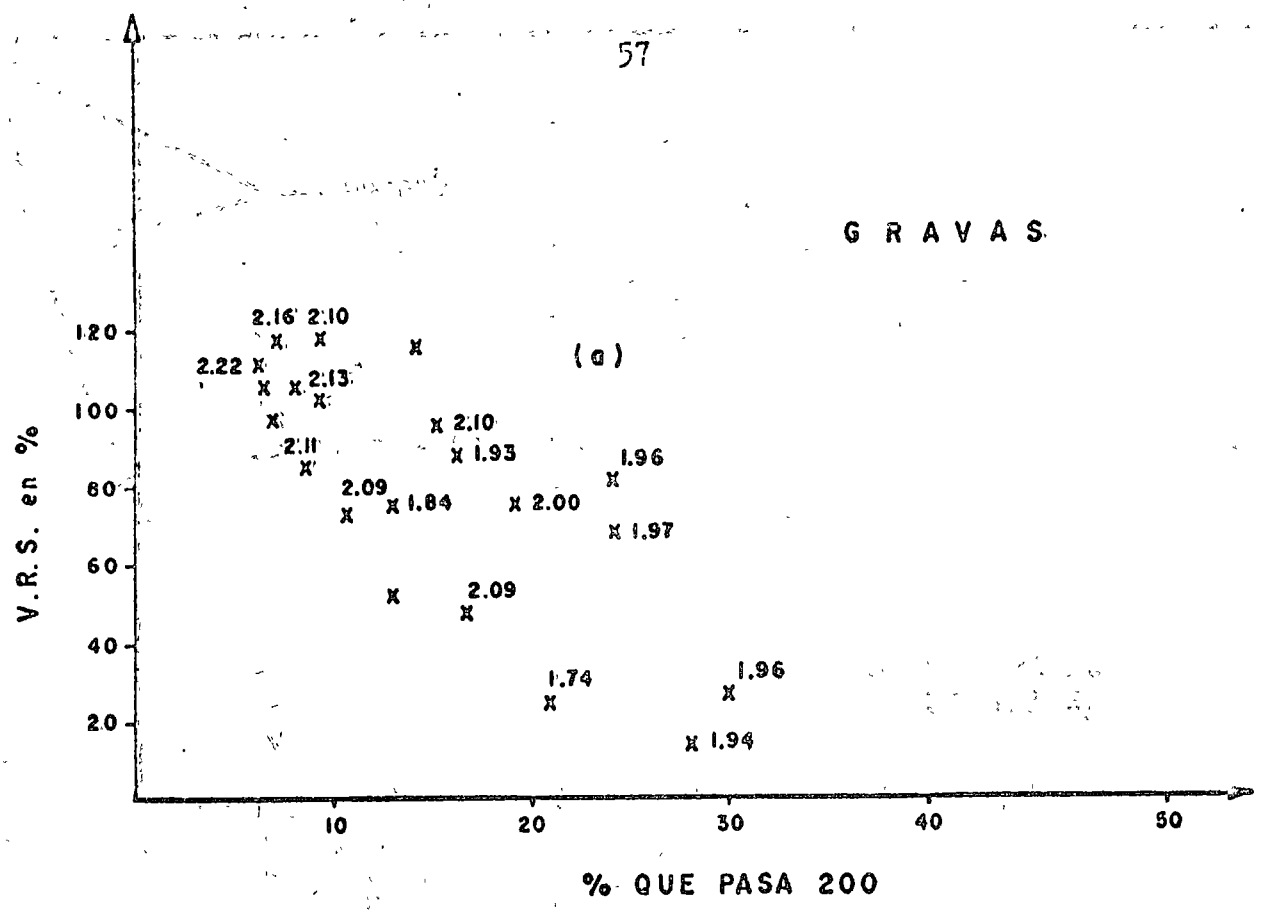


Fig. IV – 3 .- Efectos de la plasticidad de los finos.

Abundando un poco más en la influencia que tienen los finos sobre el comportamiento de los materiales de base y subbase, en la Figura IV.4.a, se muestran los resultados de C.B.R. (V.R.S.) contra los porcentajes en material que pasa la malla no. 200 obtenidos de muestras inalteradas tomadas de los materiales que constituyen la base de los pavimentos de la Cd. de Oaxaca, en la parte "b" de la Figura se muestra el mismo aspecto para los materiales de subbase. Como se aprecia en dicha figura, la tendencia general es que a mayor contenido de finos se tiene un V.R.S. más bajo.

Un aspecto importante en la compactación, es la energía necesaria para lograr los pesos volumétricos deseados. En la Figura IV.5 se indica una variación entre pesos volumétricos obtenidos en la prueba AASHO estándard y los obtenidos con la AASHO modificada (la energía de la AASHO modificada es aproximadamente 5 veces mayor que la de AASHO estándard). En dicha figura se puede apreciar que el peso volumétrico seco logrado en gravas, con la prueba AASHO estándard es del orden del 97% del logrado con la ASSHO modificada, mientras que en el caso de arcillas el porcentaje referido es del orden de 87%.

Esto pone de manifiesto el hecho de que las gravas necesitan relativamente poca energía para lograr pesos volumétricos altos, no así en el caso de las arcillas en donde el aumentar considerablemnte la energía de compactación hace que se obtengan pesos volumétricos más altos.
No obstante lo anterior, no hay que perder de vista como se indica en la Figura IV.6, que el peso volumétrico se incrementa en forma lineal con el logaritmo de la energía. Esto significa por ejemplo que el mismo incremento que se logra en el peso volumétrico de 1 a 10 pasadas de un rodillo se logra de 10 a 100 pasadas, es decir a medida que se dan más pasadas, cada una de ellas es menos eficiente que la anterior. Este aspecto es más pronunciado en el caso de gravas que en el caso de arcillas. No hay que perder de vista que el exigir en el campo pesos volumétricos altos requiere que se cuente con equipos pesados para lograrlo.



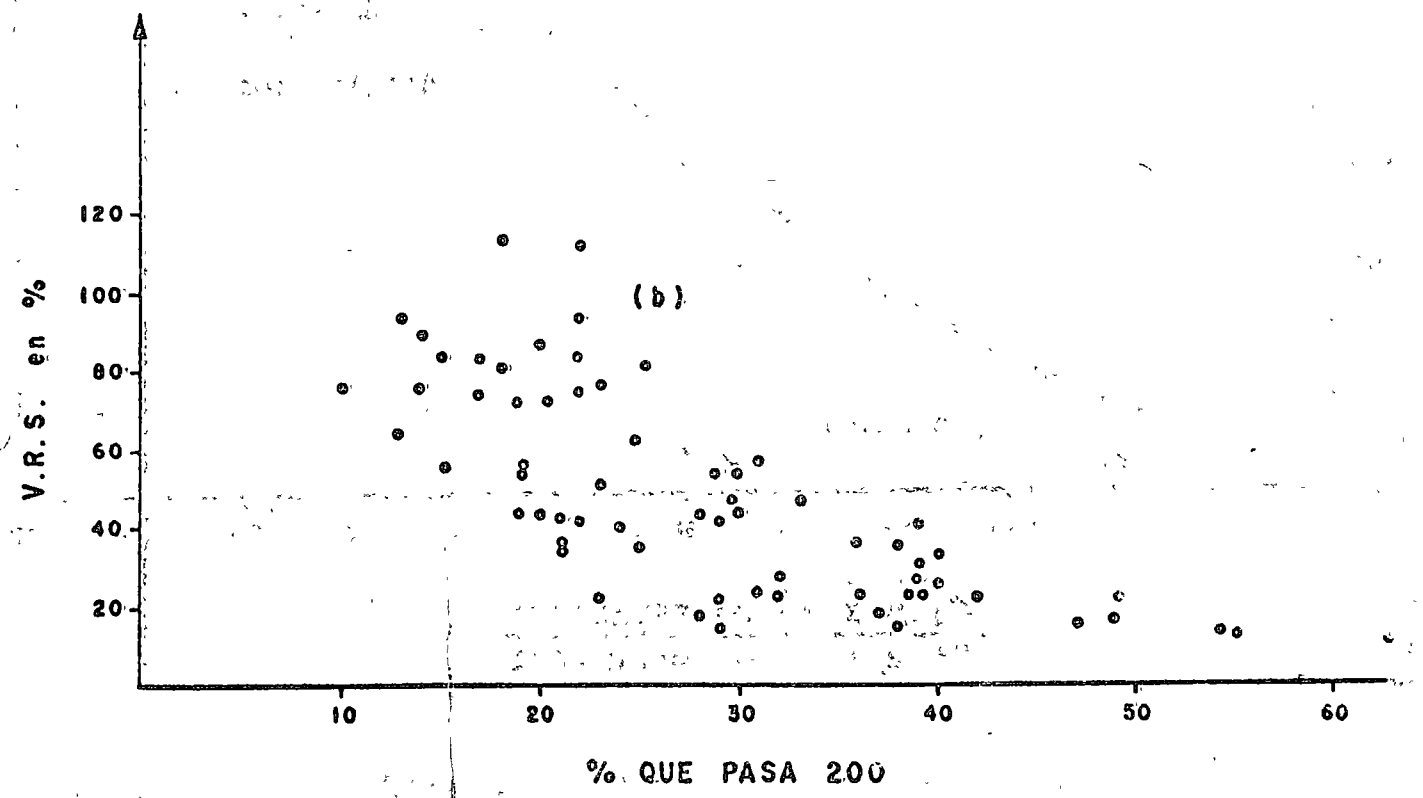


Fig. IV - 4.- Resultados obtenidos en muestras inalteradas de bases (a) y subbase (b).

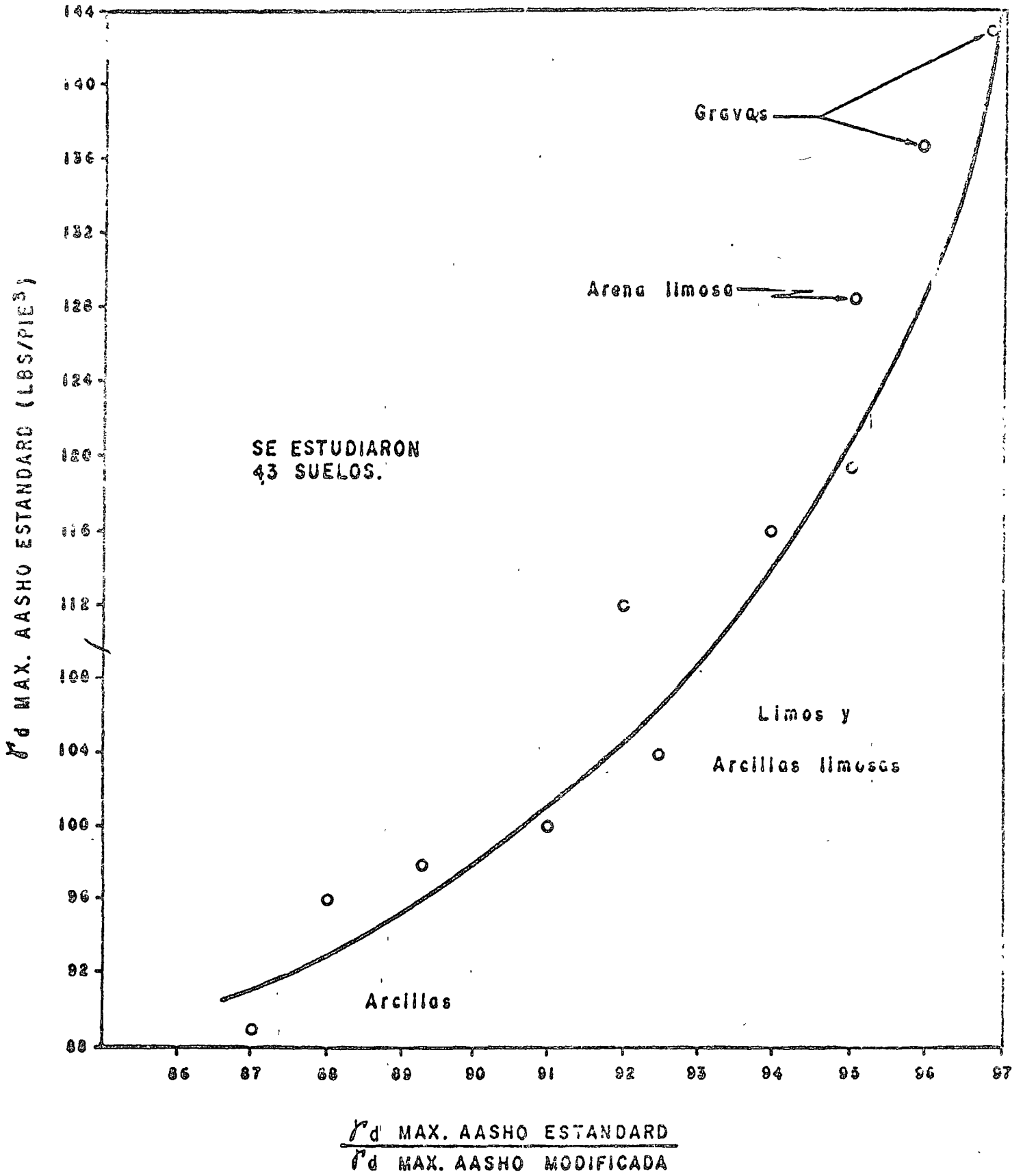


Fig. IV-5.- Relaciones entre los pesos logrados con las pruebas AASHO. (YODER, II)

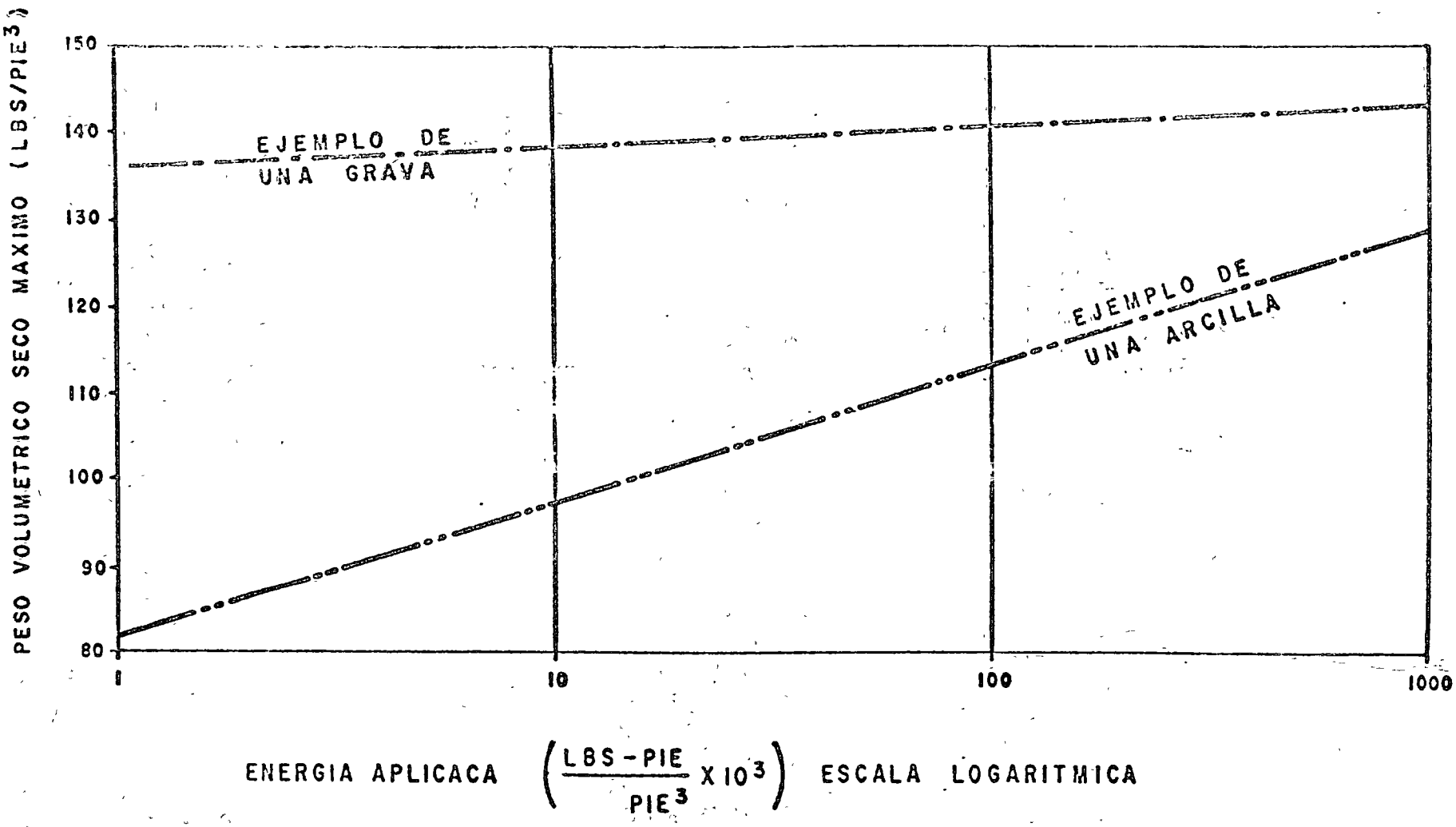


Fig. IV-6.- Variación del peso volumétrico seco máximo con el esfuerzo o energía de compactación.

... el caso de pavimentos de concreto, si el suelo que queda bajo las losas es susceptible de formar suspensiones al saturarse y - si además se tiene un tránsito intenso y de cargas pesadas, se-- puede presentar la expulsión de dicho suelo (bombeo) a través -- de las juntas por lo que las losas pierden apoyo y se fracturan. Se han reportado casos en los que los suelos de cimentación presentan efectos de bombeo al penetrar a las capas superiores.
La PCA (Portland Cement Association) ha editado una serie de recomendaciones (ver Referencia 13) para evitar el efecto de bomba.

* El bombeo se produce debido al rápido desplazamiento de una losa con respecto a la contigua provocado por las llantas al pasar de una losa a otra, lo que provoca la expulsión de suelo saturado hacia afuera y arriba de las juntas. También se puede provocar la introducción d gravas en dichas juntas.

Con el objeto de evitar la penetración de el suelo de subrasante,- a las capas superiores, si éstas están constituidas por granulometrias abiertas se recomienda colocar plantillas de arena entre la subrasante y la capa superrior, las cuales pueden ser de un espesor de 3 a 10 cms. y con un tamaño nominal (tamaño 90%) del orden de 1/8".

En el caso de suelos finos se vió la gran influencia que tiene el- agua de compactación con respecto a la resistencia obtenida y los- pesos volumétricos logrados, de tal grado que se hace necesario--- utilizar métodos como el propuesto por el cuerpo de ingenieros para solucionar el problema. En la Figura IV.7, se presenta una -- gráfica correspondiente a la aplicación del método del cuerpo de-- ingenieros al caso de una grava bien graduada y arcillosa (GW-GC) Como se puede apreciar en dicha figura, cualquiera que sea la humedad de compactación, a mayor peso volumétrico se obtuvo siempre--- un valor mayor del V.R.S.

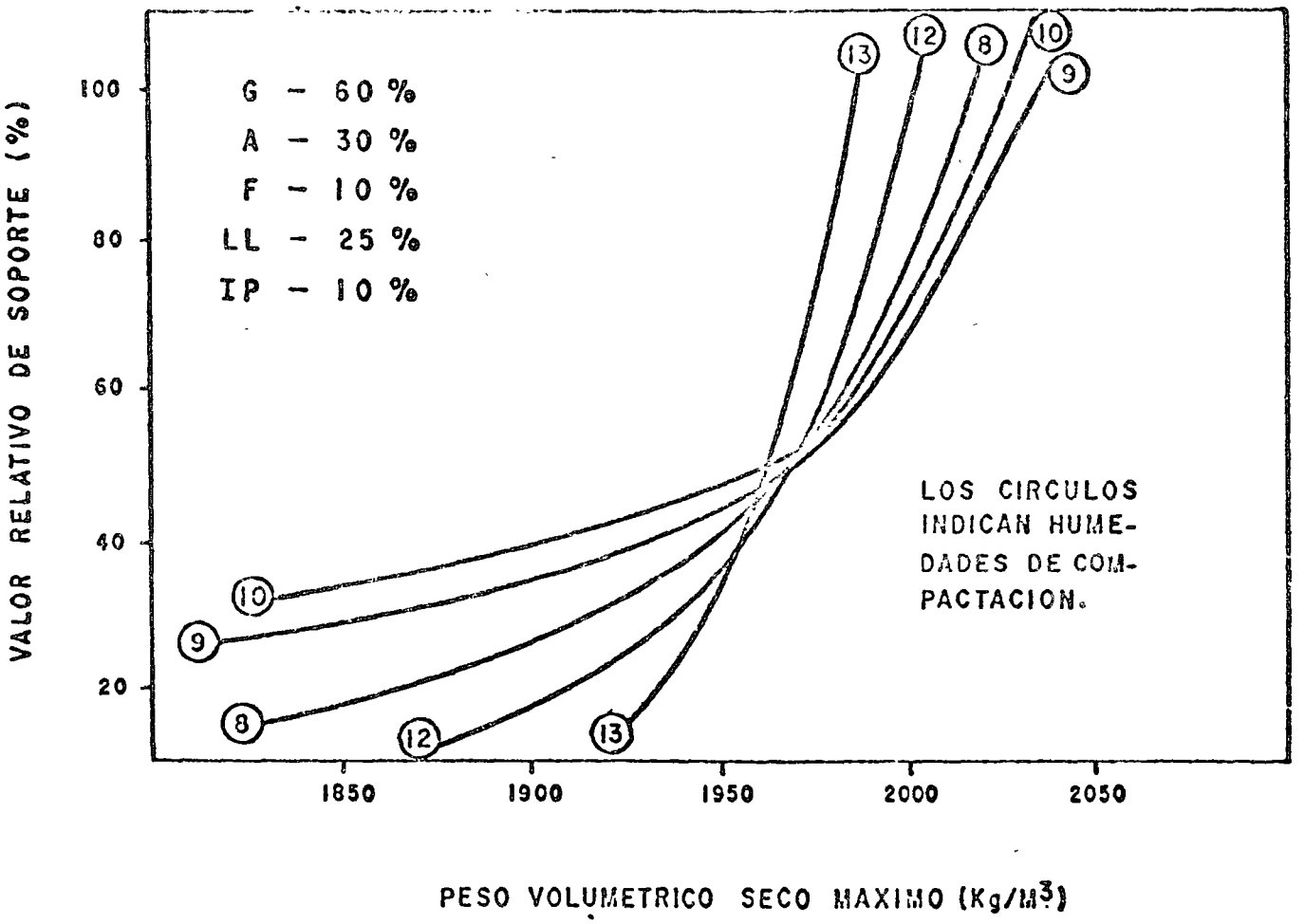


Fig. IV-7.- Método del cuerpo de Ingenieros aplicado a una grava.

TEMA V. CONTROL DE LA COMPACTACION

A. Nociones sobre el control de Calidad.

El ingeniero supervisor se ve enfrentado al problema de la determinación de la calidad de la construcción para ver si la obra construida reune los requisitos especificados.

Para lograr tal objetivo es indispensable en primer lugar efectuar el debido planteamiento del control de la calidad, para lo cual se debe tener un conocimiento profundo y detallado de lo que se desea obtener mediante los procedimientos de control. Posteriormente se deberá programar a la sucesión de actividades que conduzcan al fin propuesto y finalmente contar con medios que sean indicativos de si se logró alcanzar la meta, fin o calidad deseada. Para lograr lo anterior generalmente se procede al empleo de pruebas de laboratorio o de campo y al auxilio de la estadística. En lo que respecta a las pruebas empleadas para el control deberá tenerse presente que dichas pruebas determinen características escenciales pues por ejemplo resultaría hasta cierto punto inútil el llevar a cabo un control minucioso de los pesos volumétricos en una arcilla altamente expansiva, si no se toma en cuenta a la humedad de compactación, presiones de expansión producidas al saturarse el suelo, resistencia de la arcilla saturada, factores éstos de mayor relevancia y que tendrán una influencia definitiva en el comportamiento del suelo.

Por otro lado las pruebas empleadas en el control deben, hasta donde sea posible, ser sencillas y rigurosamente estandarizadas. Desde luego se pueden tener casos en los que el debido control de calidad requiera de pruebas altamente especializadas y sofisticadas, pero resulta conveniente, aún en tales casos, efectuar estudios bibliográficos o prácticos con el objeto de quedar convencidos de que dichas pruebas son las más adecuadas para el proceso en cuestión.

Otra condición que debe tratar de alcanzarse, es el que las pruebas sean lo más rápidas posible, para que el proceso de construcción pueda ser modificado con toda oportunidad. Una característica más que debe buscarse durante los procedimientos de control de calidad es que las pruebas sean de fácil, objetiva y clara interpretación para que el supervisor pueda tener un panorama lo más completo posible de lo que está obteniendo, los peligros que se corren al tomar alternativas y la forma de mejorar situaciones o procedimientos inadecuados.

FACTORES A CONSIDERAR EN EL SUELO COMPACTADO

a) GRANULOMETRIA

b) CONTENIDO DE AGUA (O PROD. ASF.)

c) PROFUNDIDAD A LA QUE SE DETERMINA LA COMPACTACION

d) RIGIDEZ EN LA CAPA SUBYACENTE

e) TEMPERATURA EN EL CASO DE MEZCLAS ASFALTICAS

FACTORES CARACTERISTICOS DEL EQUIPO Y SECUENCIA DE COMPACTACION

a) NUMERO DE PASADAS DEL EQUIPO

b) VELOCIDAD EN LAS PASADAS

c) PARA LOS RODILLOS LISOS

- PESO
- AREA DE CONTACTO
- PRESION DE CONTACTO

d) PARA LOS RODILLOS VIBRATORIOS

- FRECUENCIA DE VIBRACION

AMPLITUD DE VIBRACION

CONTROL DE CALIDAD

I.- PLANTEAMIENTO

1.- TENER CONOCIMIENTO DE LO QUE SE DESEA

2.- PROGRAMA DE ACTIVIDADES QUE CONDUZCAN AL LOGRO DEL DESEO

3.- COMO DETERMINAR SI SE ALCANZO LO QUE SE DESEABA

II.- CARACTERISTICAS DE LAS PRUEBAS DE CONTROL

1.- COMPROBACION DE CARACTERISTICAS ESENCIALES

2.- SER SENCILLAS Y RIGUROSAMENTE ESTANDARIZADAS

3.- SER RAPIDAS EN SU REALIZACION

4.- SER DE FACIL INTERPRETACION

5.- REQUIERE EQUIPOS ECONOMICOS Y SIMPLES

III.- RESPONSABILIDADES

.- CONTRATISTA. LLEVAR CONTROL PARA QUE SU TRABAJO SEA SATISFACTORIO

2.- CONTRATANTE. ACEPTACION CON PROCEDIMIENTOS Y CRITERIO DE CONTROL

Es un tanto obvio el mencionar que los equipos empleados en el control sean lo mas económicos y simples en su uso, aunque esta parte puede encontrarse en conflicto con lo relativo a la precisión en las determinaciones, se debe insistir en que tanto en la cuestión de economía y sencilles como en todos los otros aspectos mencionados, se han indicado solamente condiciones idealizadas. Es el ingeniero supervisor el que a final de cuentas deberá decidir el tipo de equipos y procedimientos a emplear con base en su experiencia y buen juicio, pues se pueden presentar casos en que resulte adecuado un equipo muy costoso y que requiera de personal muy especializado si el monto de la obra o la calidad deseada lo justifican.

Por otro lado debe tenerse siempre muy presente que el contratista puede estar aplicando unas ciertas pruebas y procedimientos de control que le ayuden en la manera mas efectiva y rápida posible a determinar si su trabajo es satisfactorio, mientras que el contratante puede estar llevando a cabo otro tipo de pruebas, tal vez mas lentas pero más precisas que lo conduzcan a determinar si está obteniendo el producto por el cual está pagando. Por ejemplo el contratista puede estar controlando, de acuerdo con su experiencia, el número de pasadas de un cierto rodillo, la humedad de compactación, el peso del rodillo y la velocidad del mismo, en tanto que el contratante puede estar extrayendo probetas inalteradas del suelo compactado y verificando si la resistencia, presión de expansión, etc., son las que él necesita de acuerdo con lo supuesto en el diseño.

B. Factores a considerar en la compactación.

En lo que respecta a la compactación se han hecho numerosos intentos con el objeto de simplificar al máximo su control, para lo cual se ha tratado de establecer correlaciones sencillas como las obtenidas por Ring y Collins (Referencia 14) y mostradas en las figuras V.1, V.2 y V.3. En la figura V.1 se muestra una correlación, obtenida para varios suelos, entre la humedad óptima y el límite líquido para una cierta energía de compactación y una cierta forma de la curva granulométrica. En la figura V.2 se muestra la correlación obtenida por Ring y Collins para el Límite Plástico, la humedad óptima y la "forma promedio" (valor éste que depende de la granulometría del material), también obtenida tomando en cuenta varios suelos y un cierto tipo de energía de compactación. En la figura V.3 se muestra una relación encon

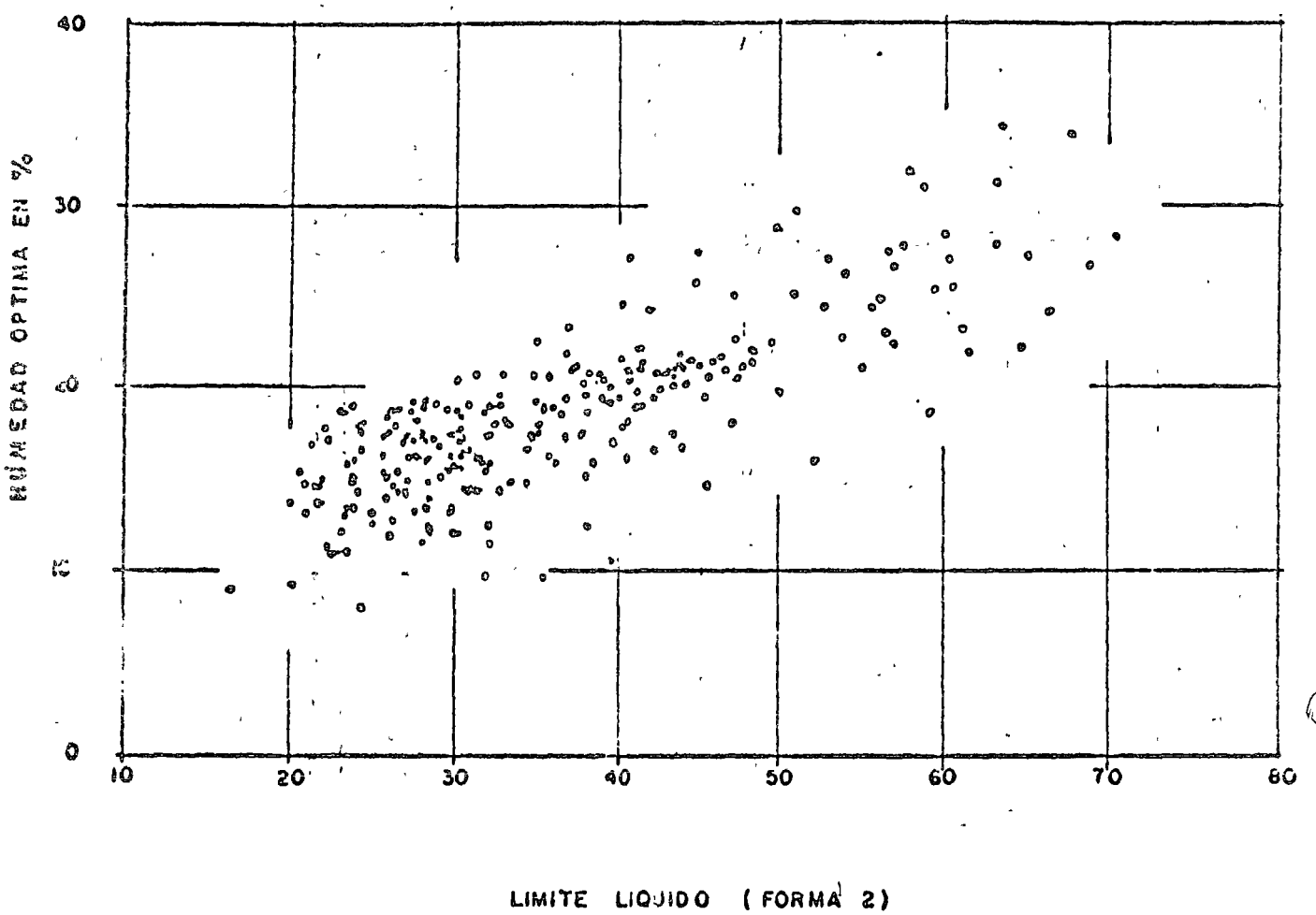


FIG.V.I.- Correlacion entre Wopt y LL para una cierta forma de la curva granulo-métrica y una energía de compactación dada (ref.14)

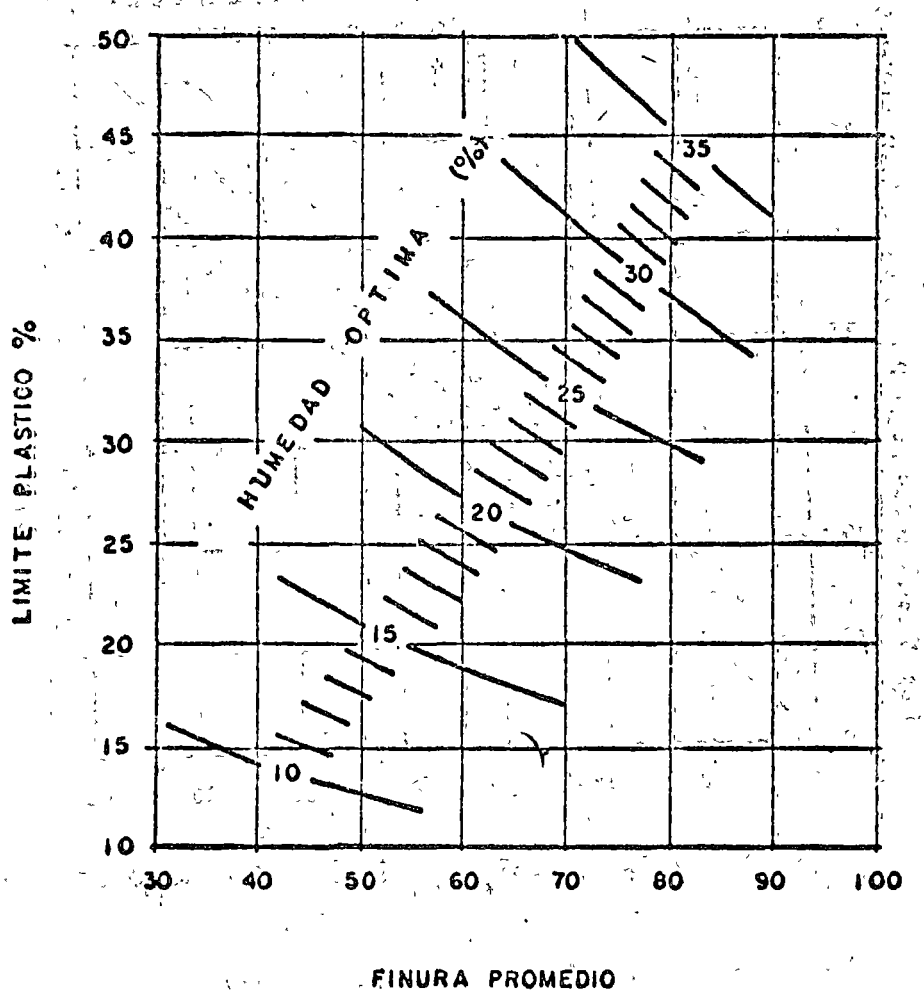


FIG.V.2.- Relacion entre la humedad optima, la finura promedio y el límite plástico, para varios suelos y una cierta energía de compactación (ref. 14).

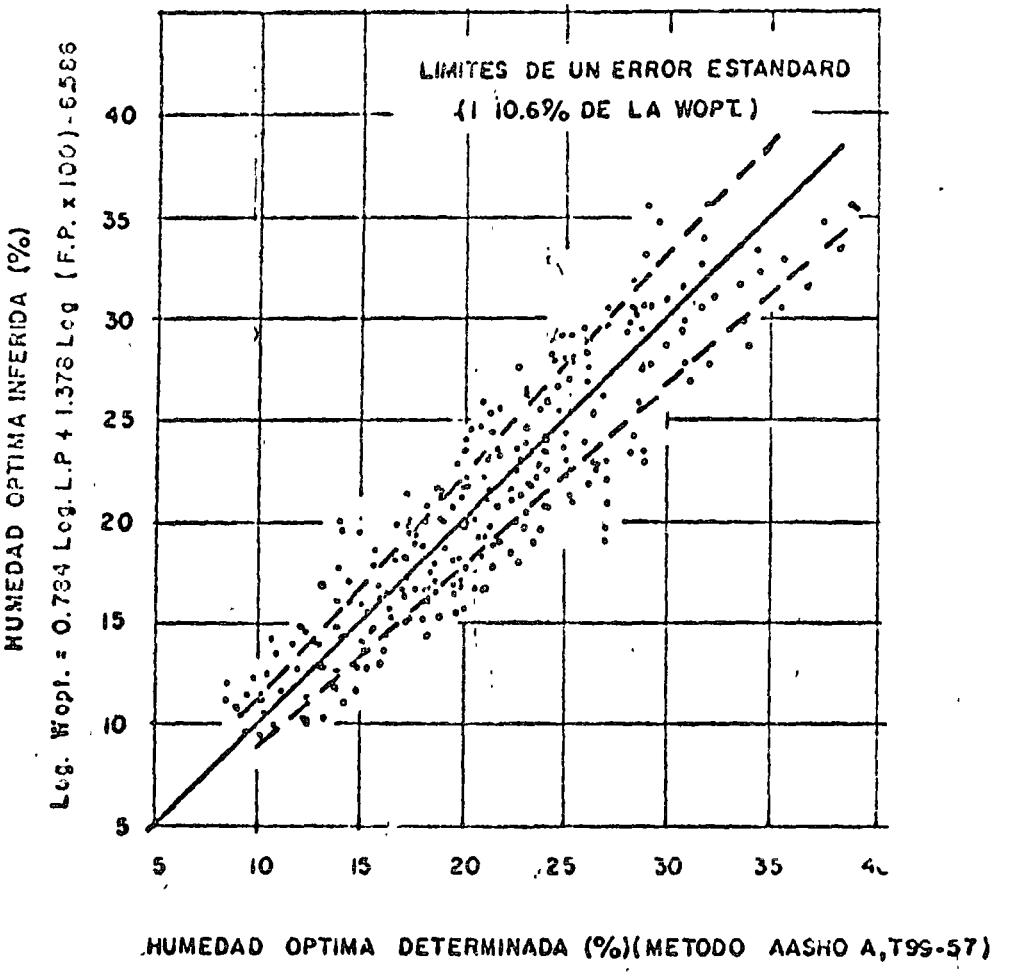


FIG.V. 3.- Humedad inferida vs. Humedad real.

trada por Ring y Collins entre la humedad óptima inferida de acuerdo con una ecuación de correlación y la humedad óptima determinada directamente. En estas 3 figuras se ha concentrado la atención en la humedad óptima obtenida para una cierta energía de compactación. Al respecto se debe mencionar que es sumamente peligroso el empleo de este tipo de gráficas, pues es muy común que tanto la forma como la energía y el equipo de compactación sean diferentes en el campo y en el laboratorio. Por otro lado hay que tener presente que muchas veces es más conveniente compactar a humedades diferentes a la óptima como ya se mencionó anteriormente.

Es muy conveniente que para el control de una compactación se tenga en primer lugar una idea de los factores que influyen en la compactación de campo, los cuales pueden dividirse en 2 categorías: a saber, los factores que dependen del equipo y los que dependen del suelo compactado.

Entre los factores que dependen del suelo compactado pueden citarse:

1. La Granulometría. Como se vió anteriormente, la granulometría de un material influye en la trabajabilidad del mismo, un material grueso y anguloso resultará mas difícil de compactar que un material bien graduado.

2. El contenido de agua influye como lubricante en suelos gruesos, en suelos arenosos puede hacer que se presenten fuerzas capilares si la humedad es baja, lo que puede dificultar la compactación y en suelos arcillosos el agua produce el desarrollo de repulsiones entre las partículas.

3. La profundidad a que se determina la compactación también es otro factor que se debe considerar, pues por ejemplo si se determina el peso volumétrico de la capa superficial puede suceder que tal peso se incremente al colocar otras capas sucesivas sobre la capa analizada lo que puede ser beneficioso o perjudicial según se indicó en los temas anteriores.

4. La rígidez de la capa subyacente también puede tener una influencia preponderante sobre la compactación lograda, resulta por ejemplo inadecuado el tratar de lograr pesos volumé-

tricos muy altos en las capas inferiores de un material que va a quedar colocado directamente sobre turbas o materiales blandos o sensitivos. Por otro lado el colocar un material muy deleznable sobre roca y luego aplicar rodillos muy pesados hará que el material se disgregue por lo que cambiarán sus características. Asimismo puede ser bastante difícil tratar de lograr pesos volumétricos altos para un material colocado directamente sobre suelos resilientes.

En lo que respecta a los factores que dependen del equipo de compactación podrían citarse los siguientes:

1. El número de pasadas del equipo es un punto muy importante pues, a mayor número de pasadas se tendrá un peso volumétrico mayor. Aunque debe tenerse presente que para una misma humedad de compactación y un mismo equipo, la eficiencia de cada pasada va disminuyendo a medida que el número de pasadas se incrementa.

2. La velocidad de las pasadas del equipo es otro de los factores a considerar en el control de una compactación, pues mientras mas lento pase el equipo, más tiempo permanece sobre cada punto de la superficie del suelo a compactar y mayores pesos se logran.

3. El tipo de rodillo es otro aspecto importante para la compactación, siendo en los rodillos las características mas importantes:

   - Su peso
   - Su área de contacto
   - Su forma de contacto (Rejilla, liso, pata de cabra, etc.....)
   - Su presión de contacto
   - Frecuencia de vibración (Rodillos vibratorios)
   - Amplitud de oscilación (Rodillos vibratorios)

* En la referencia 2 se pueden consultar con más detalle estos aspectos.

C. Especificaciones de Compactación.

En el caso del control de la compactación de suelos se tiene que este puede bazarse en diferentes condiciones; a saber:

1.-Especificaciones con base en condiciones del suelo compactado. En este caso nos puede interesar un cierto peso volumétrico que a nuestro juicio es el más adecuado, o bien puede interesarnos el porcentaje de compactación referido a una cierta prueba estándar. Otro tipo de especificación más afinada podría ser el fijar diferentes porcentajes de compactación de acuerdo con los diferentes tipos de suelos, o bien podría por ejemplo fijarse un cierto rango tanto en el porcentaje de compactación como en la humedad de compactación, o bien especificaciones tan elaboradas como aquellas en que se considerase un rango en el % de compactación, un rango en la humedad de compactación para cierto tipo de suelos definidos por su granulometría, Límite líquido y expansión libre.

2. Especificaciones con base en características de resistencia del suelo compactado. Tal vez nosotros estemos más interesados en las características de resistencia, pasando por ejemplo el peso volumétrico a un segundo plano. Algunas de estas características podrían ser el V.R.S., Penetración Cónica, Penetración Proctor, etc.

3. Especificaciones con base en el comportamiento del suelo compactado; tal podría ser el caso de las pruebas realizadas haciendo pasar un rodillo muy pesado sobre el suelo compactado, para localizar zonas débiles, otro caso podría ser la observación de recompactaciones o fatiga producidos por el tránsito en un suelo compactado.

4. Especificaciones con base en el método de compactación. Algunas veces se podrían fijar especificaciones que contemplen algunos conceptos tales como el espesor de la capa compactada para ciertos tipos de materiales; se suele fijar también el tipo y características del equipo de compactación tomando en cuenta su peso, área de contacto, velocidad y número de pasadas.

5. Finalmente se pueden también tener especificaciones combinadas como pudiera ser, el fijar un cierto tipo de rodillo y un porcentaje de compactación para un cierto tipo de suelo. Otro

caso podría ser el fijar un tipo de rodillo, el espesor de la capa a compactar, la humedad de compactación y un cierto V.R.S. mínimo en el suelo compactado.

Ahora bien, con respecto a lo anterior debemos de tener muy presente que si nos inclinamos por ejemplo a fijar un rango en peso volumétrico vs. un rango en la humedad de compactación se puede presentar el hecho de que la energía de compactación sea arbitraria lo que puede ocasionar alguna situación desfavorable como ya se vió al hablar del método del cuerpo de ingenieros. Por otro lado se puede tener que la compactación de laboratorio no sea similar a la de campo, lo que propicia diferentes estructuraciones en los suelos analizados en el laboratorio y los obtenidos en el campo.

El tipo de suelo se ve afectado por la energía o nivel de esfuerzos aplicados durante la compactación, pues por ejemplo, si el peso volumétrico exigido en el suelo es demasiado alto y se trata de un suelo expansivo entonces al saturarse el suelo pueden presentarse grandes expansiones, sobre todo si la humedad de compactación es baja.

La contrapartida a lo anterior podría ser que se fijara a la resistencia a la penetración como al concepto más importante. En este caso podemos tener un número bastante de variables dependientes, pues se tiene que la resistencia variará de acuerdo con el suelo, condición inicial del suelo compactado, del agua de compactación, del tipo de compactación, del equipo de compactación, del peso volumétrico del suelo, de las condiciones del medio ambiente, de la carga que gravite sobre el suelo compactado, etc., lo que hace que el problema sea bastante indefinido. De lo anterior podemos concluir que para realizar un adecuado control en la calidad de la compactación deben tenerse presente cuales son las características decisivas en el material a compactar, como evaluarlas y verificar y manipular las demás variables dependientes teniendo un conocimiento lo más completo posible del problema.

"Un Bat Puede Ser Geometricamente Perfecto Pero Podría Romperse Facilmente Si La Madera No Es Adecuada, Aunque Permita Un Facil Labrado".

En el control de una compactación es pues escencial tener presentes los siguientes puntos:

1. Tener un conocimiento profundo de las características de comportamiento en los suelos compactados. Por ejemplo, conocer los niveles de resistencia y asentamientos que se puedan aceptar.

2. Buscar la manera más adecuada de predecir el servicio que pro

porcionará el suelo compactado. Por ejemplo: ¿Es conveniente la saturación de los especímenes de prueba en todos los casos?

3. Determinar las principales interrelaciones sobre las variables de compactación.

4. Seleccionar los elementos críticos de control.

D. Control de la Compactación de Suelos Finos.

Como ya se vió anteriormente, en la compactación de los suelos finos tanto la humedad de compactación como la energía y forma de compactación tienen una influencia preponderante. En la referencia 15 se presenta una buena discusión respecto a los equipos de compactación y métodos y equipos para el control de la compactación.

Es muy conocido que dentro de una misma formación, los suelos finos aunque aparentemente muy semejantes a simple vista pueden presentar variaciones importantes. En la figura V.4, se muestra la ubicación en la carta de plasticidad, de un gran número de suelos tomados de la zona central de la República Mexicana. Como se puede apreciar en dicha figura, los suelos se encuentran por lo general ubicados a lo largo de rectas más o menos paralelas a la linea A. Es pues notable que los suelos presentan variaciones zonales según ciertas tendencias. Esto mismo se presenta en el caso de la compactación, como se puede observar en la figura V.6, correspondiente a un proyecto estudiado por Yoder en donde se encontró una gran variación en los pesos volumétricos máximos y humedades óptimas, en suelos compactados con una misma energía dinámica. Lo anterior hizo a Yoder pensar en 2 posibilidades para el control de la compactación. La primera posibilidad, un tanto burda, consistió, como se muestra en la figura V.7 en zonificar a los suelos de acuerdo con su ubicación en la carta de plasticidad y considerar para cada una de las zonas un cierto peso volumétrico y humedad óptima que servirian para el control de la compactación. Para llevar a cabo lo cual, sería necesario conocer los valores del límite líquido e índice plástico, lo cual podría resultar poco práctico. La segunda posibilidad, más elaborada, consiste en elaborar una gráfica como la mostrada en la figura V.8, a partir de la información obtenida de gráficas como la V.6. En la figura se presenta en las ordenadas al peso volumétrico húmedo y en las abscisas a la humedad de compactación. En la parte superior derecha se presenta un cuadro que contiene los pesos volumétricos secos máximos y las humedades óptimas de

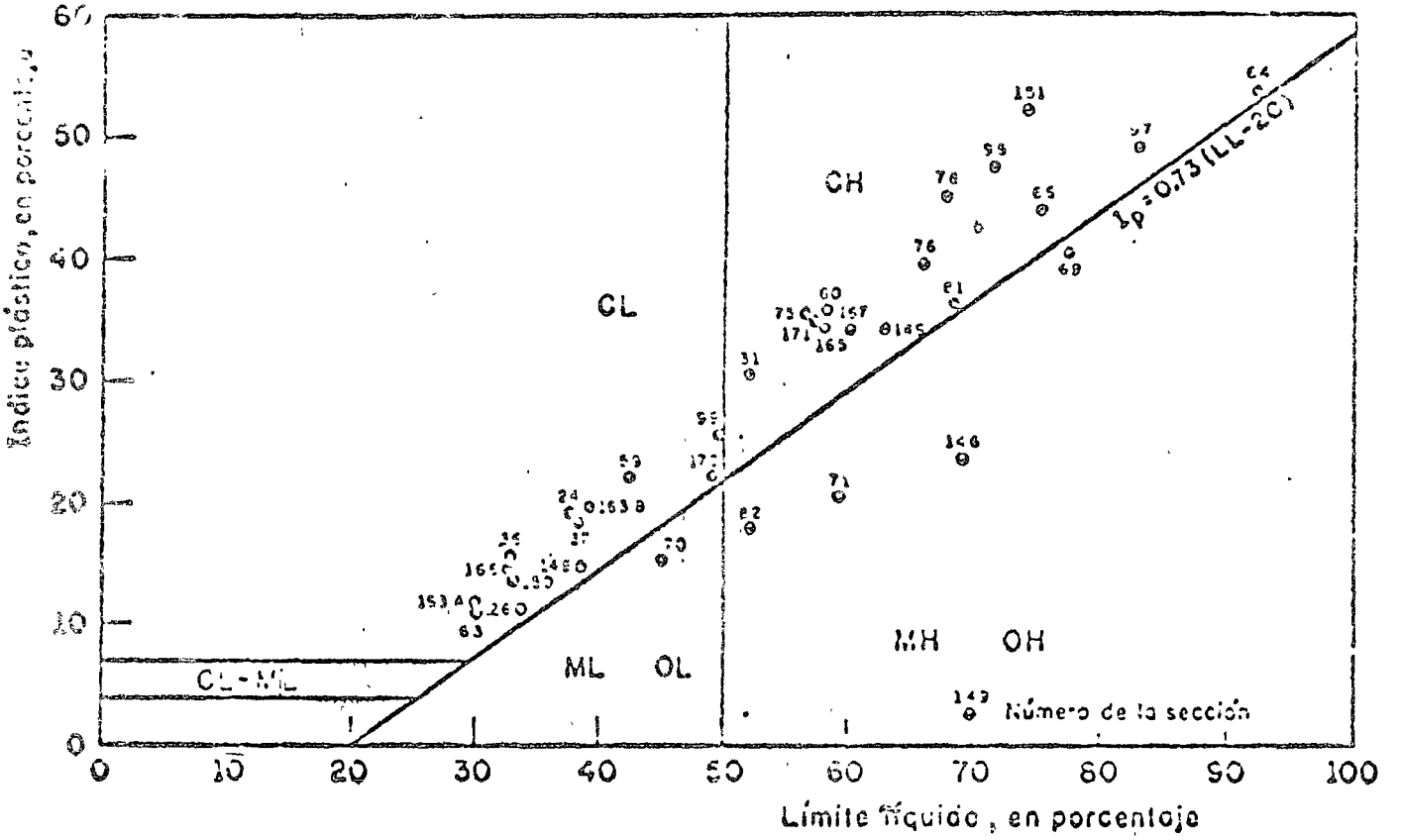


FIG V.47 LOCALIZACION DE LOS MATERIALES DE TERRACERIAS, DE LAS SECCIONES MUESTREADAS, EN LA CARTA DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE.

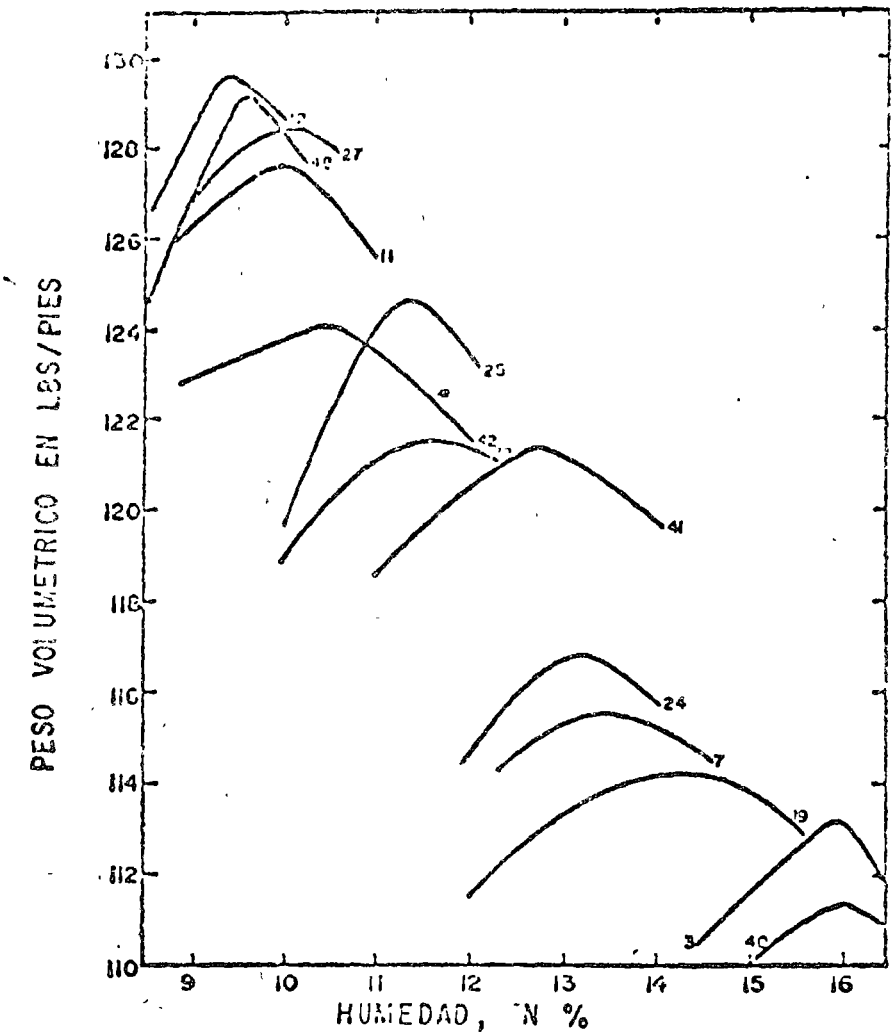
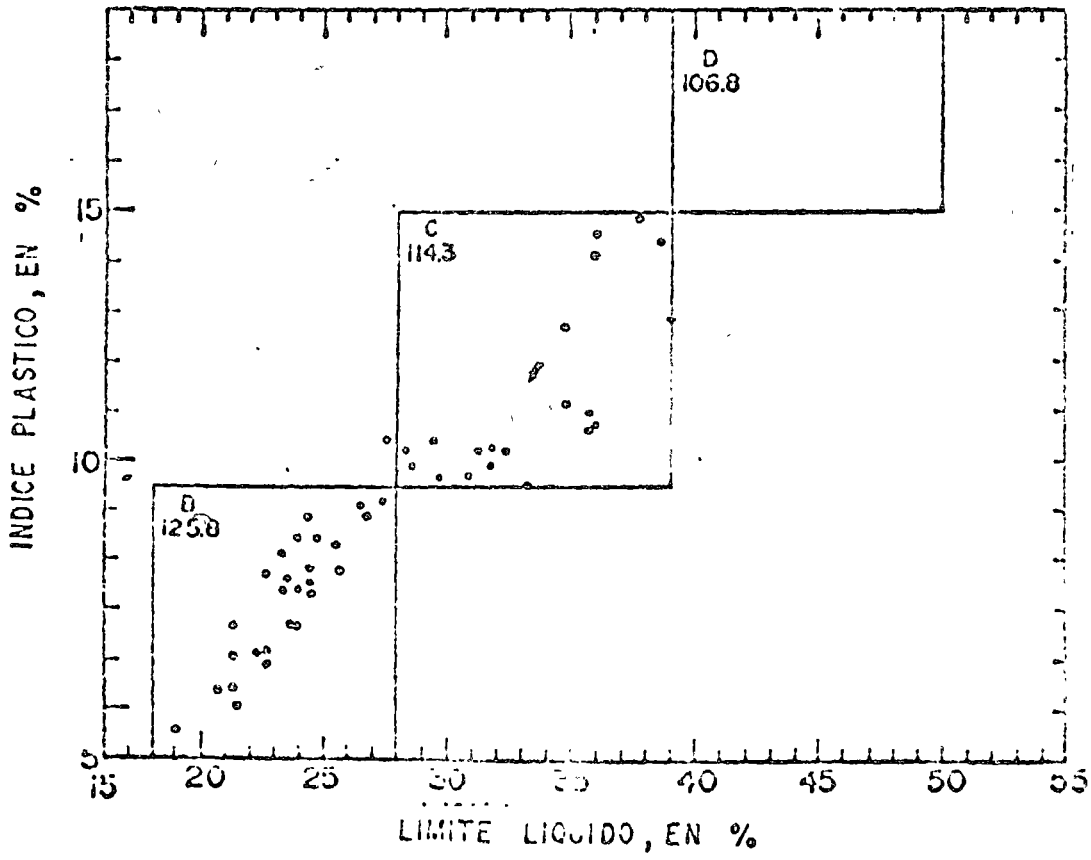

PESO VOLUMETRICO EN LBS/PIES
HUMEDAD, EN %
130
128
126
124
122
120
118
116
114
112
110
9
10
11
12
13
14
15
16
27
11
25
42
41
24
7
19
3
40

FIG. [illegible].


INDICE PLASTICO, EN %
LIMITE LIQUIDO, EN %
D
106.8
C
114.3
B
125.8
15
10
5
15
20
25
30
35
40
45
50
55

los suelos representados por las diferentes curvas. La forma de trabajar estas curvas es la siguiente:

1. Se obtiene el juego de curvas de calibración, Figura V.9, mediante el empleo del equipo estandarizado de laboratorio.

2. Para efectuar el control es necesario contar en el lugar, con el mismo equipo empleado en el laboratorio.

3. Se hace una cala y se determina el peso volumétrico humedo en el lugar y en forma simultánea, se determina la humedad en una pequeña muestra.

4. Sin que el suelo haya perdido humedad, se le compacta en el equipo estándard obteniendo el peso volumétrico húmedo de el suelo compactado en el molde. Este peso volumétrico y la humedad correspondiente se ubican en la figura que contiene las curvas de calibración. (Figura V.9, en este caso).

5. Por el punto localizado en la gráfica de calibración se traza una curva de interpolación como la mostrada en la figura V.9. Se determina el peso volumétrico seco máximo para esta curva, el cual se compara con el peso volumétrico obtenido en el lugar, para determinar así el porcentaje de compactación.

Supongamos por ejemplo, que al efectuar el control de la compactación se empleó el método AASHO estándard y que en una cala efectuada, el peso volumétrico húmedo en el lugar resultó ser de:

$$1.8 \ \frac{lbs}{pie^3}$$

La humedad resultó

$$\omega = 13\%$$

El suelo compactado en el lugar pero con el equipo y método AASHO resultó con un peso volumétrico húmedo de:

$$\gamma_2 = 123 \ lbs \ / \ pie^3$$

El peso volumétrico seco correspondiente será:

$$\gamma_2' = \frac{\gamma_2}{1+\omega} = \frac{123}{0.13} = \frac{123}{1.13} \ \frac{lbs}{pie^3}$$

En la misma forma, el peso volumétrico seco, del material compactado extraido de la cala resultó ser:

$$\gamma_1' = \frac{\gamma_1}{1+\omega} = \frac{118}{1.13} = 104 \ \frac{lbs}{pie^3}$$

Se ubica al punto correspondiente a las coordenadas $\gamma_1 = 104$ y $\omega = 13\%$, dentro de la gráfica de calibración (figura V.9) y por este punto se traza una curva de interpolación. Esta curva de interpolación manifestará un peso volumétrico seco máximo de

$$\gamma_{máx} = 111 \ lbs/pie^3$$

y una humedad óptima de 16% aproximadamente.

El porciento de compactación para el suelo en cuestión será entonces:

$$\% \text{ Comp.} = \frac{104}{111} \times 100 = 94\%$$

Nótese que si en forma arbitraria se hubiese hecho, para el control de la compactación una sola curva, por ejemplo la superior de la figura V.9, entonces el por ciento de compactación hubiera resultado ser de

$$\% \text{ Comp.} = \frac{104}{116} \times 100 = 90\%$$

valor más bajo que el obtenido tomando en cuenta a un grupo de curvas de calibración.

En la tecnología del control de la compactación existe un gran número de métodos con diferentes grados de sofistificación (ver la referencia 15) uno de ellos, el empleado en el Estado de Ohio (usa), es similar al descrito anteriormente, con la salvedad de que no es necesario determinar la humedad en el lugar, pero a cambio de ello se hace uso de una aguja de penetración tipo Proctor. Se determina el peso volumétrico húmedo tanto en el suelo compactado in-situ como en el molde de compactación. Se hace una prueba de penetración en el suelo cercano a la cala. Con el peso volumétrico húmedo obtenido con el equipo estándard en el lugar y con la resistencia a la penetración proctor, se localiza en la gráfica de calibración (ver figura V.10), a la humedad en la cual coinciden tanto la curva de peso volumétrico húmedo como la resistencia a la penetración. Por ejemplo, si se obtiene una resistencia a la penetración de 1000 lbs/pulg^2 y un peso volumétrico húmedo de 115 lbs/pie^3 entonces se podrá observar que para la humedad de 20% coinciden las curvas "S" en la figura V.10.

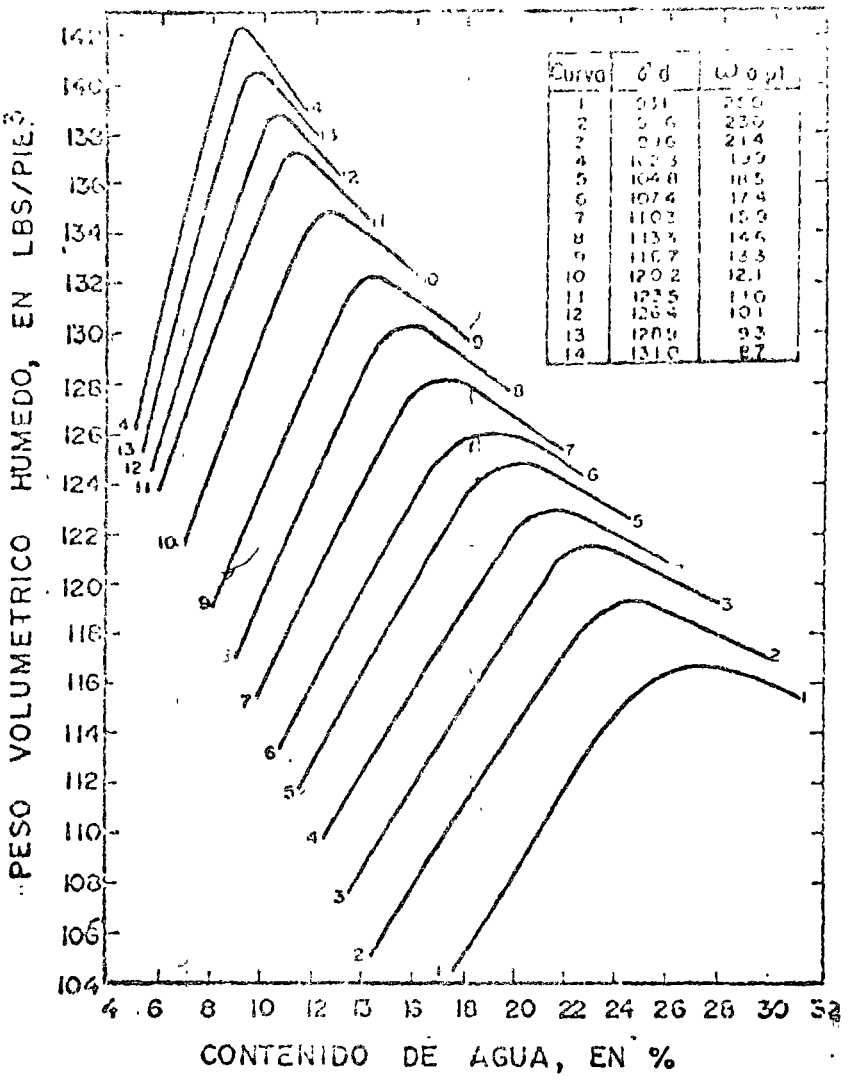

PESO VOLUMETRICO HUMEDO, EN LBS/PIE³
CONTENIDO DE AGUA, EN %
Curva
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14

FIG. V. 8

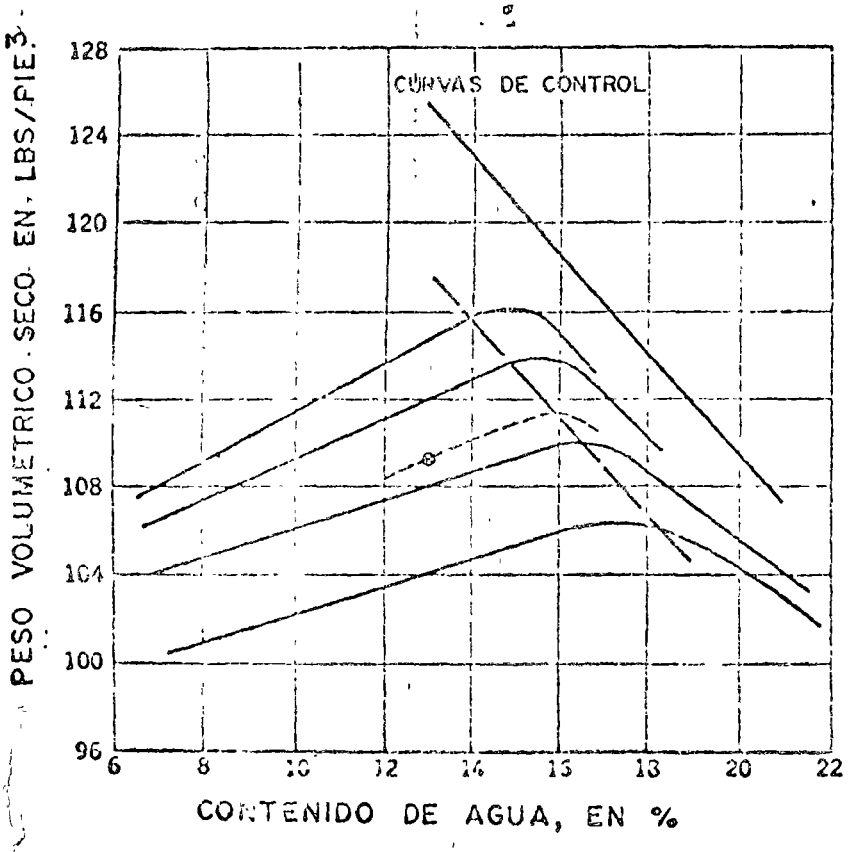

CURVAS DE CONTROL
PESO VOLUMETRICO SECO EN LBS/PIE³
CONTENIDO DE AGUA, EN %

FIG. V. 9

La humedad de 20% sería la humedad que tendría el material. Con esta humedad se puede determinar el peso seco en el lugar el cual se compararía con el peso seco máximo dado por el cuadro ubicado en la parte superior derecha de la referida figura, en el que se puede observar que la humedad óptima para el suelo correspondiente a la curva "S" es de 22.7% lo que significaría que el suelo correspondiente al ejemplo visto tiene una humedad (20%) menor a la óptima.

Los métodos vistos aunque requieran de considerable trabajo adicional de laboratorio presentan la gran ventaja de que se toma en cuenta a la variación propia de los suelos finos.

E. Control de la Compactación En Suelos Gruesos.

En el caso de los suelos gruesos se ha visto la gran influencia que tienen los finos, incluidos en el suelo, sobre su comportamiento. Pensando en ello Yoder propone lo siguiente:

1. Tomar un número suficiente de muestras del banco o formación que represente al material en estudio.

2. Con el empleo de la malla No. 4 (podría emplearse alguna otra siempre que ello fuera práctico), se separa al material fino del grueso, es decir que se separa al material retenido y que pasa la referida malla.

3. Se efectúa la prueba de compactación que se especificará para el control de la compactación (Proctor estándard, Proctor SOP, AASHO, etc.,) en una muestra tomada del material en la malla No. 4.

4. Se determinan las características de resistencia deseada en el suelo compactado.

5. Se mezcla 90% del material retenido en la malla No. 4 con 10% del material que pasa dicha malla.

6. A esta mezcla se le efectúan las mismas pruebas referidas en los párrafos 3 y 4 anteriores.

7. Se repite el procedimiento utilizando diferentes proporcionamientos, de tal manera que se obtenga una curva de calibración que nos indique la variación en el peso volumétrico contra la variación en el contenido de finos. En la fi-

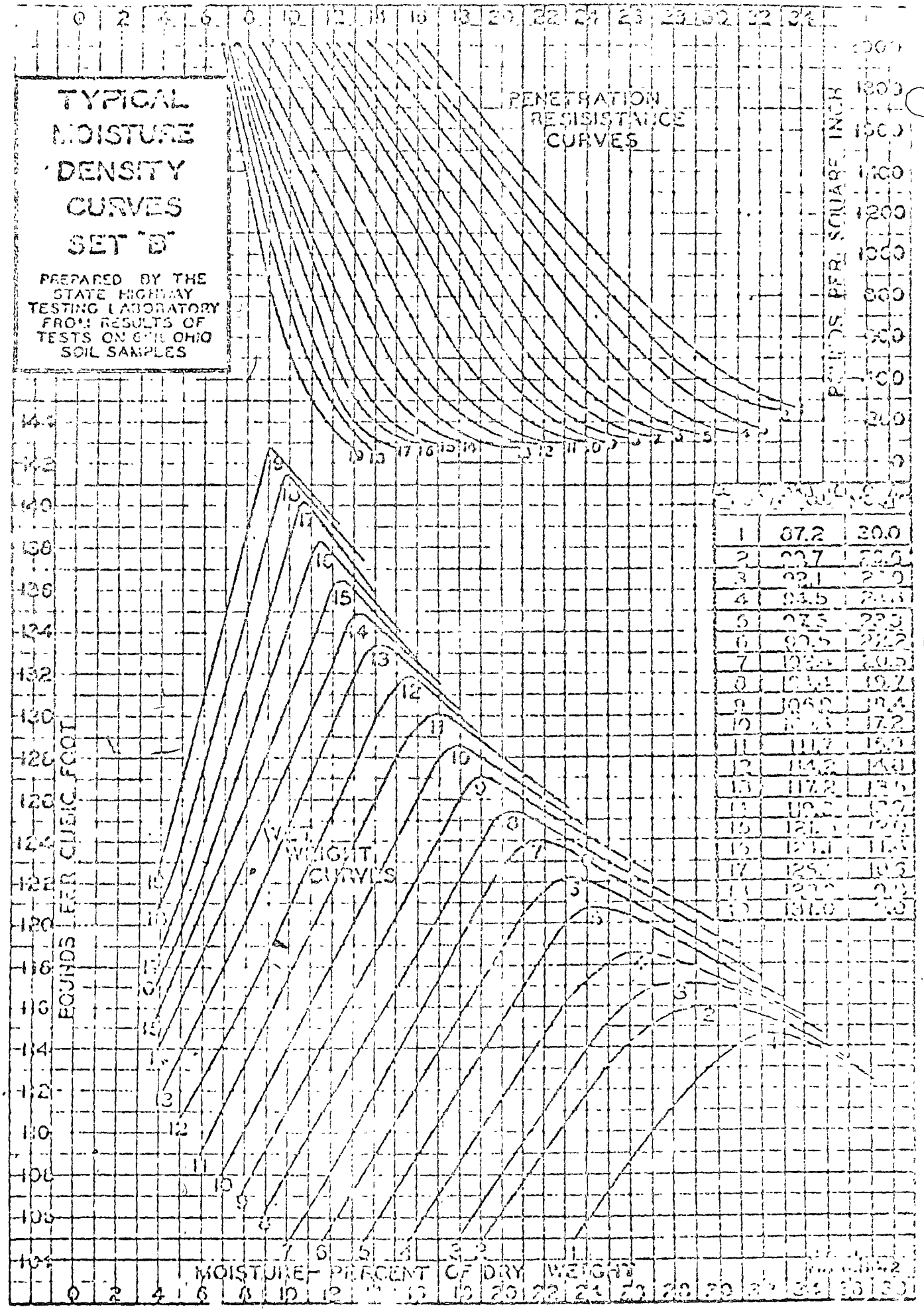

TYPICAL MOISTURE DENSITY CURVES SET "B"
PREPARED BY THE STATE HIGHWAY TESTING LABORATORY FROM RESULTS OF TESTS ON OHIO SOIL SAMPLES
PENETRATION RESISISTANCE CURVES
POUNDS PER SQUARE INCH
WET WEIGHT CURVES
POUNDS PER CUBIC FOOT
MOISTURE PERCENT OF DRY WEIGHT

FIGURA V 10

gura V.11 se muestra una curva de calibración. Es conveniente que se elabore también, una curva que represente a la variación en la resistencia contra la variación en el contenido de finos.

En la figura V.12, se muestran las curvas obtenidas para los materiales de 5 bancos. Contando con las curvas de calibración podría procederse al control de la compactación en el campo, en la forma siguiente:

Se efectúa una cala y se determina el peso volumétrico seco del suelo compactado en el lugar " γ_1 ". Se determina el porcentaje que pasa la malla No. 4 y con este dato se entra a la curva de calibración correspondiente y se obtiene el peso volumétrico máximo " γ_2 ". Se calcula el porcentaje de compactación con la fórmula:

$$\% \text{ Comp.} = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} 100$$

Se habrá notado que en este método no se toma en cuenta a la humedad de compactación lo que podría ocasionar problemas a medida que los finos sean más plásticos, o bien que se presenten efectos capilares. Sin embargo en una prueba efectuada con el método del cuerpo de ingenieros se obtuvo lo ilustrado en la figura V.12 en la que se puede notar que a medida que se tiene mayor peso volumétrico el valor de CBR es mayor y que las humedades en este caso no revisten la importancia que tienen en el caso de suelos finos, ~~ni~~ presentan una tendencia bien definida.

Debe hacerse también hincapié al hecho de si el material retenido en la malla No. 4 y el que pasa la malla No. 4 son de densidad muy diferentes, será necesario efectuar ajustes para lograr una buena representación en el método.

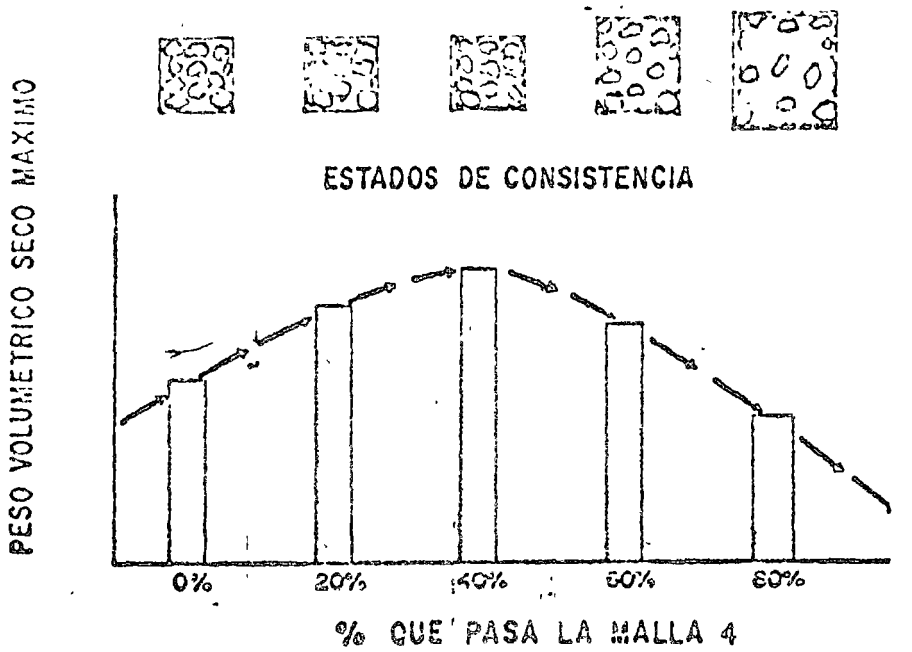
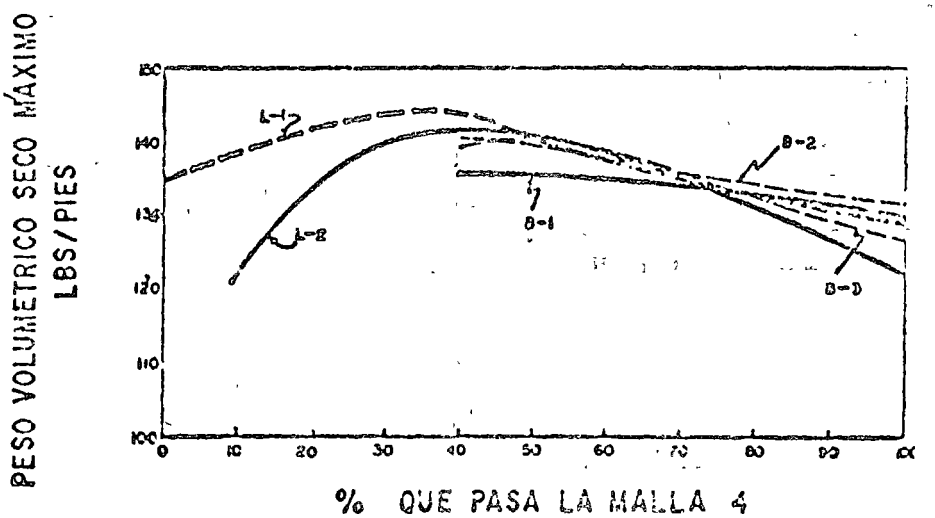


FIG. V. 11



CURVAS DE CONTROL PARA 5 BANCOS

FIG. V - 12

Bibliografía:

1. Especificaciones Generales de Construcción de la S.O.P. Parte Novena.

2. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. Ed. Limusa.

3. Texas Highway Department. Materials and Test Division. Test Method Tex-114-E. Austin Texas 1970.

4. Manual de Especificaciones ASTM. Parte II

5. Applied Clay Mineralogy. Ralph E. Grimm. Mc. Graw-Hill Book Co.

6. Fundamentals of Soil Behavior. James K. Mitchell. Ed Wiley

7. Soil Mechanics T. William Lambe, Robert T. Whitman. Ed Wiley

8. Seed, H.B., CK Chan, 1959. Structure and Strength Characteristics of compacted clays. J. Soil Mech Found. Div. ASCE Vol. 85, No. SM5.

9. Soils Manual. (Asphalt Institute) MS-10.

10. Dudley J.H. (1970) "Review of Collapsing Soils". Journal of the soil Mechanics and Foundations. División A.S.C.E. Vol. 96. No. SM3.

11. Principles of Pavement Design. E.J. Yoder, MW. Witczack. Ed. Wiley. 2a. Ed.

12. Faiz, A., Effect of Skip-Grading on Stability of Soil Aggregate Mixtures" Joint Highway Research Project Report 10, 1971.

13. Subgrades, Subbases and Shoulders for concrete Pavement. Portland Cement Association. 33 W. Grand Ave., Chicago 10, Ill.

14. Correlation of compaction and Classification Test Data. George W. Ring, III, and John R. Sallberg, Physical Research Division, and Webster H. Collins Development Division, Bureau of Public Roads.

15. Johnson A.W., Sallberg, J.R. Highway Research Board. Boletin 272. 1960.

METODOLOGIA DE ESTABILIZACION DE SUELOS

METODO DE LA FUERZA AEREA DE LOS

ESTADOS UNIDOS

PROPIEDADES A MEJORAR CON LA ESTABILIZACION.

- ESTABILIDAD VOLUMETRICA.
  1.- Expansiones.
  2.- Contracciones.

B.- RESISTENCIA.
  1.- Aumento
  2.- No modificación con la humedad:
    a) Mayor humedad
    b) Menor humedad
  3.- Resiliencia.
  4.- Sensitividad.

C.- PERMEABILIDAD.
  Presión de poro
  2.- Flujo.
  3.- Compactación
  4.- Productos hidrofobantes.

D.- DURABILIDAD
  1.- Desgaste, Disgregación, Erosión

E.- COMPRESIBILIDAD.
  1.- Compactación - niveles de esfuerzo pequeños
  2.- Compactación - niveles de esfuerzo grandes

TIPOS DE ESTABILIZACION

A.- COMPACTACION

1.- Rodillos pata de cabra, lisos, vibratorios.
2.- Placas vibratorias.
3.- Hincado y vibración de pilotes.
4.- Vibroflotación.

B.- DRENAJE

1.- Drenes verticales
2.- Precarga

C.- TEMPERATURA.

1.- Calentamiento
2.- Congelamiento

D.- ELECTROSMOSIS.

1.- Drenaje durante excavaciones.
2.- Consolidación.

E.- MODIFICACION DEL SUELO

1.- Granulometria
2.- Mezclas de Suelos

F.- ADICION DE AGENTES.

ELEMENTOS DE CLASIFICACION

A.- VISUAL Y MANUAL.

1.- Idea muy somera.

2.- Variabilidad de criterios.

B.- METODO DE CASAGRANDE.

1.- Basado en pruebas de laboratorio.

2.- Deficiencias.

a) Efectos de la vegetación.

b) Clima.

c) Geología.

d) Drenaje y Topografía

e) TIPO DE MINERALES.

f) Uniformidad del suelo (concreciones, grumos, etc...)

g) Permeabilidad

C.- METODO OBSERVACIONAL (EMERSON)

1.- Observaciones generales del lugar.

a) Perfil de suelos y colores.

b) Corrientes de agua y aguas estancadas.

c) Afloramientos.

2.- Textura y Consistencia del suelo.

3.- Prueba del grumo en agua destilada.

4.- P[illegible]

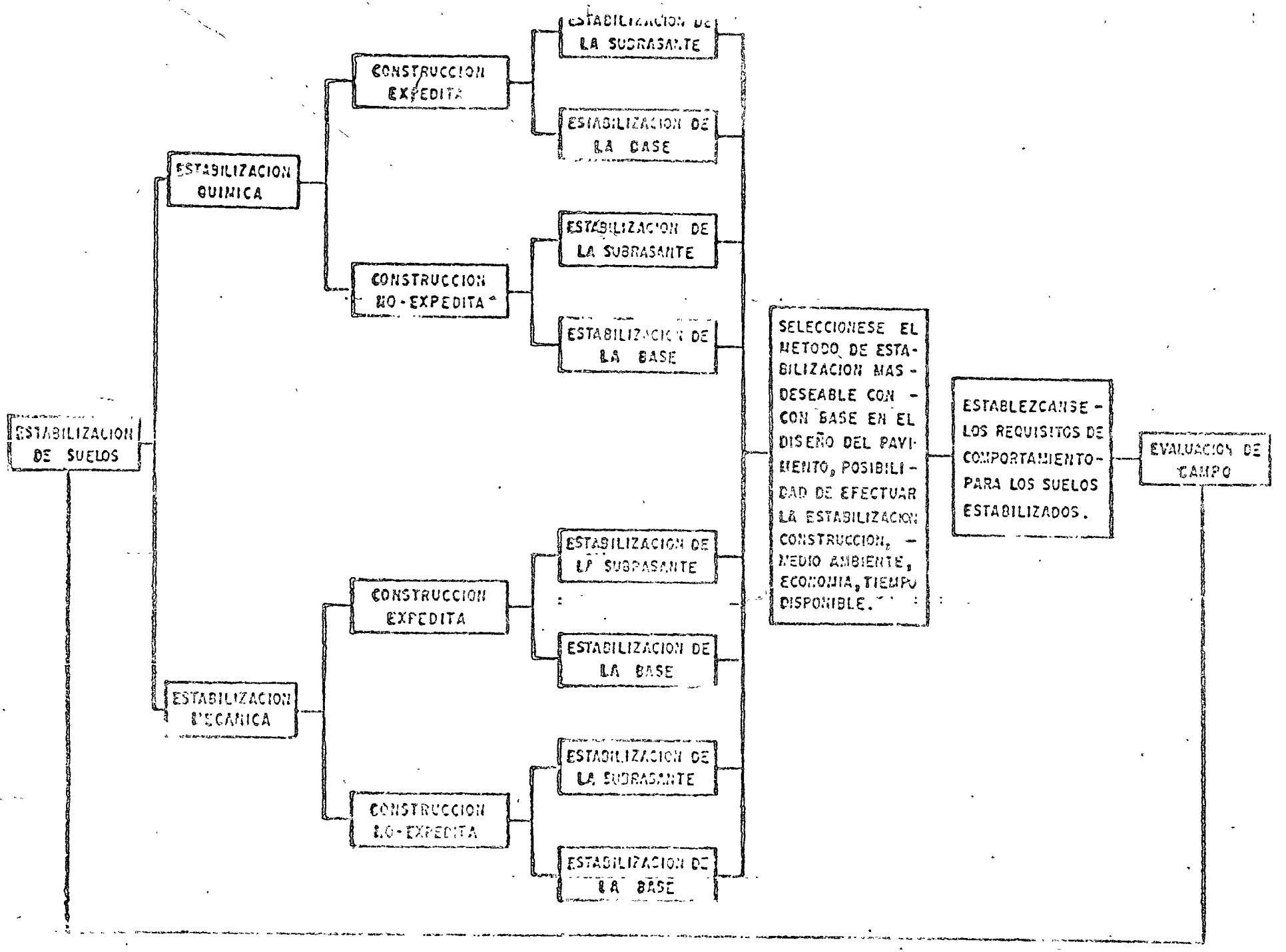


FIG. VI.1. Sistema índice de clasificación propuesto por la Fuerza Aérea U.S.A. en [illegible]

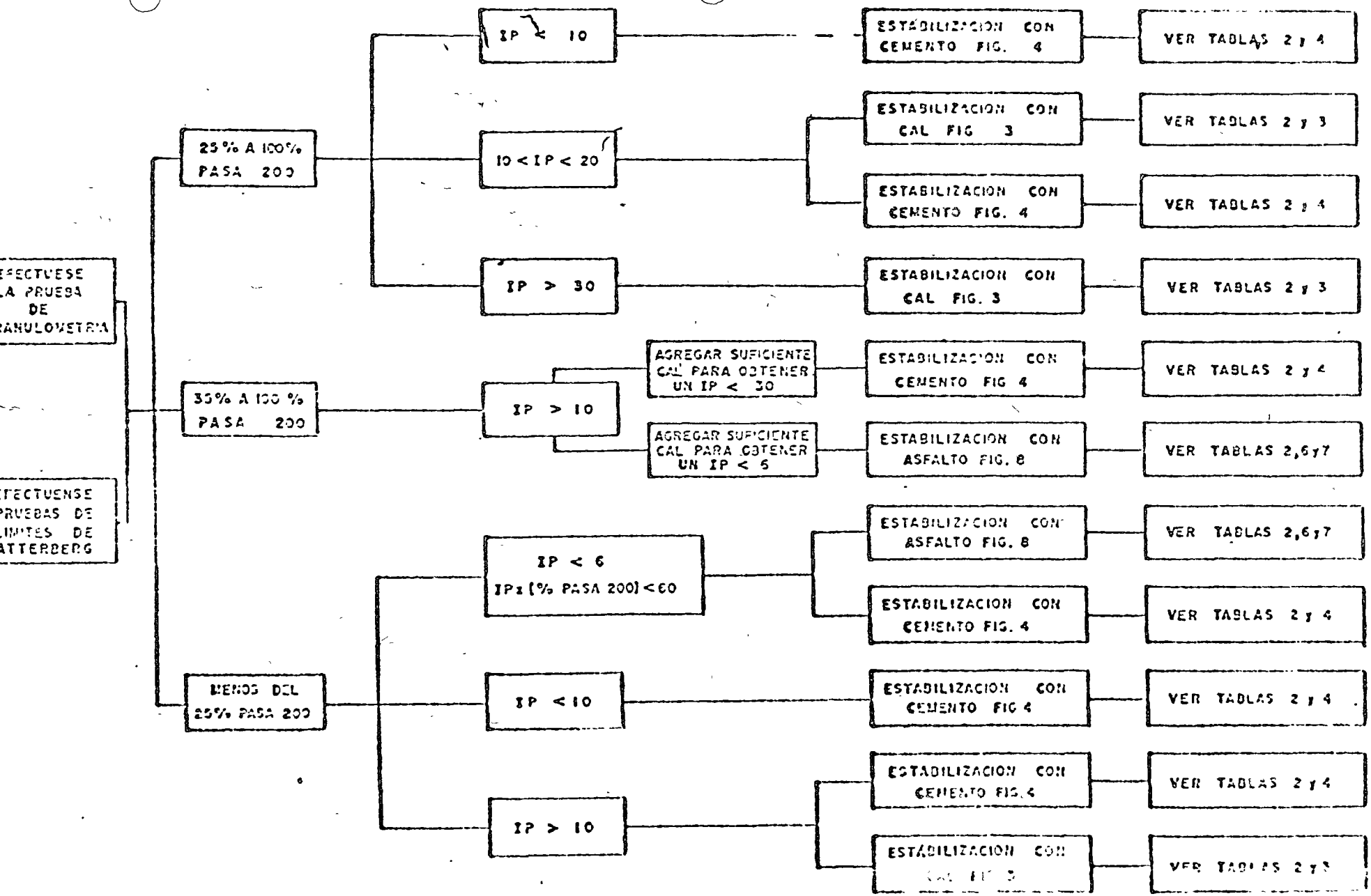


FIG. VI. 2: Selección del agente estabilizante para la construcción No Expansiva de bases (Fuerza Aérea U.S.A.).

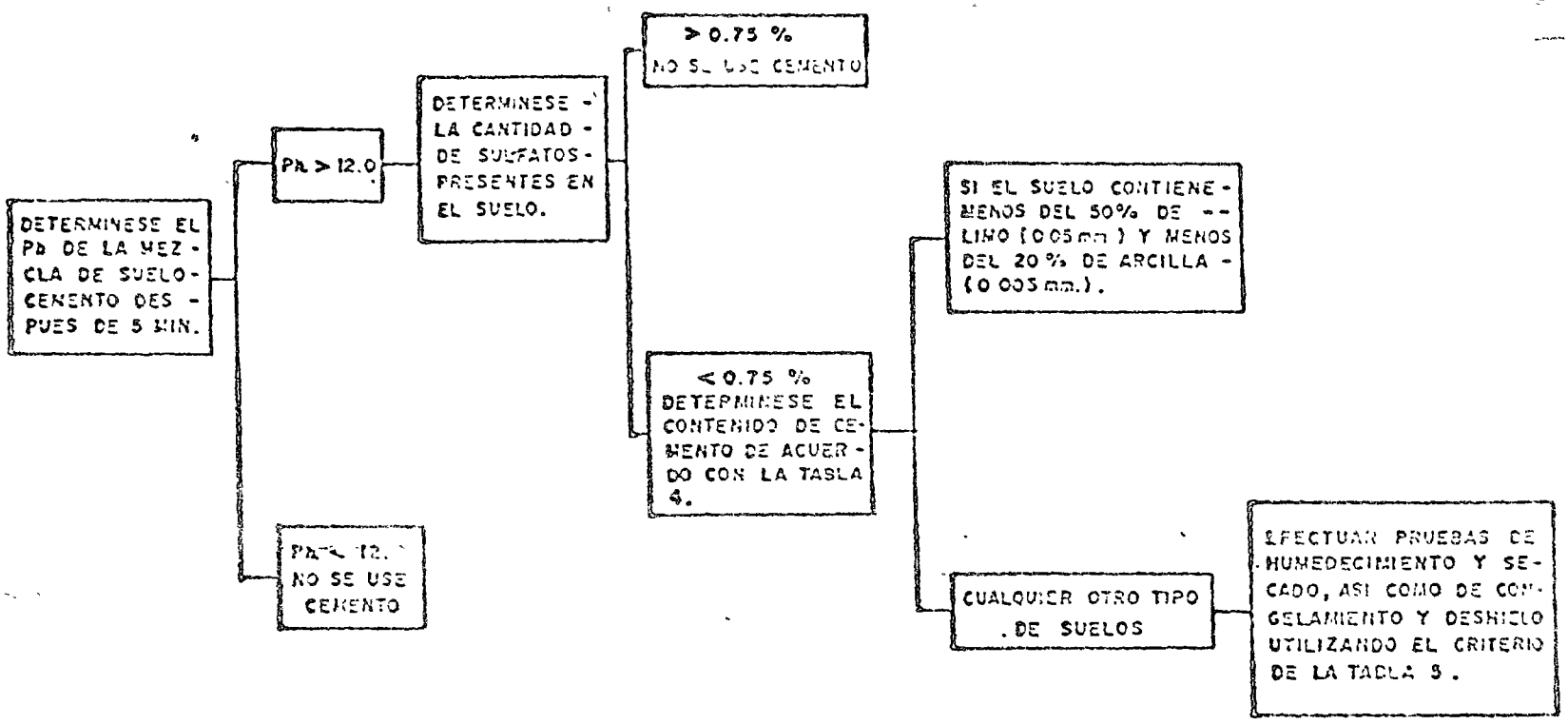


FIG. VI.4: Subsistema para la estabilización con cemento de la capa base (Fuerza Aerea U.S.A.).

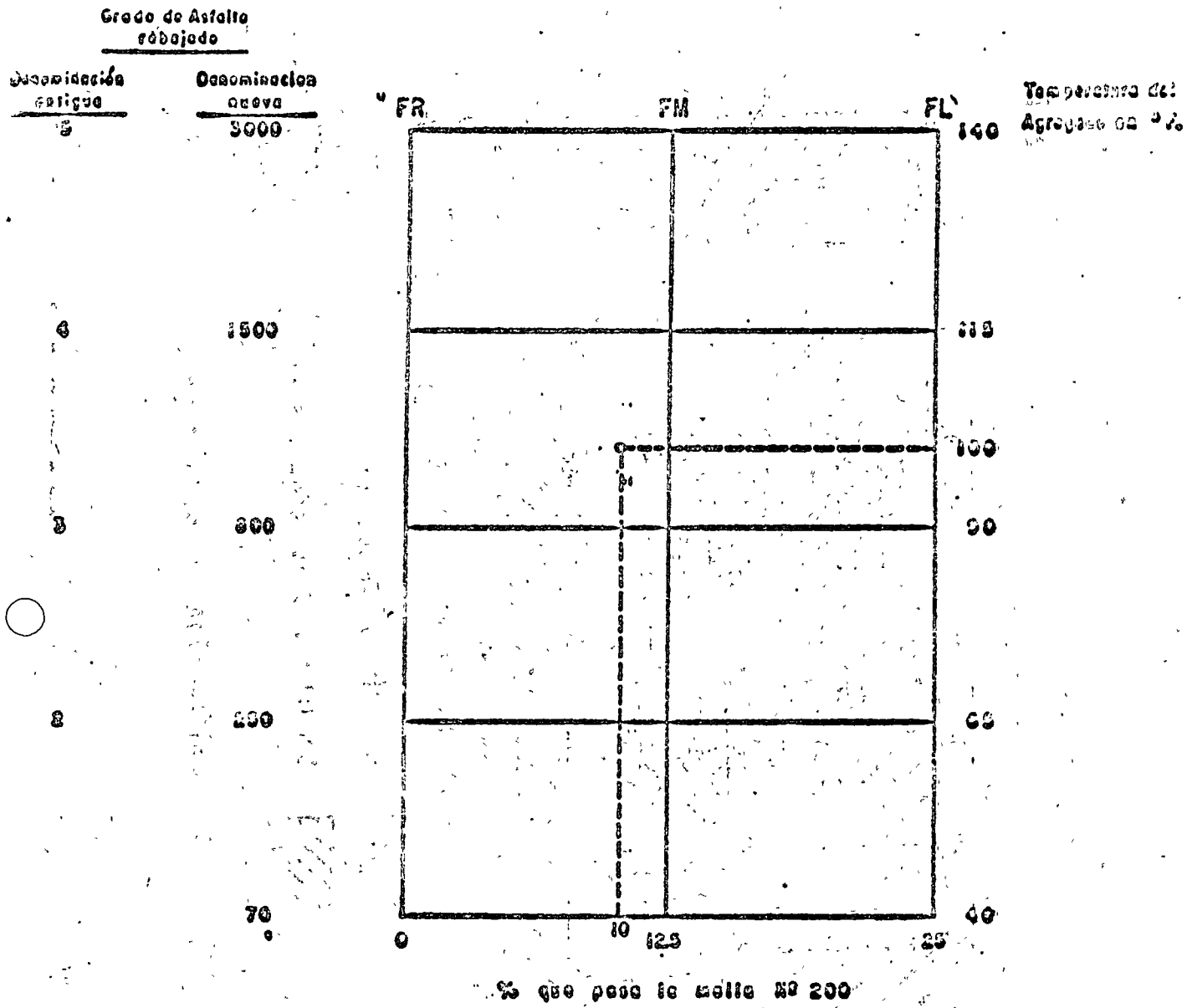


Figura VI5 Selección del tipo de asfalto rebajado para la estabilización.

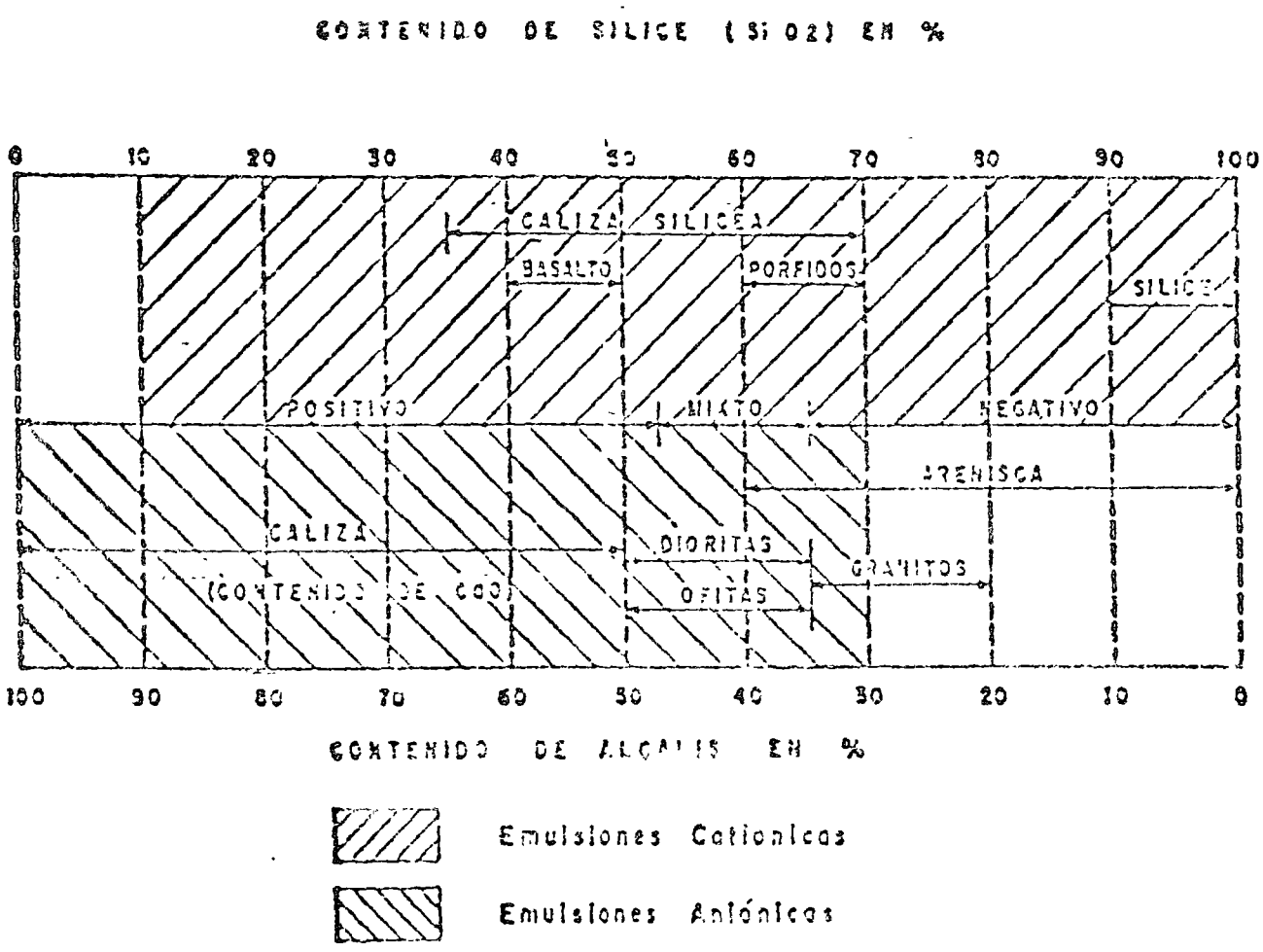


Figura VI.6.- Clasificación de los Agregados.

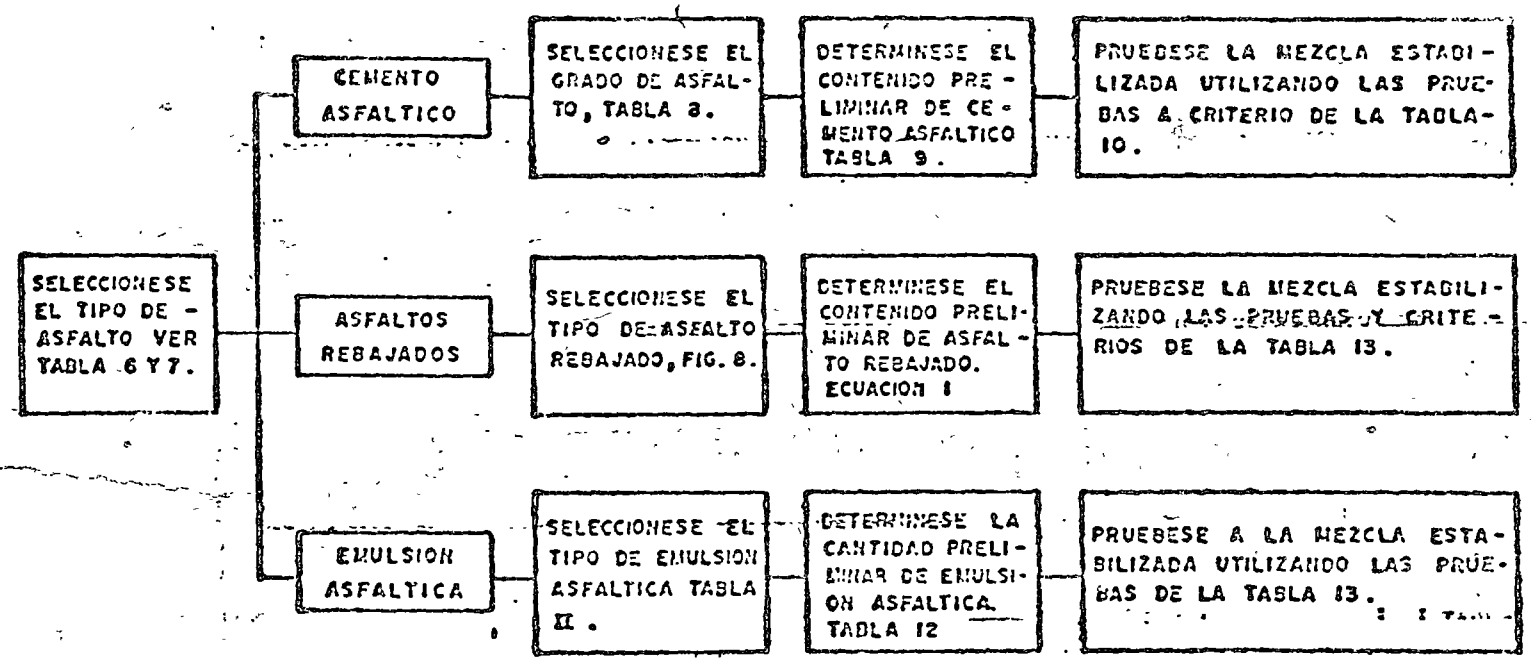


FIG. VI.7 Subsistema para la estabilización con productos asfálticos de la capa base (Fuerza Aerea U.S.A.).

TABLA VI.1

CRITERIOS PARA LA ESTABILIZACION CON PRODUCTOS ASFALTICOS.

AUTOR	% QUE PASA 200	I.P.	I.P.x(% QUE PASE 200)
Winterkorn	8 a 50	18	---
American Road Builders	0 a 35	10	---
Herrin	0 a 30	10	---
Asphalt Institute	3 a 15	6	60
Chevron Asphalt Co.	0 a 25	No plástico	72
Douglas Oil Company	0 a 30	7	---

TABLA VI.2

PRECAUCIONES RESPECTO A LA CONSTRUCCION Y EL MEDIO AMBIENTE

ESTABILIZACION	FACTOR	PRECAUCIONES
Cal	Medio Ambiente	Si la temperatura del suelo es menor de 40°F y no se espera que se incremente dentro de un mes, las reacciones químicas no ocurrirán rápidamente, y por consiguiente, la ganancia en resistencia será mínima. Deberá programarse a la mezcla de suelo cal para soportar ciclos de congelamiento y deshielo.
	Construcción	No deberá permitirse el paso de vehículos pesados sobre el suelo estabilizado antes de 10 a 14 días a partir de la construcción del suelo cal.
Cemento	Medio Ambiente	Si la temperatura del suelo es menor de 40°F y no se espera que se incremente en un mes, las reacciones químicas no ocurrirán rápidamente, y por consiguiente, la ganancia en resistencia será mínima. Deberá programarse a la mezcla para que la ganancia en durabilidad garantice que tolerará los ciclos esperados de congelamiento y deshielo. Evítese la construcción en períodos de lluvia intensa.
	Construcción	No deberá permitirse el paso de vehículos pesados sobre la mezcla de suelo estabilizado antes de 7 a 10 días a partir de la construcción del suelo cemento.
Productos Asfálticos	Medio Ambiente	Cuando se utilicen cementos asfálticos, la construcción deberá llevarse a cabo, solo cuando se pueda lograr la compactación adecuada. Si se colocan capas delgadas la temperatura deberá ser, en el medio, superior a 40°F.

Cuando se utilicen rebajados y emulsiones, las temperaturas en el medio y en la superficie a cubrir deberán ser superiores a la de congelamiento.
Los productos asfálticos deberán cubrir perfectamente a las partículas antes de la compactación.

Construcción Con los cementos asfálticos se deben emplear plantas centrales. Deben preferirse tiempos calurosos para la construcción de todo tipo de estabilizaciones asfálticas.

TABLA 3

REQUISITOS TENTATIVOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION PARA MEZCLAS DE SUELO CAL

USO ANTICIPADO	RESISTENCIA RESIDUAL NECESARIA (psi) (b)	REQUISITOS DE RESISTENCIA PARA VARIAS CONDICIONES ANTICIPADAS DE SERVICIO (a) (psi)			
		8 DIAS SATURACION	CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO (c)		
			3 CICLOS	7 CICLOS	10 CICLOS
SUBRASANTE	20	50	50	90	120
SUBBASE					
Pav. Rig.	20	50	50	90 50 (d)	120
Pav. Flex.					
(e) 10" (Base + Carp)	30	60	60	100 60 (d)	130
8" (Base+Carp)	40	70	70	110 75 (d)	140
5" (Base+Carp)	60	90	90	130 100 (d)	160
BASE	100 (f)	130	130	170 150 (d)	200

(a) Resistencia requerida después del curado de campo (después de la construcción) para proveer la resistencia residual adecuada.

(b) Resistencia mínima esperada después del primer ciclo de invierno.

(c) Número de ciclos de congelamiento y deshielo esperados durante el primer invierno, en servicio.

(d) Las pérdidas de resistencia por el congelamiento y deshielo, basadas en 10 ciclos, excepto para los valores a 7 ciclos basados en ecuaciones de regresión establecidas.

(e) Espesor total de pavimento que sobreyace a la subbase; los requisitos se basan en las distribuciones de Boussinesq; se aplica a los pavimentos rígidos si se utilizan materiales cementados como base.

(f) Debería considerarse a la resistencia a la flexión en el diseño de espesores.

TABLA 4

CANTIDADES DE CEMENTO PARA VARIOS SUELOS

CLASIFICACION AASHO	CLASIFICACION SUCS (a)	RANGO USUAL EN EL CONTENIDO DE CEMENTO (b)		CONTENIDO DE CEMENTO, ESTIMADO PARA LA PRUEBA DE PESO VOL - HUM (% EN PESO)	CONTENIDO DE CEMENTO PARA LAS PRUEBAS DE HUMED.-SECADO Y CONGELADO DESHIELO (% EN PESO)
		%EN VOL	%EN PESO		
A-1-a	GW, GP, GM, GW SP, SM	5 a 7	3 a 5	5	3 a 5 a 7
A 1-b	GM, GP, SM, SP	7 a 9	5 a 8	6	4 a 6 a 8
A - 2	GM, GC, SM, SC	7 a 10	5 a 9	7	5 a 7 a 9
A - 3	SP	8 a 12	7 a 11	9	7 a 9 a 11
A - 4	CL, ML	8 a 12	7 a 12	10	8 a 10 a 12
A - 5	ML, MH, OH	8 a 12	8 a 13	10	8 a 10 a 12
A - 6	CL, CH	10 a 14	9 a 15	12	10 a 12 a 14
A - 7	OH, MH, CH	10 a 14	10 a 16	13	11 a 13 a 15

(a) Con base en las recomendaciones de la FUERZA AEREA U.S.A.

(b) Para la mayoría de los suelos del Horizonte A el contenido de cemento debería incrementarse en 4% si el suelo es de gris a gris oscuro y - 6% si es negro.

VI.5

TABLA 5

CRITERIO DEL PCA. PARA MEZCLAS DE SUELO CEMENTO USADAS EN CAPAS DE BASE

CLASIFICACION AASHO	CLASIFICACION SUCS (a)	PERDIDA EN PESO DURANTE 12 CICLOS CONSECUTIVOS DE HUMEDECIMIENTO Y SECADO O DE CONGELAMIENTO Y DES-- HIELO. (PORCENTAJE)
A - 1	GW, GP, GM, SW SP, SM	≤ 14
A-2-4, A-2-5	GM, GC, SM, SC	≤ 14
A - 3	SP	≤ 14
A-2-6, A-2-7	GM, GC, SM, SC	≤ 10
A - 4	CL, ML	≤ 10
A - 5	ML, MH, OH	≤ 10
A - 6	CL, CH	≤ 7
A - 7	OH, MH, CH	≤ 7

(a) Basado en la correlación presentada por la FUERZA AEREA U.S.A.

VI.6

TABLA 6

SELECCION DEL TIPO ADECUADO DE ASFALTO CON FINES DE ESTABILIZACION

MEZCLA	ARENA-ASFALTO	SUELO-ASFALTO	ASFALTO CON GRAVA TRITURADA O GRAVA-ARENA-ASFALTO.
Caliente	Cementos Asfálticos 60 a 70 clima caliente. 85 a 100 120 a 150 clima frio		Cementos asfálticos 45 a 50 clima caliente 60 a 70 85 a 100 clima frio
Fría	Asfaltos Rebajados (Ver figura 5)	Asfaltos Rebajados (Ver figura 5)	Asfaltos Rebajados (Ver figura 5)
Emulsiones	Emulsiones (Ver tabla 11) (Ver figura 6 y 7) para selecoionar el tipo de Emulsión)	Emulsiones (Ver tabla 11) (Verfigura 6y7) para seleccionar el tipo de Emulsión	Emulsiones (Ver tabla 11) (Ver figura 6 y 7) para determinar el tipo de Emulsión)

VI.7

TABLA 7

PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS MATERIALES ADECUADOS PARA LA ESTABILIZACION CON ASFALTO.

PROPIEDAD	ARENA-ASFALTO		SUELO-ASFALTO	GRAVA-ARENA-ASFALTO
Granulometría (%que pasa)				
11/2"				100
1.0"	100			
3/4"				60 a 100
Nº 4	50 a 100		50 a 100	35 a 100
Nº 10	40 a 100			
Nº 40			35 a 100	13 a 50
Nº 100				8 a 35
Nº 200	5 a 12	Buena	3 a 20	
		Regular	0 a 30 y 20 a 30	0 a 12
		Malo	>30	
Límite líquido		Bueno	<20	
		Regular	20 a 30	
		Malo	30 a 40	
		Inadecuado	>40	
Indice plástico	10	Bueno	<5	
		Regular	5 a 9	
		Malo	9 a 12	<10
		Inadecuado	>12	

VI.8

TABLA 8

DETERMINACION DEL GRADO DE CEMENTO ASFALTICO PARA LA ESTABILIZACION DE BASES.

INDICE DE TEMPERATURA DEL PAVIMENTO (a)	GRADO DEL ASFALTO (PENETRACION EN 0.1 mm)
Negativo	100 a 120
0 a 40	85 a 100
40 a 100	60 a 70
100 o más	40 a 50

(a) La suma para el período de un año, de los incrementos superiores a 75°F de los promedios mensuales de las temperaturas máximas diarias. Cuando se cuenta con 10 o más años de registro debería utilizarse el promedio de las temperaturas máximas diarias durante el período de registro. Cuando el registro corresponda a menos de 10 años, deberían utilizarse los datos del año más caluroso. Cuando en ningún mes se excede a 75°F, resulta el índice negativo. Los indices negativos se evaluan, simplemente substrayendo de 75°F, el mayor promedio mensual.

VI.9

TABLA 9

SELECCION DE CONTENIDOS DE ASFALTO PRELIMINARES PARA LA CONSTRUCCION DE CAPAS DE BASE

FORMA DEL AGREGADO Y TEXTURA SUPERFICIAL.	PORCENTAJE DE ASFALTO CON RESPECTO AL PESO SECO DEL AGREGADO
Redondeado y liso	4
Angular y rugoso	6
Intermedio	5

TABLA 10

CRITERIO DEL METODO DE MARSHALL PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO DE ASFALTO

PROPIEDAD	TIPO DE MEZCLA	PUNTO EN LA CURVA p=100psi(a)	PUNTO EN LA CURVA p=200psi(a)	CRITERIO p=100psi(a)	CRITERIO p=200psi(a)
Estabilidad	Carpeta de Concreto asfáltico	Máx. de la curva	Máx.de la curva	500 lbs o mayor	1800 lbs o mayor
	Base negra	Máx. de la curva (b)	Máx.de la curba (b)	500 lbs. o mayor	1800 lbs o mayor
	Arena-Asfalto	Máx. de la curva	-----	500 lbs o mayor	
Peso Unitario	Carpeta de Concreto asfáltico	Máx. de la curva	Máx.de la curva	No se usa	No se usa
	Base negra	No se usa	No se usa	No se usa	No se usa
	Arena Asfalto	Máx. de la curva	-----	No se usa	No se usa
Flujo	Carpeta de Concreto asfáltico	No se usa	No se usa	20 o menos	16 o menos
	Base negra	No se usa	No se usa	20 o menos	16 o menos
	Arena-Asfalto	No se usa	No se usa	20 o menos	16 o menos
% de vacíos en la mezcla total.	Carpeta de Concreto asfáltico	4 (3)	4 (3)	3a5 (2a4)	3a5 (2a4)
	Base negra	5 (4)	6 (5)	4a6 (3a5)	5a7 (4a6)
	Arena-asfalto	6 (5)	- (-)	5a7 (4a6)	- (---)
% de vacíos llenos con asfalto	Carpeta de Concreto asfáltico	80 (85)	75 (80)	75a85(80a90)	70a80(75a85)
	Base negra	70 (75)	60(65)(b)	65a75(70a80)	70a80(55a75)
	Arena-asfalto	70 (75)	--(---)	65a75(70a80)	--(---)

(a) Los datos en paréntesis se deberán usar para el peso específico volumétrico (absorción de agua mayor de 2.5%).

(b) Si en promedio la inclusión de contenidos de asfalto para estos puntos caen fuera de especificaciones el contenido de asfalto debería ajustarse para que los vacíos en la mezcla total queden dentro de especificaciones.

ECUACION 1

$p = 0.02\ (a) + 0.07\ (b) + 0.15\ (c) + 0.20\ (d)$; en dondo:

p= porcentaje de producto asfáltico con respecto al peso seco del agregado.
a= porcentaje del agregado retenido en la malla nº 50
b= porcentaje del agregado retenido en la malla nº 100 y pasa la 50.
c= porcentaje del agregado retenido en la malla nº 200 y pasa la 100.
d= porcentaje del agregado que pasa la malla nº 200.

VI.11

TABLA 11

SELECCION DEL TIPO DE EMULSION ASFALTICA PARA ESTABILIZACIONES

PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA Nº200	CONTENIDO DE AGUA EN EL SUELO HUMEDO (5% o más)	SECO (0 a 5%)
0 a 5	SS-1h (o SS-KH)	SM-K (o SS-1h) (a)
5 a 15	SS-1,SS-1h (o SS-K,SS-KH)	SM-K (o SS-1h,SS-1) (a)
15 a 25	SS-1, (o SS-K)	SM-K

NOTA: Determínese en las figuras 6 y 7 si se utiliza una emulsión aniónica o catiónica.

(a) Deberá humedecerse previamente al suelo con agua antes de utilizar estos tipos de emulsiones asfálticas.

VI.12

TABLA 12

CONTENIDOS DE EMULSION ASFALTICA

% QUE PASA LA MALLA 200	% DE EMULSION ASFALTICA CUANDO EL PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA Nº 10 ES:					
	50 o menos	6 0	7 0	8 0	9 0	100
0	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2
2	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5
4	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7
6	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9
8	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2
10	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4
12	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4	8.6
14	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4
16	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2
18	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9
20	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7
22	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5
24	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2
25	6.2	6.4	6.6	6.9	7.1	7.3

VI.13

TABLA 13

CRITERIO DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS CON EL METODO DE MARSHALL PARA ASFALTOS LIQUIDOS.

PRUEBA DE MARSHALL	CRITERIO CON BASE EN UNA TEMPERATURA DE PRUEBA DE 77°F	
	MINIMO	MAXIMO
Estabilidad (lbs)	750	----
Flujo (0.01 pulgs)	7	16
Vacíos en la mezcla, (%)	3	5

APENDICE A.

METODO DE PRUEBA DEL CUERPO DE INGENIEROS

108-14.5 En este inciso se describe la prueba de valor relativo de soporte, en especímenes compactados dinámicamente, basada generalmente en el método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

A) La prueba que se describe se efectúa a los suelos que se utilizan en la construcción de terracerías y consiste en emplear la fracción del suelo que pasa la malla de diecinueve punto cero (19.0) milímetros (3/4") para elaborar especímenes con diferentes porciones de la muestra de prueba, compactándolos mediante impactos, variando los contenidos de agua y la energía de compactación, con el objeto de cubrir los valores de peso específico y humedad que puedan presentarse en la obra. Dichos especímenes se someten a un período de saturación antes de efectuarles la determinación del valor relativo de soporte, obteniéndose como datos adicionales su expansión originada por la saturación. El resultado de estas determinaciones se utiliza tanto en el proyecto de espesores de pavimento como en la determinación de las condiciones de compactación más favorables, o bien, para el estudio de materiales que por sus características y condiciones de uso especiales, requieren ser estudiados con mayor detalle.

B) El equipo y materiales necesarios para efectuar esta prueba son los siguientes:
Molde cilíndrico de ciento cincuenta y dos punto cuatro (152.4) milímetros (6") de diámetro interior y ciento setenta y siete punto ocho (177.8) milímetros (7") de altura, provisto de un collarín o extensión de cincuenta punto ocho (50.8) milímetros (2") de longitud, una placa de base con perforaciones de uno punto cincuenta y nueve (1.59) milímetros (1/16") como máximo y una placa base sin perforaciones. Tanto las placas de base como el collarín deberán fabricarse de tal manera que puedan fijarse en cualquier extremo del molde. Figura Núm. 32

Base espaciadora metálica de ciento cincuenta punto ocho - (150.8) milímetros (5 15/16") de diámetro, por sesenta y - tres punto cinco (63.5) milímetros (2 1/2") de espesor.
Pisón de compactación del tipo de martillo deslizante, consistente en un (1) pie o base cilíndrica, de acero, de cincuenta punto ocho (50.8) milímetros (2") de diámetro; guía de acero de quince punto ocho (15.8) milímetros (5/8") de-diámetro, pesa deslizante y empuñadura del pisón. La forma del pie del pisón y del martillo deslizante, deberán ser - tales que permitan la aplicación de golpes en la superficie contigua a la pared interior del molde. La varilla deberá unirse al pie del pisón mediante un sistema amortiguador, de resorte, el peso máximo del pisón compactador será de siete punto noventa y tres (7.93) kilogramos (17.5 lbs.) y la altura libre de caída deberá ser de cuatrocientos cincuenta y siete punto dos (457.2) milímetros (18").
Malla de diécinueve punto cero (19.0) milímetros (3/4").
Malla de cuatro punto setenta y seis (4.76) milímetros -- (Núm. 4).
Dispositivo de medición de expansión que consiste en una - placa perforada con vástago ajustable, tripié y un extensómetro para medir la expansión del suelo con aproximación - de cero punto cero un (0.01) milímetros.
Una (1) placa anular y dos (2) circulares seccionadas, con un peso de dos punto doscientos sesenta y cinco (2.265) -- kilogramos (5 lbs) cada una, diámetro exterior de ciento - cuarenta y nueve punto dos (149.2) milímetros (5 7/8") y - diámetro interior de cincuenta y cuatro punto cero (54.0)- milímetros (2 1/8"). Estas placas se utilizarán como sobrecargas en la superficie del espécimen durante los períodos de saturación y penetración.
Cilindro de penetración con diámetro de cuarenta y nueve - punto cinco (49.5) milímetros (1.95") y lo suficientemente largo para pasar a través de las placas de sobrecarga y penetrar en el espécimen.

Dispositivo de aplicación de cargas, consistente en una máquina de pruebas, con marco adaptado para sujetar el cilindro de penetración y forzarlo a penetrar en el espécimen a una velocidad uniforme de uno punto tres (1.3) milímetros por minuto (0.05"/min).

Segueta de alambre.

Tanque de saturación.

Horno con control termostático para mantener una temperatura de ciento diez más menos cinco grados centígrados (110±5°C).

Cronómetro con aproximación de cero punto dos (0.2) segundos.

Papel filtro grueso.

Papel celofán.

C) La preparación de la muestra deberá efectuarse como se indica a continuación:

1) De una (1) muestra obtenida y preparada como se indica en las cláusulas 108-02 y 108-04, respectivamente, se toma por cuarteo una porción de cuarenta (40) kilogramos aproximadamente.

2) Se separa mediante cribado de la porción obtenida, el retenido en la malla 3/4" y se determina su peso, se desecha dicho retenido y se reemplaza con una fracción igual en peso, de material que pasa la malla 3/4" y se retiene en la Núm. 4; esta fracción se obtendrá por cribado del material restante de la muestra original.

3) Se divide por cuarteo en doce (12) o quince (15) partes iguales la porción de cuarenta (40) kilogramos en la cual se han sustituído las partículas retenidas en la malla 3/4", cada una de estas partes constituyen una muestra de prueba; con ellas se forman tres (3) grupos de cuatro (4) o cinco (5) muestras cada uno.

D) El procedimiento de prueba será el siguiente:

1) Se toma un primer grupo de muestras y se procede en éste como se indica a continuación:

a) Se ajusta la humedad en sus diferentes muestras de prueba en tal forma que sus contenidos de agua se incrementen de una a otra muestra en dos por ciento (2%) aproximadamente, con respecto al peso húmedo; para obtener esta relación de incrementos se adicionará agua, o disminuirá ésta mediante secado, pero no se harán estas dos (2) operaciones en una misma muestra y en ningún caso se secarán totalmente. Los porcentajes de humedad de prueba en este grupo de muestras deberán elegirse en tal forma que cuando menos dos (2) tengan humedad inferior a la óptima y dos (2) superior a ésta. La humedad óptima aproximada, será usualmente la humedad mínima para que el material presente una consistencia tal que al ser comprimido en la palma de la mano, no la humedezca y que a la vez, pueda formar grumos. Una vez adicionada la cantidad de agua requerida para cada muestra de prueba, se mezcla completamente y se cubre con una (1) lona para evitar pérdidas por evaporación. En el caso de suelos arcillosos será necesario dejar el material húmedo un cierto tiempo en reposo, cubierto con una lona, para facilitar que el agua se incorpore adecuadamente al material.

b) Se coloca el disco espaciador en el molde de compactación previamente armado y se pone una hoja de papel filtro en la parte superior del disco.

c) Se toma una de las muestras de prueba y se le determina su humedad w de acuerdo a lo indicado en la cláusula 108-05, anotando su valor en la hoja de registro; a continuación se divide la muestra en tres (3) partes aproximadamente iguales, se coloca una de ellas en el cilindro de prueba apoyado sobre la base de concreto y compacta con cincuenta y seis (56) golpes del pisón, utilizando la guía para mantener constante la altura de caída y para repartir uniformemente los golpes en la superficie de la capa. Se repite la operación con cada una de las

dos (2) porciones restantes, para formar el espécimen de prueba.

d) Terminada la compactación se quita el collarín y se verifica que el material que sobresale del molde tenga un -- promedio no mayor de uno punto cinco (1.5) centímetros,- de no ser así, la prueba deberá repetirse tomando una -- nueva muestra de material, corrigiendo el peso de la misma. Se enrasa el espécimen con la regla metálica depositando en una charola el material excedente.

e) A continuación se quita la placa de base y extrae el disco espaciador, se pesa el molde con el suelo compactado, anotando en la hoja de registro, su valor W_i en gramos, con aproximación de un gramo.

f) Se coloca el papel filtro en la placa de base, se invierte el cilindro con el espécimen de tal manera que su fondo sea ahora la parte superior y se reinserta en la placa de base; a continuación se coloca sobre el espécimen- un papel filtro, la placa perforada y las placas de carga necesarias para producir sobre el espécimen, una sobrecarga igual a la del pavimento más menos dos punto veintiseis (± 2.26) kilogramos de peso (5 libras) pero no -- menor de cuatro punto cincuenta y cuatro (4.54) kilogramos (10 libras); enseguida, se introduce al tanque de -- saturación el molde que contiene el espécimen, teniendo- cuidado de que este último quede cubierto con el agua, - con un tirante aproximado de dos (2) centímetros sobre el borde superior del molde.

g) Se repite en las muestras de prueba restantes, del grupo seleccionado, el procedimiento indicado en los sub-subpárrafos 1b) a 1f) anteriores.

h) A continuación se determina la expansión de cada espécimen, siguiendo el procedimiento indicado en el subpárrafo 108-14.2 D3).

i) Transcurrido el período de saturación de cada espécimen, se efectúa la penetración siguiendo el procedimiento descrito en los subpárrafos 108-14.2 D4) a 108-14.2 D6) - excepto que el período de escurrimiento de los especímenes deberá ser de quince (15) minutos.

j) Terminada la penetración de cada espécimen, se retira el molde del dispositivo de carga, se quitan las placas de carga, se desmonta la base, se saca el espécimen del molde y se le determina su humedad de acuerdo con lo indicado en la cláusula 108-05, anotando su valor en la hoja de registro.

2) Se les efectúa a los dos (2) grupos de muestras restantes - el procedimiento descrito en los subpárrafos 1a) a 1j) anteriores, excepto que los especímenes del segundo grupo se -- compactarán con veinteseis (26) golpes por capa, los del -- tercero con doce (12) golpes por capa.

3) En el caso de suelos francamente arenosos, solamente se utilizará un grupo de muestras de prueba y se elaborarán los - especímenes mediante compactación con cincuenta y seis (56) golpes, con humedades semejantes a las que se van a tener - en el campo, incluyendo dentro de este rango las humedades más altas que sea posible.

E) En esta prueba se calcula y se reporta lo siguiente:

1) Se calcula el peso específico húmedo y el peso específico - seco que tiene cada espécimen antes de su saturación y se - construye la gráfica peso específico seco-humedad, Figura - Núm. 77 7, siguiendo los pasos indicados en el párrafo 108-11.2 E). Se dibujará una curva para cada energía de compactación.

2) Se calcula el valor relativo de soporte de cada espécimen, - así como su expansión, siguiendo los pasos indicados en el - párrafo 108-14.2 F), y se construye la gráfica valor relativo de soporte-humedad, dibujando en un sistema de ejes coor

denados los puntos correspondientes a cada espécimen, tomando como ordenada el valor relativo de soporte y como abscisa la humedad de compactación respectiva. Se unen a continuación dichos puntos con una curva como las que se muestran en la Figura Núm. [illegible] . Se dibujará una curva para cada energía de compactación.

3) A partir de las curvas peso volumétrico seco-humedad, Figura Núm. 72 H, y de valor relativo de soporte-humedad, Figura Núm. [illegible], se trazan las curvas de valor relativo de soporte-peso específico seco, para diferentes humedades de compactación, Figura Núm. [illegible]; se dibujan los puntos correspondientes a una humedad determinada, ubicándolos con el valor relativo de soporte en el eje de las ordenadas y el peso específico seco respectivo en el eje de las abscisas; se unen dichos puntos y se dibuja la curva correspondiente a la humedad mencionada. En forma similar se dibujan otras curvas que cubran el rango de humedades que se tengan en la obra, o bien el que se requiera para fines de estudio.

4) Se reporta el peso específico seco, el por ciento de humedad después de la saturación y el por ciento de expansión de cada espécimen, acompañando al reporte con las gráficas, peso específico seco - humedad, valor relativo de soporte - humedad y valor relativo de soporte - peso específico seco.

F) La utilización de estas gráficas y valores, tienen diferentes aplicaciones, como puede ser la elección del valor relativo de soporte para un material determinado, el rango de pesos específicos y rango de humedades. Para lo anterior se procederá como se indica a continuación: la elección del valor relativo de soporte de diseño debe basarse en el peso específico y la humedad de compactación que anticipadamente puedan fijarse en el campo. Supóngase por ejemplo que se tiene un suelo arcilloso para el cual se han obtenido los resultados que se muestran en la Figura Núm. 73 , y que el contenido de agua que puede obtenerse en el campo varía entre trece y dieciseis por ciento

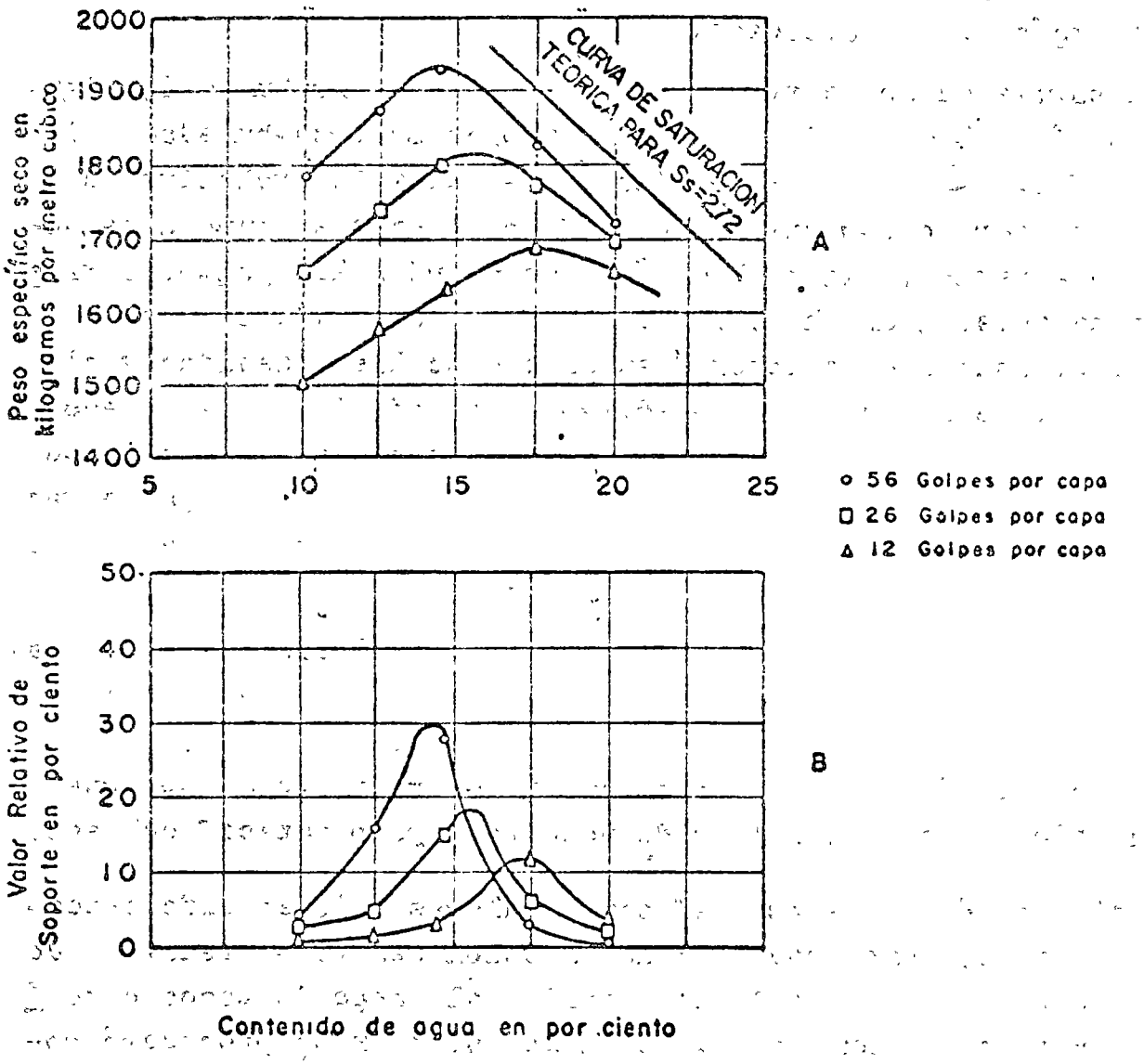


FIGURA NUM. 72 EJEMPLO DE CURVAS PESO ESPECIFICO SECO-HUMEDAD Y VALOR RELATIVO DE SOPORTE—HUMEDAD.

(13-16%), y que tiene pesos específicos secos que varían entre mil ochocientos veinte (1820) y mil novecientos (1900) kilogramos por metro cúbico. En este caso la Figura Núm. ?? , podría indicar que en la obra después que las condiciones de humedad se hayan regularizado se tendría una variación del valor relativo de soporte entre once por ciento (11%) para un peso específico de mil ochocientos veinte (1820) kilogramos por metro cúbico y trece por ciento (13%) de humedad, y veintiseis por ciento (26%) para un peso específico de mil novecientos (1900) kilogramos por metro cúbico y quince por ciento (15%) de humedad. Para estas condiciones el valor relativo de soporte de diseño que podría seleccionarse sería de doce por ciento (12%). Asímismo la Figura Núm. ?? , muestra que debe llevarse un control estricto de la humedad entre los límites establecidos (13 a 16%) debido a que los valores relativos de soporte se abaten notablemente si el contenido de agua durante la compactación se incrementa arriba de la variación establecida. En el ejemplo citado si el contenido de agua tiende a incrementarse uno por ciento (1%), es decir, aumenta a diecisiete por ciento (17%), la curva de la derecha indica que el valor relativo de soporte puede decrecer de veintiseis (26) a ocho (8).

Otro incremento de uno por ciento (1%) podría dar como resultado un valor relativo de soporte igual a tres (3). Así como se hizo esta gráfica se puede construir otra que relaciona la expansión, la humedad y la energía de compactación, estructurándola en forma similar a la de la Figura Núm. , dependiendo de la aplicación que se le quiera dar.

G) Al efectuarse esta prueba deben tenerse en cuenta las siguientes precauciones:

1) No emplear material que haya sido sometido a algún procedimiento de compactación de laboratorio.

2) Las capas que se compactan para elaborar el espécimen deberán ser prácticamente iguales, para asegurar la uniformidad en la compactación.

3) Que durante la compactación los golpes del pisón se repar-

tan uniformemente en toda la superficie, manteniendo la guía vertical, asegurándose que la caída del pisón sea libre y -- que la superficie de dicho pisón se mantenga limpia.

ASFALTOS, AGREGADOS Y MEZCLAS ASFALTICAS.

A.- Generalidades.

El petróleo crudo obtenido de pozos se separa en sus constituyentes o fracciones en una refinería mediante destilación. Posteriormente estos constituyentes se continuan refinando o procesando hasta que se obtengan productos que reunan ciertos requisitos especificados. Dependiendo del tipo de petróleo crudo que se procese podemos obtener en el proceso de destilación, asfalto, parafinas, aceites lubricantes, gasolina y kerosina. El asfalto en realidad se obtiene como un residuo de la destilación, debido a que no se evapora ni hierve durante el mencionado proceso de destilación.

Al asfalto se le conoce tambien como material bituminoso dado que contiene bitumen que es un hidrocarburo soluble en bisulfuro de carbono (CS_2). El asfalto contiene además de las moléculas de hidrocarburo algunos atomos, tales como los de oxígeno, nitrógeno y azufre. Es pegajoso, lo cual hace que se adiera a las partículas de agregado, es además impermeable y resistente a la mayoría de ácidos, álcalis y sales. Se dice que el asfalto es termoplástico porque se suaviza al ser calentado y endurece al enfriarse.

Las características enunciadas son las que hacen del asfalto un material tan útil en la pavimentación. En la naturaleza se encuentra el asfalto en estado natural, el cual, aunque tambien puede tener todas las características del asfalto obtenido de la refinación del petróleo crudo, presenta la desventaja de que no es uniforme y contiene cantidades variables de materia extraña.

El producto obtenido como residuo de la destilación del petróleo crudo, a que se ha hecho referencia, a la temperatura ambiente es un material semisólido, negro, pegajoso, altamente viscoso y se le conoce como Cemento Asfáltico. Este material puede reblandecerse para su manipulación durante las operaciónes de contrucción, tales como el bombeo a través de tubos y espreas, transporte y operaciones de mezclado con el agregado. Cuando las operaciones de construcción han terminado, el cemento asfáltico presenta una acci

Las mezclas asfálticas hechas con emulsiones asfálticas y algunos asfaltos rebajados pueden ser tendidas y compactadas estando todavía frías. Con el objeto de propiciar la evaporación del agua o de los solventes una vez que las mezclas han sido colocadas sobre el camino, se remueven de un lado a otro utilizando motoconformadoras antes de - tendidas y compactadas.

Los asfaltos rebajados y las emulsiones asfálticas por consiguiente, también se pueden utilizar en el caso de mezclas en el lugar, teniendo este procedimiento las siguientes ventajas.

1.- Utilización de los materiales que se encuentran en el camino ó cerca de él, sin necesidad de posteriores procesamientos.

2.- Eliminación de la necesidad de una planta central.

3.- La construcción se puede llevar a cabo con equipo menos costoso y más fácil de adquirir como motoconformadoras, rodillos rotatorios y plantas de mezclado autopropulsados.

Cabe hacer la observación de que la calidad de la mezcla - obtenida con asfaltos rebajados ó emulsiones asfálticas es inferior a la obtenida con cementos asfálticos, por lo --- cual en caminos de primer orden o en aeropuertos se debe - utilizar solamente cementos asfalticos.

B.- TIPOS PRINCIPALES DE PRODUCTOS ASFALTICOS.

1.- Cementos Asfálticos. (ver figura 1.)

a) Generalidades.

El petróleo crudo está compuesto de una gran variedad de productos incluyendo al asfalto. Durante el proceso de refinación el petróleo se fracciona, o separa, en - sus diferentes productos, permitiendo la recuperación del asfalto como se muestra en la figura Num. 1.

Las principales propiedades que nos interesan de los - cementos asfálticos son los siguientes:

-Consistencia. La consistencia es un término utilizado para describir el grado de fluidez o plasticidad de un asfalto para cualquier temperatura particular.

Los cementos asfalticos se definen, por consiguiente,

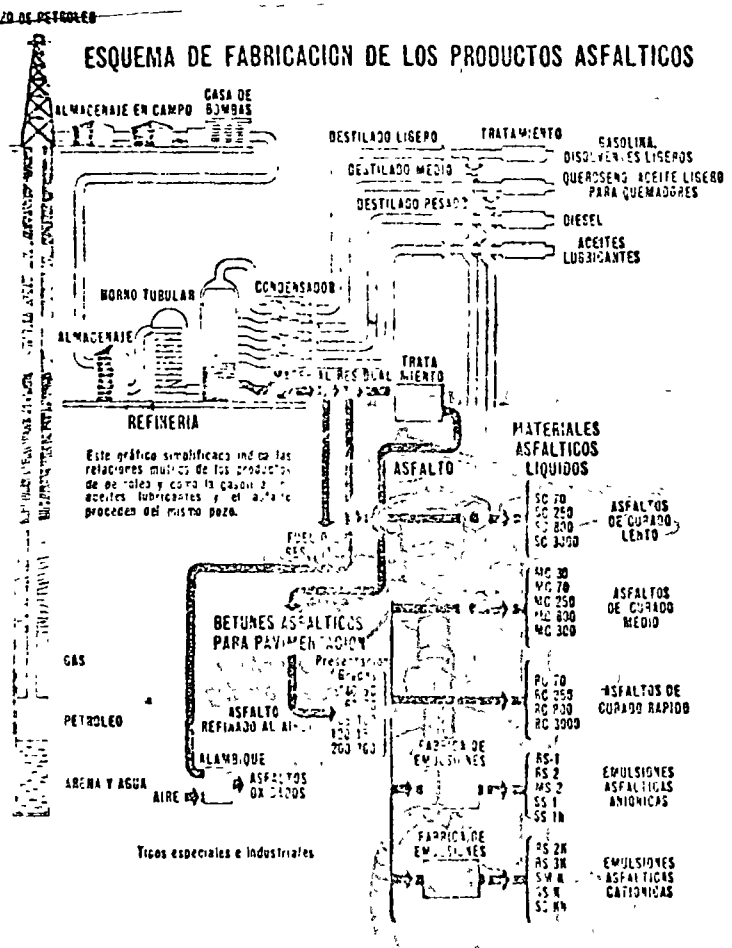


Figura 1 Diagrama de fabricación de los productos asfálticos.

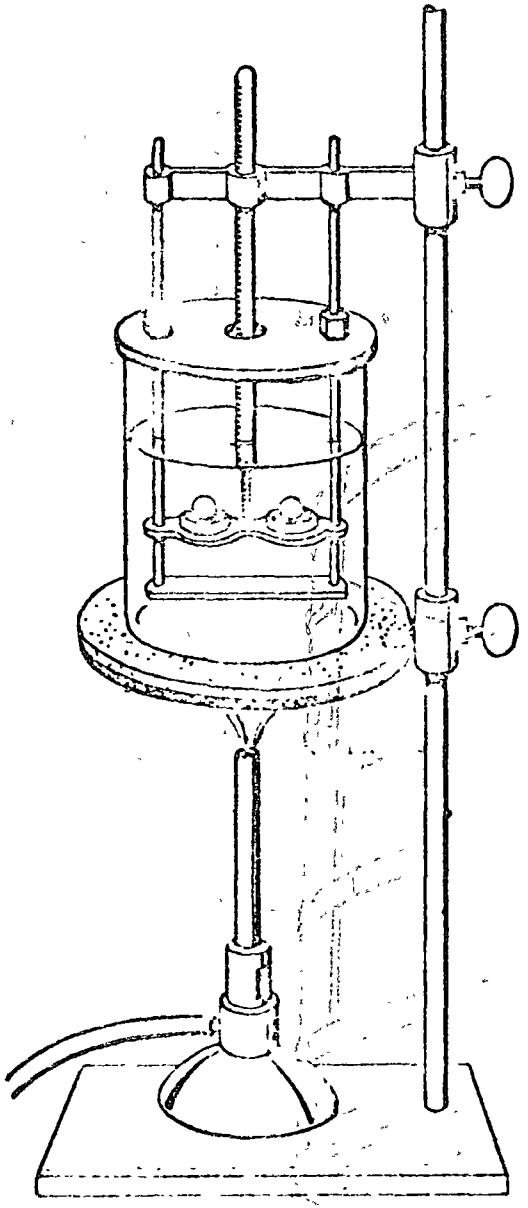


Figure 2 Softening point test

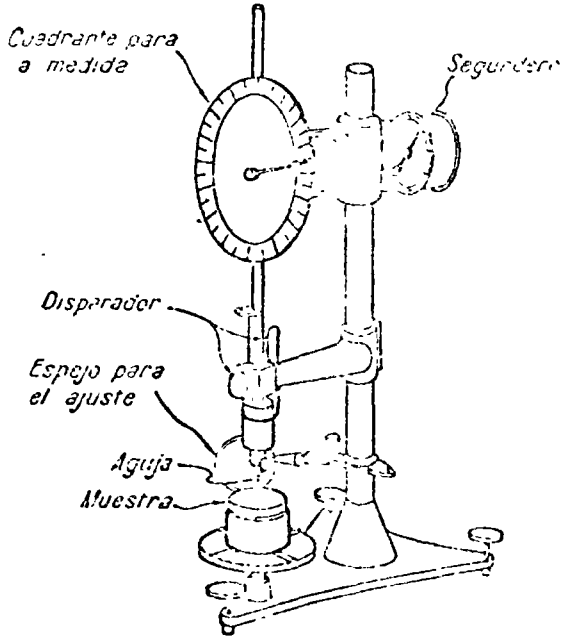


Figura 3 – Penetrómetro

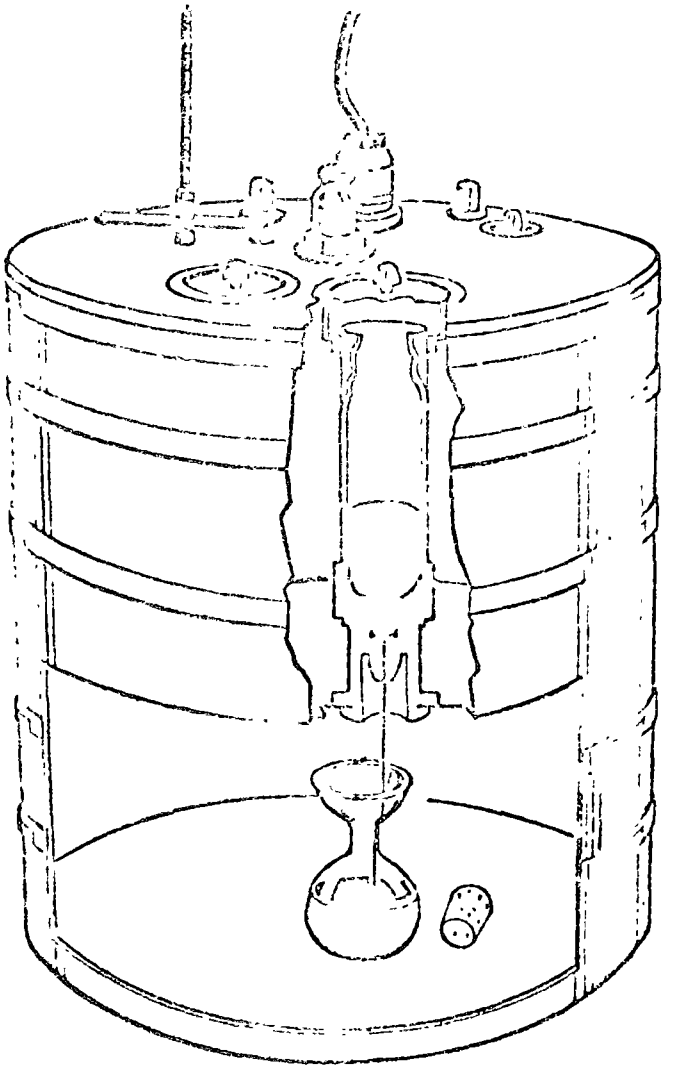


Figura 4 Determinación de la viscosidad Saybolt-Furol.

acuerdo con rangos de consistencia para temperaturas estandard. Un aspecto importante es el cuidadoso manejo de las temperaturas en el cemento asfáltico, ya que si una película delgada de cemento asfáltico, a la accion prolongada de calor, dicha película tiende a volverse dura y quebradiza, lo cual hace que se tenga una baja durabilidad. Por consiguiente, un descuido en la temperatura durante la operacion de mezclado puede ocacionar más daño que muchos años de servicio en carpeta tendida.

-Pureza. Debe procurarse que el cemento asfáltico no contenga impurezas que puedan por ejemplo tapar las oquedades. Tampoco debe contener agua, ya que esta hierve y puede hacer que la manipulación del cemento asfáltico sea peligrosa a las temperaturas de mezclado y tendido.

-Seguridad. Además del peligro que puede presentar el agua, se tiene otro más y consiste en que el asfalto al calentarse presenta el peligro de prenderse con la aparición de una chispa o flama cercana. Ahora bien, la temperatura a la que se manejan los cementos asfálticos es mucho más elevada que el punto de encendido por lo cual es conveniente saber a que temperatura ya se tiene el peligro de encendido del asfalto.

Los cementos asfálticos, como antes se mencionó, se clasifican de acuerdo con su consistencia, la cual se mide mediante pruebas de penetración, de las cuales se tratará posteriormente.

Generalmente se fabrican cinco grados estándard de cemento asfáltico. El cemento asfáltico de grado de penetración más suave, es moderadamente firme a la temperatura ambiente por lo que puede hacerse penetrar un lado sobre la superficie con la aplicación de una ligera presión. El grado de penetración más duro es de una consistencia tal que solamente puede marcarse la huella del dedo aplicando una fuerte presión, a la temperatura ambiente.

Pruebas de Clasificación en Cementos Asfálticos.

Las pruebas que generalmente se efectúan en cementos as

Prueba del punto de reblandecimiento (Fig. 2).

El reblandecimiento de un cemento asfáltico no tiene lugar a una temperatura definida, sino que a medida que la temperatura aumenta se va reblandeciendo gradualmente hasta alcanzar la fluidez de un líquido. Por esta razón la determinación del punto de reblandecimiento tiene que llevarse a cabo por medio de un método arbitrario fijo, para poder obtener datos comparativos.

Se coloca cemento asfáltico dentro de un anillo de latón, se suspende le anillo de latón detro de un vaso de precipitado conteniendo agua o glicerina. Se coloca una esfera metálica sobre el anillo y se aplica calor. Según se va calentando el agua o glicerina, la esfera metálica penetra gradualmente en el asfalto.

En el momento en que el asfalto toque la ménsula inferior, se determina la temperatura del agua, designando a dicha temperatura como punto de reblandecimiento.

Prueba de penetración (figura 3)

La prueba de penetración es una medición empírica de la consistencia del asfalto. La prueba consiste esencialmente, en calentar un recipiente, conteniendo asfalto, hasta una temperatura especificada (25°C). Se hace penetrar una aguja estandarizada (peso 100 gr) sobre la superficie del cemento asfáltico, midiendo la distancia que penetre durante 5 segundos. La penetración es la distancia medida en unidades de 0.1 mm.

Prueba de Viscosidad. (ver fig. 4).

El propósito de la prueba de viscosidad es el proveer un control de la resistencia del asfalto en el rango de temperaturas utilizadas normalmente en los procedimientos de construcción. Para medir la viscosidad se hace uso del viscosimentro Saybolt-Furol.

La prueba consiste en colocar cemento asfáltico en un recipiente especial que contiene un orificio en la parte inferior, dicho - orificio se encuentra tapado al inicio de la prueba. Se calienta el recipiente mediante un baño de agua y cuando el material alcanza la temperatura especificada, se quita el tapón y se mide el tiempo en segundos requerido, para llenar un recipiente aforado a 60 ml. al tiempo medido en segundos se le denomina - viscosidad Saybolt-Furol.

Prueba del punto de Encendido. (ver Figura 5).
Esta prueba indica la temperatura a la cual el asfálto puede ser manejado con seguridad sin que se presente una flama instantánea bajo la precencia de una llama de fuego abierto. Esta temperatura es inferior a la de combustión del material. Para determinar el punto de encendido usualmente se utiliza la copa abierta de - Cleveland, la cual se llena con cemento asfáltico y se calienta con una cierta velocidad de calentamiento; se hace pasar una llama de fuego abierto sobre la superficie del asfalto a ciertos intervalos de tiempo, hasta que han sido liberados los solventes necesarios para producir el flamazo, la temperatura a la que se produjo el flamazo se le conoce como "punto de encendido".

Prueba de la Pelicula Delgada. (ver figura 7).
Esta no es en ralidad una prueba en sí, sino un procedimiento para someter un asfálto a las condiciones de endurecimiento que se asemejan a las que se tendrían durante los procedimientos normales de elaboración de mezclas en caliente. Se efectuan pruebas de penetración antes y despues del endurecimiento, la diferencia en las penetraciones se considera como una medida de la resistencia del material a cambios debidos al endurecimiento.

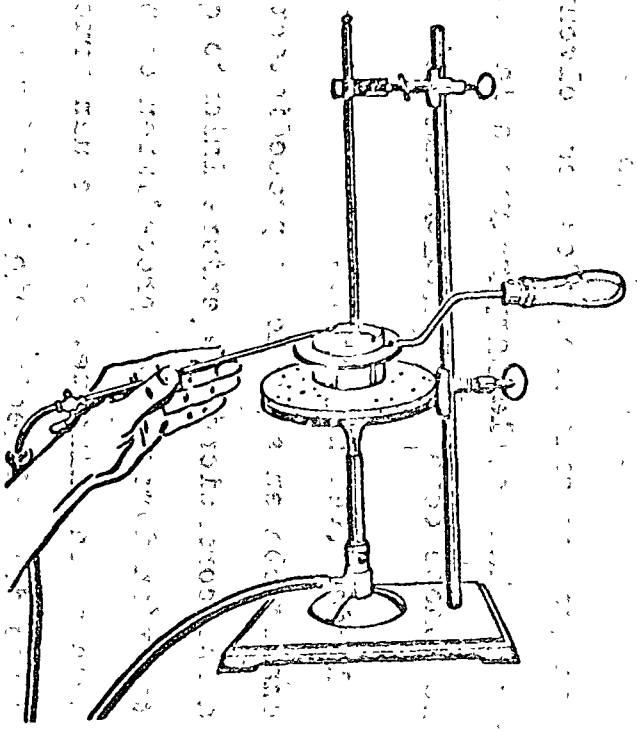


Figura 5 Determinación del punto de inflamación en vaso abierto Cleveland.

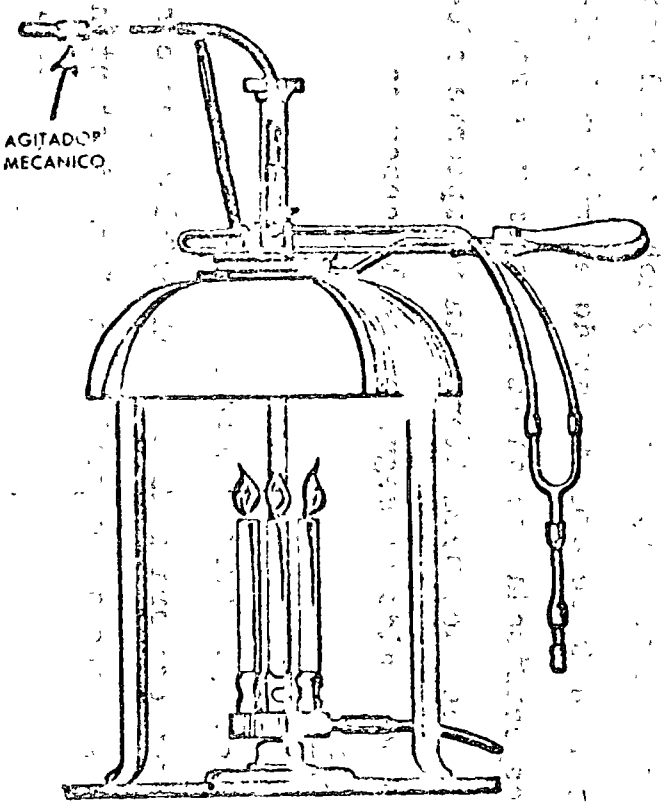


Figura 6 Determinación del punto de inflamación Pensky-Martens.

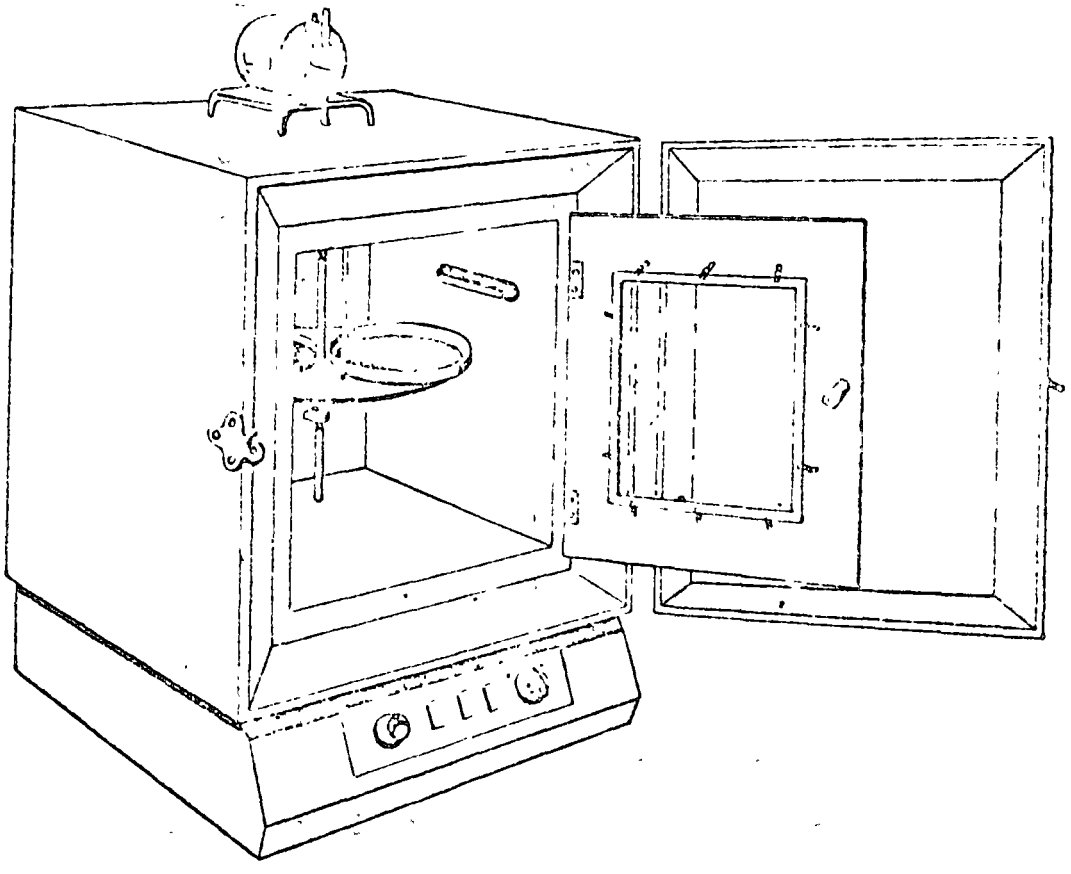


Figure 7 Thin film oven test

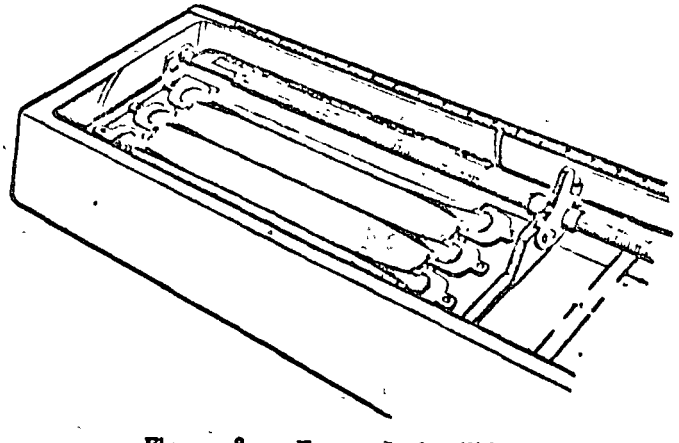


Figura 8 Ensayo de ductilidad.

El procedimiento de la película delgada consiste en colocar 50 c.c. de cemento asfáltico en unos recipientes cilíndricos como los mostrados en la figura 7.

La capa de asfálto es de aproximadamente 3.2 mms. (1/8"). Los recipientes se colocan en una ménsula rotatoria dentro de un horno con distribución de temperatura uniforme; se hace girar a la ménsula a una velocidad de 5 a 6 rpm., y una temperatura de 160° C (325°F) durante 5 horas. Posteriormente se procede a la prueba de penetración.

Prueba de Ductilidad (ver figura 8)

La ductilidad en los cementos asfálticos está ligada con el grado de adhesividad de los mismos. Los asfaltos que poseen alta ductilidad son normalmente más adhesivos que los que no la poseen, pero por otro lado un alto grado de ductilidad significa tambien susceptilidad a los cambios de temperatura, lo que significa que el cambio en consistencia es relativamente mayor para el cambio en temperatura. En mezclas para pavimentación nos interesa la ductilidad y la adherencia, pero en el sellado de grietas lo que nos interesa más, es una baja suceptibilidad a cambios de temperatura.

La prueba de ductilidad es una prueba de extensión. Se fabrican unas briquetas que se colocan en unas mordazas dentro de un baño de agua; se pone el baño de agua a la temperatura de 25° C (77°F). Un extremo de las briquetas se somete al movimiento producido por el desplazamiento de las mordazas correspondientes a razón de 5 cm., por minuto, hasta que se rompe el hilo formado en la briqueta. A la elogación, en centimetros, correspondiente al rompimiento se le designa como ductilidad.

Prueba de Solubilidad.

Esta prueba sirve para estimar la pureza de un cemento asfáltico Los constituyentes cementantes activos de un cemento asfáltico son solubles en bisulfuro de carbono. La materia inerte tal como sales, carbones libres, ó contaminantes no orgánicos son insolubles. La mayoría de los cementos asfálticos son también solubles en tricloroetileno y tetracloruro de carbono lo que hace que se utilize estos productos en la prueba por resultar menos peligroso su manejo. La prueba consiste en disolver 2grs. de cemento asfáltico en 100 ml. de solvente. Posteriormente se hace pasar la solución a través de un filtro de asbesto colocado en un crisol de Gooch. La cantidad de material retenida en el filtro se determina mediante el pesado y se expresa como por ciento de la muestra original.

C) Ver las especificaciones S.O.P. para cementos asfálticos.

2.- Asfáltos Rebajados. (figura 1)

a) Generalidades.

Los asfáltos rebajados son cementos asfálticos a los cuales se han adicionado solventes para obtener un producto asfáltico líquido de fácil manejo durante las operaciones de bombeo, mezclado y riego en la construcción de pavimentos. De acuerdo con la velocidad de evaporación de los solventes, los asfáltos rebajados se dividen en 3 tipos:

Asfáltos Rebajados de Fraguado Rápido (FR)

Están constituidos por cemento asfáltico y un solvente volátil ó destilado ligero del tipo de la gasolina o nafta en su rango de ebullición.

Asfáltos Rebajados de Fraguado Medio (FM).

Estan constituidos por cemento asfáltico y un solvente de volatibilidad media ó destilado medio, del tipo de la Kerosina en

su rango de ebullición.

Asfáltos Rebajados de Fraguado Lento. (FL)

Están constituidos por cemento asfáltico y un diluido aceitoso de baja volatilidad. El grado de fluidez en los asfáltos rebajados depende de:

Grado de penetración en el cemento asfáltico.

Volatilidad del solvente.

Proporción solvente-cemento asfáltico.

El grado de fluidez resulta en varios grados de asfáltos rebajados algunos muy fluidos a las temperaturas ambiente y otros viscosos de tal forma que a veces se requiere algún calentamiento para su manejo.

B) Pruebas de Clasificación en Asfáltos Rebajados.

Las pruebas que generalmente se efectuan en asfaltos rebajados para determinar sus propiedades son las siguientes:

Prueba de Viscosidad Cinemática (fig. 9).

La prueba consiste escencialmente en hacer circular por un tubo capilar al asfálto rebajado, mediante un procedimiento estandarizado y se mide el tiempo necesario para que el asfalto pase por dos marcas indicadas.

El intervalo de tiempo multiplicado por el factor de calibración del tubo da la viscosidad cinemática, en unidades de centistokes.

Prueba del punto de encendido (fig. 10)

El objeto de esta prueba es el mismo que para los cementos asfálticos y el procedimiento de prueba para asfáltos rebajados de fraguado lento (FL) es el mismo que para los cementos asfálticos En el caso de los asfáltos rebajados FM y MC la prueba difiere solamente en que para los rebajados la copa abierta de Cleveland

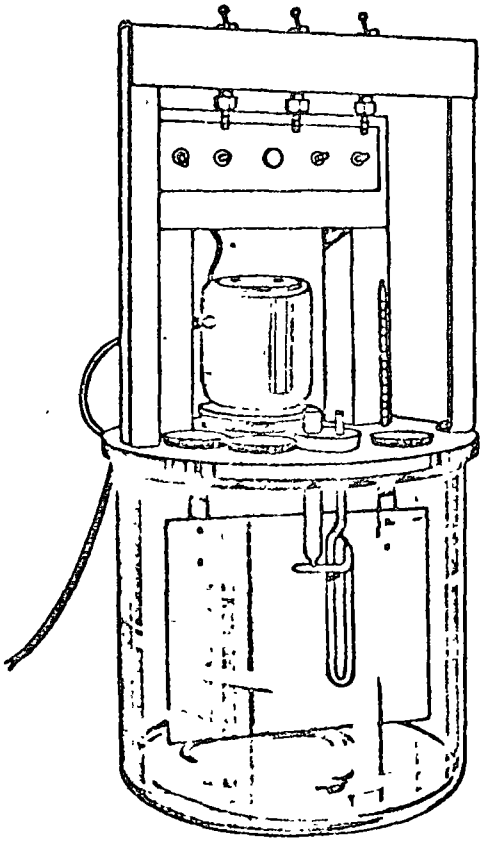


Figura 9 Ensayo cinemático de viscosidad capilar.

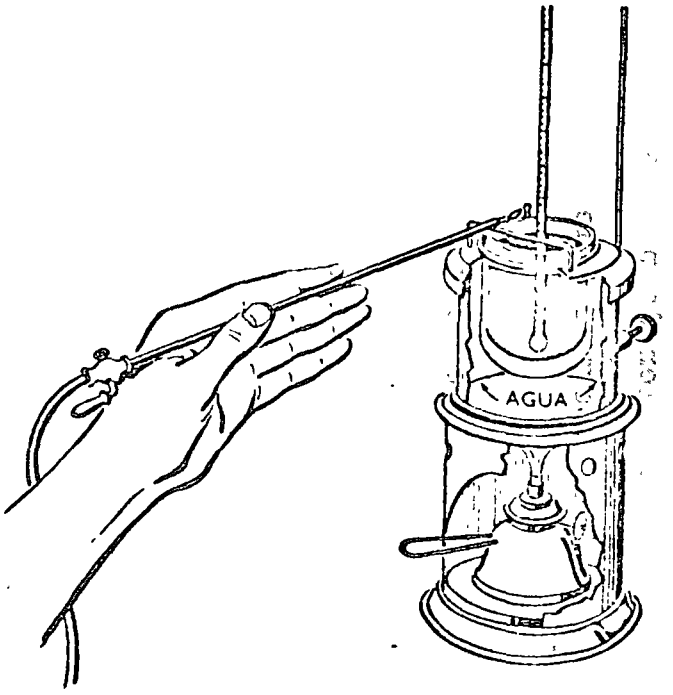


Figura 10 Determinación del punto de inflamación en vaso abierto (asfalto fluidificado).

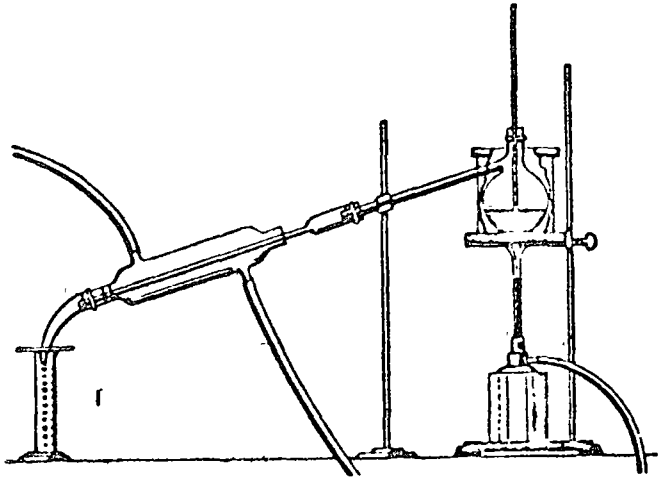


Figura 11 Ensayo de destilación.

recibe fuego indirecto para evitar, que dada la alta volatilidad de los solventes, la llama de la fuente de calor provoque el flamazo instantáneo, lo cual debe más bien ser ocacionado por la pequeña llama que se hace pasar sobre la copa a intervalos de tiempo establecidos.

Los asfáltos rebajados comunmente se utilizan a temperaturas superiores a su punto de encendido. Un FR puede presentar un punto de encendido a 30° C, de ahí que mientras más volátil es el solvente, mayor es el peligro que involucra su uso, y deberán ser manipulados con precaución.

Prueba de Destilación (fig.11).

Esta prueba tiene por objeto determinar la cantidad de solventes y de cemento asfáltico así como la obtención de una cierta cantidad de residuo asfáltico sobre el que posteriormente se ejecutarán pruebas de clasificación.

La prueba en términos generales consiste en la colocación del asfálto rebajado en un matraz de destilación que se conecta a un condensador. Se aplica calor y se evaporan los solventes que se condensan al pasar por el condensador, para finalmente escurrir a una probeta graduada en donde se van determinado las cantidades de solventes obtenidos para diferentes temperaturas, hasta alcanzar una temperatura de 360°C (680° F) en donde se considera que el material remanente en el matraz está formado solamente por cemento asfáltico.

Prueba para obtener un residuo de Penetración 100

Esta prueba de efectúa solamente a los rebajados FL. La prueba en realidad tiene poca importancia puesto que el fraguado en el campo de un FL es demasiado lento y puede ó no alcanzar el grado de pe-

netración 100 en toda su vida de servicio. El valor de la prueba es que provee un residuo sobre el cual se pueden ejecutar las pruebas usuales para cementos asfálticos.

La prueba consiste en calentar una muestra de FL a 260° C (500°F) y mantenerla a esta temperatura hasta que alcance un grado de penetración de 100. Se determina la proporción, en peso de residuo asfáltico remanente. Al residuo se le efectuan las pruebas deseadas.

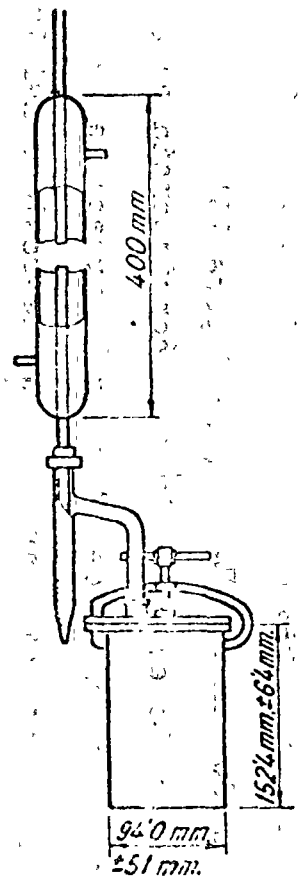
Prueba para determinar el Contenido de Agua.

Generalmente se especifica que los asfáltos rebajados no deben contener agua, principalmente debido a que el agua produce la formación de espuma lo cual puede crear una situación de peligro. (ver figura 12)

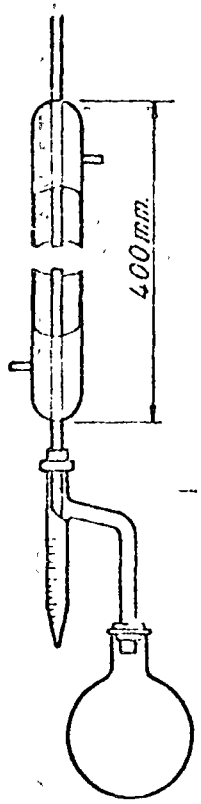
La prueba consiste en vaciar una cierta cantidad del rebajado en un matraz o recipiente metálico de destilación; se mezcla perfectamente al rebajado con xilol o nafta. Se une al matraz o recipiente metálico, un condensador el cual deberá descargar en una trampa graduada. Se aplica calor al recipiente que contiene al rebajado y si éste contiene agua ésta quedará atrapada en la trampa. Se calcula el porcentaje de agua.

Prueba de Flotación en el residuo de la destilación de asfáltos rebajados de fraguado lento. (FL.). (Ver figura 13).

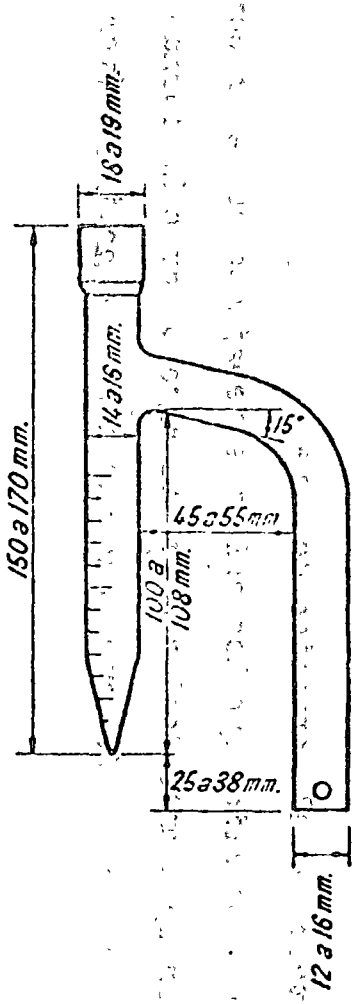
El objeto de esta prueba es determinar la consistencia en asfáltos suaves a los que no se les puede efectuar la prueba de penetración. La prueba consiste en solidificar un tapón de residuo asfáltico, como lo muestra la figura, posteriormente se atornilla este tapón a una copa a la que se hace flotar sobre un baño de agua a la temperatura de 50° C, determinando el tiempo requerido para que el agua atravieze, rompiendo el mencionado tapón. (ver fig. 13)


400 mm
152'4 mm. ±6'4 mm.
94'0 mm.
±5'1 mm.

(a)

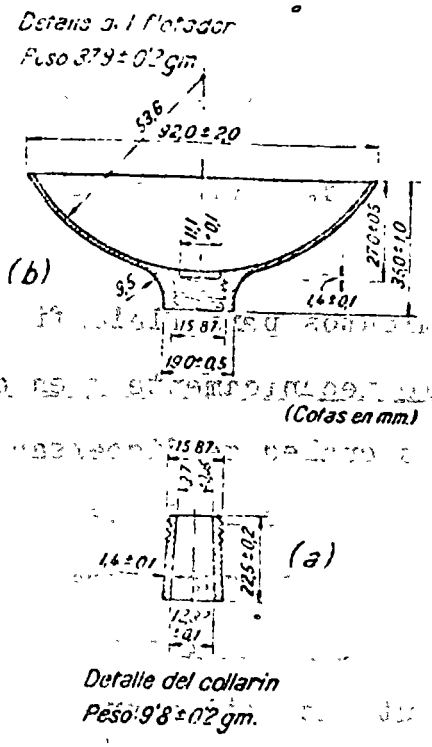

400 mm.

(b)


18 a 19 mm.
14 a 15 mm.
150 a 170 mm.
15°
45 a 55 mm.
100 a 108 mm.
25 a 38 mm.
12 a 16 mm.

(c)

FIG. 12



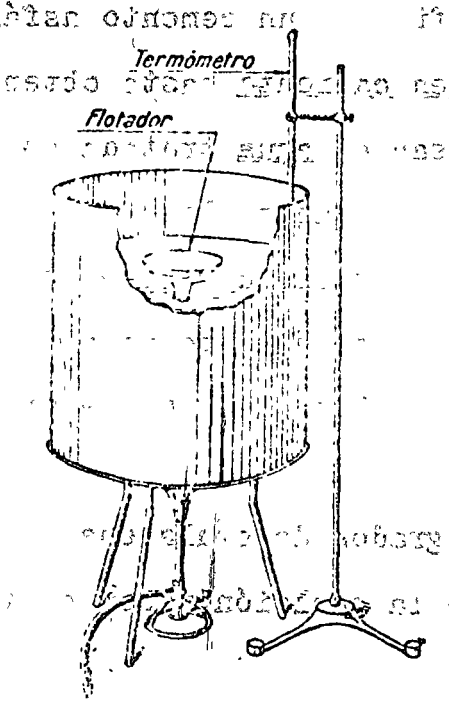


Fig. 13 Viscosímetro de flotador.

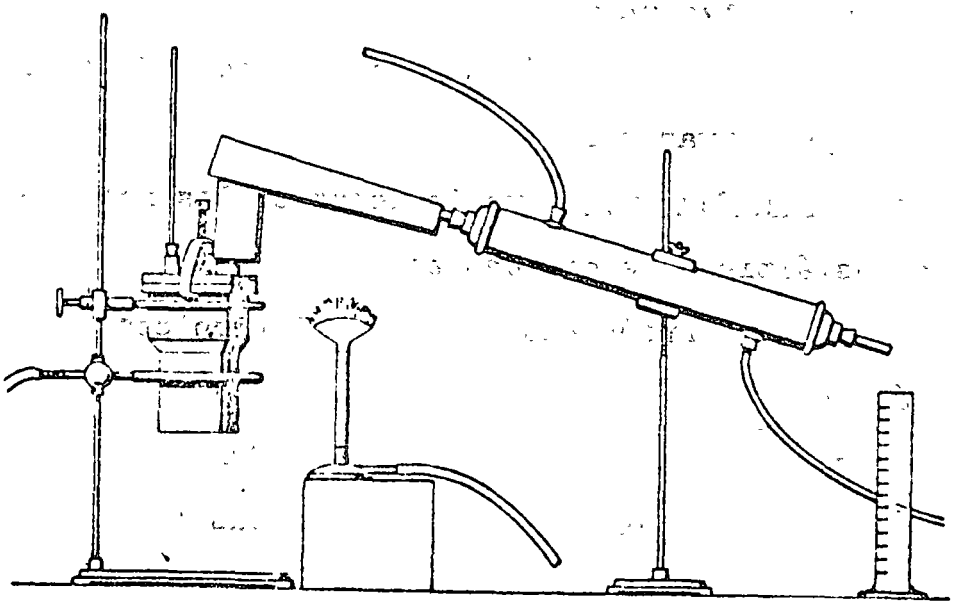


Figure 14 Distillation test for emulsified asphalts

d) Ver las especificaciones de la S.O.P.

3.- Emulsiones Asfálticas. (figura 1)

a) Generalidades.

Otro de los procedimientos para fluidificar a un cemento asfáltico consiste en separarlo mecanicamente y en caliente hasta obtener pequeños glóbulos los cuales se dispersan en agua tratada con agentes emulsificantes, obteniendo de esta manera lo que se conoce como emulsión asfáltica. De esta forma se tiene una fase continua que es el agua y una fase dispersa que es el cemento asfáltico. Para separar al cemento asfáltico en pequeños glóbulos se utilizan molinos coloidales.

Se pueden producir diferentes tipos y grados de emulsiones asfálticas de acuerdo con la manufactura de la emulsión y con el tipo de agentes emulsificantes utilizados.

De acuerdo con el tipo de agente emulsificante las emulsiones se dividen en:

Aniónicas; en las cuales los glóbulos de cemento asfáltico estan cargados electro-negativamente.

Catiónicas; en las cuales los glóbulos de cemento asfáltico estan cargados electro-positivamente.

De acuerdo con la manufactura y variaciones en los materiales, las emulsiones asfálticas se dividen en:

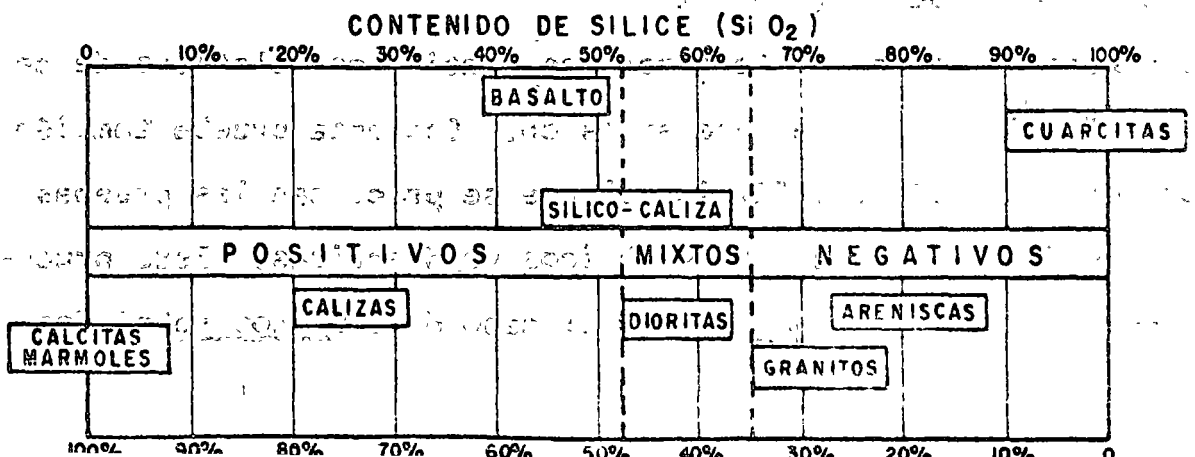
Grado	Aniónicas	Catiónicas
Rompimiento Rápido	RR	CRR
Rompimiento Medio	RM	CRM
Rompimiento Lento	RL	CRL

Debido a que las partículas de cemento asfáltico en una emulsión tienen cargas semejantes, estas se repelen unas a otras hasta que

la emulsión es depositada sobre las partículas de suelo ó de agregado. En este momento, los glóbulos asfálticos coalescen ó se unen debido a la neutralización de las cargas electrostáticas o evaporación del agua. A la coalescencia de los glóbulos se le llama rompimiento de la emulsión. La coalescencia ocurre en emulsiones de rompimiento rápido ó medio (RR ó RM) presentándose en estos casos una separación de fases entre el asfálto y el agua. En el caso de las emulsiones de rompimiento lento (RL), resulta más apropiado visualizar esta acción como una evaporación gradual del agua en la emulsión. La manera y la velocidad con la cual la emulsión rompe depende en gran parte de la cantidad y proporciones del agente emulsificante, utilizando en la preparación así como de la cantidad de agua empleada.

Existe otro tipo de emulsión en la cual la fase continua es el asfálto y la dispersa es el agua; a este tipo de emulsiones se les denomina emulsiones asfálticas invertidas y pueden ser aniónicas o catiónicas.

El empleo de las emulsiones está sujeto principalmente al tipo de agregados que se utilizen en una mezcla asfáltica. Para determinar el tipo de emulsión a utilizar, generalmente se toma en cuenta a la cantidad de sílice y a la cantidad de óxidos alcalinos de acuerdo con el siguiente cuadro:



Es de hacerse notar que debido a que las partículas de las emulsiones aniónicas son cargadas electronegativamente, la emulsión rompe con la adición de un agregado positivo o de bajo contenido de silice, por lo cual, este tipo de emulsiones resultan adecuadas para materiales calizos.
Una cosa semejante puede decirse para el caso de mezclas de agregado silíceo con emulsiones catiónicas.

Por otro lado conviene tener presente que las emulsiones catiónicas presentan una muy buena adherencia con los agregados siliceos y la reacción de rompimiento puede considerarse como de naturaleza química, mientras que si se utiliza emulsión aniónica esta rompería por evaporación del agua lo cual puede hacer que el rompimiento sea muy lento. En el caso de la emulsión catiónica el rompimiento sería más rápido.

b) Pruebas de clasificación en emulsiones asfálticas.
Las pruebas que generalmente se efectuan en emulsiones asfálticas para determinar sus propiedades son las siguientes:
Prueba de Viscosidad Saybolt-Furol.
Esta prueba es la misma que se efectúa en el caso de cementos asfálticos solo que se efectua a temperaturas diferentes (25°C y 50°C)
Prueba de Destilación (fig. 14)
Esta prueba sirve para determinar las cantidades relativas de cemento asfáltico y agua en una emulsión. Con esta prueba también se obtiene un residuo asfáltico al que se practican las pruebas especificadas para cementos asfálticos ya descritas. Esta prueba es escencialmente la misma que en el caso de asfáltos rebajados

Con las salvedades de que las temperaturas aplicadas son diferentes, de que se debe utilizar un recipiente de hierro o aluminio en lugar del matraz de vidrio, usado en la prueba con asfáltos rebajados. Otra diferencia estriba en la aplicación del calor pues en el caso de los asfáltos rebajados se utiliza un mechero bunsen mientras que en el caso de emulsiones se utiliza un quemador anular con el objeto de evitar que la emulsión forme espuma al ser calentada.

Prueba de asentamiento.

En esta prueba se puede detectar la tendencia de los glóbulos de asfálto a "asentarse" durante el almacenamiento de la emulsión. De esta forma se puede proveer un elemento de protección contra la separación del asfálto y el agua en emulsiones inestables que pueden durar almacenadas por un cierto lapso de tiempo. La prueba consiste en colocar una muestra de 500 C.C., en cada una de 2 probetas graduadas, se deja en reposo a las probetas durante 5 días. Se toman pequeñas porciones de la parte superior e inferior de cada probeta. Se colocan las porciones en recipientes refractarios y se determinan sus pesos. Se calientan los recipientes hasta peso constante, y se pesan los residuos. Estos pesos indicarán si existen diferencias entre los productos obtenidos de la parte superior e inferior lo cual será una medida de la estabilidad.

Prueba de la malla.

El propósito de esta prueba es similar al de la prueba anterior y la complementa. Esta prueba sirve para determinar en forma cuantitativa el por ciento de cemento asfáltico presente en la emulsión en forma de partículas, fibras o glóbulos relativamen-

Estas partículas pueden tapar las espreas a través de las cuales se aplica la emulsión resultando con ello un cubrimiento no uniforme . La prueba consiste en cribar 1000grs. de emulsión asfáltica a través de la malla No. 20

En el caso de emulsiones aniónicas el retenido sobre la malla se lava con solución de oleato de sodio, mientras que en las emulsiones catiónicas el lavado se efectuá con agua destilada. Una vez efectuado el lavado se secan las mallas, conteniendo el asfálto retenido, en un horno y se determina el peso retenido.

Prueba de Demulsibilidad.

Esta prueba sirve para estimar la velocidad relativa a la cual los glóbulos coloidales del asfálto coalescen (ó rompen) cuando se encuentran formando películas delgadas sobre un agregado. La prueba se aplica a emulsiones asfálticas aniónicas de rompimiento rápido y medio. Se basa en la coagulación producida por el cloruro de calcio en emulsiones asfálticas aniónicas. Para efectuar la prueba, se mezclan perfectamente 100 grs. de emulsión, con una solución de cloruro de calcio. Se vierte la mezcla sobre la malla No.4 o y se lava con agua destilada. La cantidad de residuo asfáltico remanente sobre la malla, será una medida del grado de demulsibilidad, la cual se calcula dividiendo el retenido sobre la malla entre el por ciento de residuo obtenido en una prueba de destilación, expresándola en por ciento.

En las emulsiones aniónicas de rompimiento rápido se requiere de un alto grado de demulsibilidad, puesto que éstas deben presentar un rompimiento casi inmediato al quedar en contacto con el agregado. En el caso de emulsiones de rompimiento lento se desea que la coalescencia sea lenta puesto que estas se usan generalmente en mezclas con agregados finos.

Prueba de miscibilidad con cemento.

Esta prueba se aplica a emulsiones aniónicas y catiónicas de rompimiento lento para asegurarse de tener productos substancialmente inmunes a una rápida coalescencia de las partículas asfálticas en contacto con suelos granulares finos. La prueba consiste en mezclar 100 c.c. de emulsión asfáltica con 50grs. de cemento Portland de alta resistencia rápida.

Al estar efectuando el mezclado se agrega agua destilada. Posteriormente se lava la mezcla a travéz de la malla No.14 y se reporta el peso del material coagulado, en gramos, de el material retenido en la malla, el cual se expresará como el porcentaje de rompimiento en la prueba del mezclado con cemento.

Prueba de Desprendimiento de la película.

En esta prueba se determina la capacidad de una emulsión asfáltica para:

Cubrir completamente a un agregado.

Permanecer como una película delgada durante el mezclado.

Resistir la acción del agua una vez terminado el mezclado.

Esta prueba generalmente se emplea para identificar la emulsión asfáltica más adecuada para utilizarla con agregados gruesos - aunque se especifica solamente para emulsiones catiónicas de rompimiento medio. La prueba consiste en mezclar 465grs. del agregado propuesto con 35grs., de emulsión asfáltica durante 5 minutos. Se remueve la mitad de la mezcla y se coloca sobre un papel absorbente, determinando el por ciento de partículas cubiertas. La otra mitad se lava cuidadosamente con agua aplicada suavemente con un aspesor; el lavado se continúa hasta que el agua salga limpia. Se coloca la mezcla sobre un papel absorbente y se determina el

por ciento de partículas cubiertas.

Se repite el mismo procedimiento con agregado humedo (9.3 c.c. de agua) antes de efectuar nuevamente todo el proceso.

Carga de la partícula (figura 15)

Esta es una prueba rápida para identificar emulsiones catiónicas de rompimiento rápido o rompimiento medio.

La prueba consiste en introducir un electrodo positivo (ánodo) y un electrodo negativo (cátodo) dentro de una muestra de emulsión. Los electrodos se conectan a una fuente de corriente directa controlada. Después de 30 minutos, o cuando la corriente ha bajado a 12 miliamperes, se examinan los 2 electrodos para determinar sobre cual se ha depositado el asfalto, si el depósito se encuentra sobre el cátodo tendremos una emulsión asfáltica catiónica.

c) Precauciones en el manejo de las emulsiones.

En las emulsiones deben tenerse algunas precauciones para evitar su rompimiento. La más importante es la de no revolver nunca emulsiones de tipo diferente. Los tanques empleados para almacenar emulsiones catiónicas deberán siempre almacenar este tipo de emulsiones Lo mismo puede decirse para las emulsiones aniónicas.

En el caso de que se necesite emplear tanques para almacenar una emulsión diferente a la que se almacenaba antes, será necesario con el fin de evitar el rompimiento de la emulsión, que se limpie al tanque y se neutralize la acción de la emulsión que se almacenó primero de acuerdo con lo siguiente:

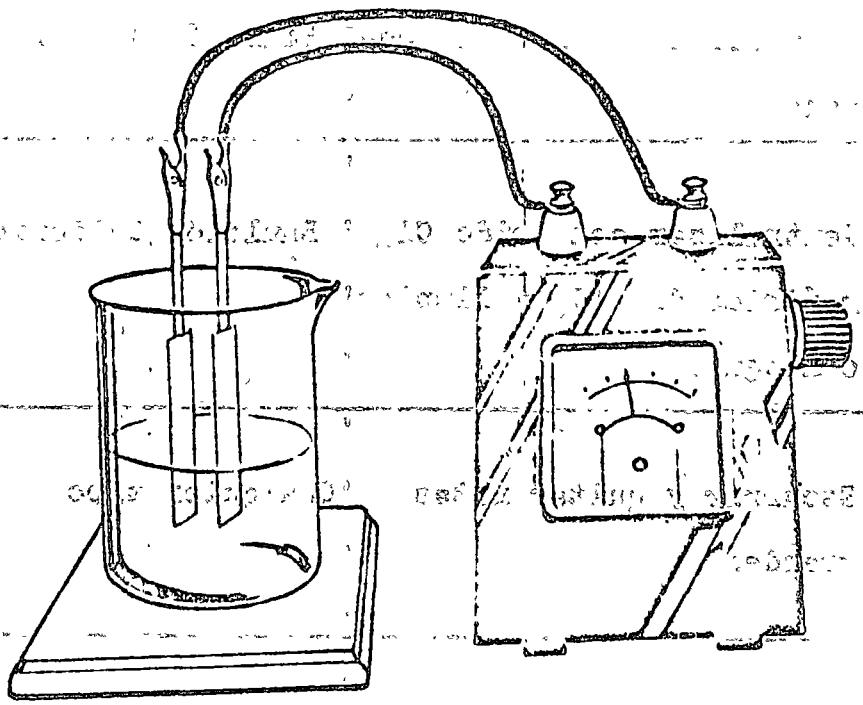


Figure 15 Particle charge test

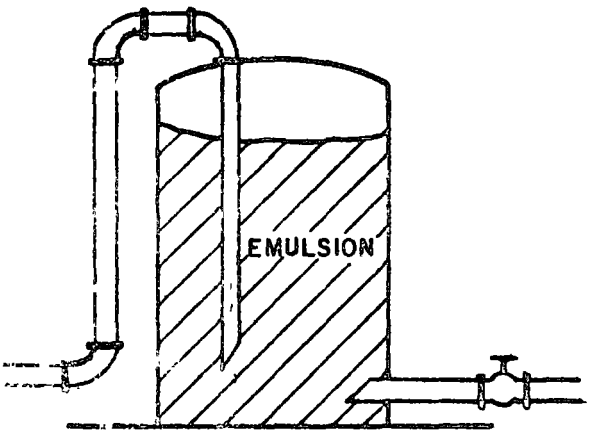
Tipo de Producto Almacenado actualmente	Limpieza necesaria	Tipo de emulsión que se pretende almacenar
Emulsión Catiónica	Neutralizar con Sosa Cáustica diluida y limpiar con agua.	Emulsión Aniónica
Emulsión Aniónica	Neutralizar con Acido Clorhídrico diluido y limpiar con agua.	Emulsión Catiónica
Asfáltos Rebajados	Escurrir y quitar natas grandes	Cualquier tipo
Cemento Asfáltico	Quitar natas grandes	Cualquier tipo

Fig. 16

FIG. 16 B · GUIDE FOR CONDITIONS OF VEHICLE TANK FOR LOADING ASPHALT PRODUCTS

LAST PRODUCT IN TANK	PRODUCT TO BE LOADED				
	Asphalt Cement (includes Industrial Asphalt)	Liquid Asphalt or Industrial Cutback (except emulsion)	Cationic Emulsion	Anionic Emulsion	Inverted (cutback) Emulsion
Asphalt Cement (includes Industrial Asphalt)	OK to load	OK to load	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity
Liquid Asphalt or Industrial cutback (except emulsion)	Empty to no Measurable Quantity	OK to load	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity
Cationic Emulsion	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity	OK to load	Empty to no Measurable Quantity	OK to load
Anionic Emulsion	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity	OK to load	OK to load
Inverted (cutback) Emulsion	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity	OK to load
Crude Petroleum and residual fuel oils	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity	Empty to no Measurable Quantity
Any product not listed above	Tank must be cleaned	Tank must be cleaned	Tank must be cleaned	Tank must be cleaned	Tank must be cleaned

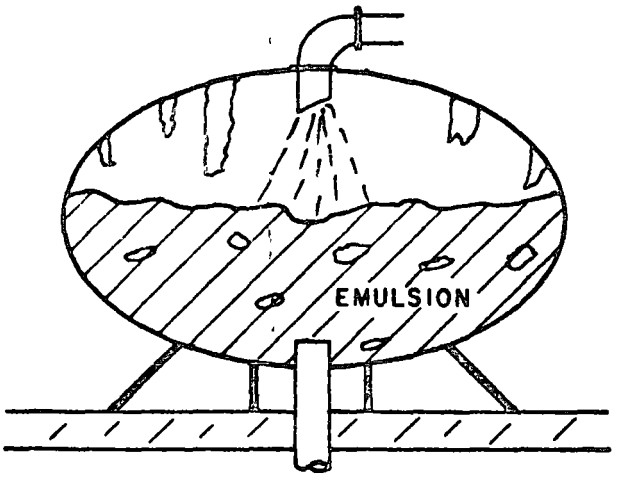
El almacenamiento debe hacerse de preferencia en tanques metálicos con todas las instalaciones necesarias para carga y descarga tomando en cuenta lo que se indica en la siguiente figura:



Almacenamiento Correcto

Fig.17

Este sería un almacenamiento correcto, pues la emulsión en la parte superior tiende a formar una nata, la cual se va adheriendo a las paredes conforme baja el nivel de la emulsión, y nuevamente flota al subir el nivel por efecto del llenado.



Almacenamiento Incorrecto

Fig. 18

Este almacenamiento presenta las desventajas siguientes:

1.- Area variable de formación de nata.

2.-Rompimiento de la nata debido al chorro aplicado.

3.-La nata queda colgado al bajar el nivel de la emulsión y posteriormente se desprende

Esto provoca entonces que la emulsión tape espreas y cause los consecuentes problemas.

Debe por tanto procurarse que la nata no se rompa. Cuando la emulsión vaya a durar almacenada por lapsos de tiempo largos es recomendable contar con un sistema de recirculación para evitar el asentamiento de la emulsión, teniendo en cuenta que nunca deberá bom-

bearse ó bajar el nivel de la emulsión hasta tener el peligro de arrastrar la nata.

Para el transporte de la emulsión, los carros tanque deberán tener compartimientos o celdas dentro del tanque para evitar alteraciones en la emulsión debido al agitado violento y continuo.

Se considera muy importante tener en cuenta las causas posibles del rompimiento de una emulsión con el fin de protejerlas adecuadamente. Estas causas son:

1.- Por afinidad química. El rompimiento por afinidad química es el que se tiene por ejemplo cuando se mezcla una emulsión aniónica con un agregado calizo. De ahí la necesidad de evitar el tener agregado calizo en un tanque en el cual se va a colocar una emulsión aniónica.

2.- Por evaporación. Al evaporarse el agua, se propicia el acercamiento de los glóbulos o fase dispersa de la emulsión, hasta que llegan practicamente a tocarse, formando grumos de asfálto que tenderán a irse al fondo del depósito.

3.- Aumento de agua, Existe un equilibrio eléctrico entre las cargas de los glóbulos y de la fase acuosa. Al agregar agua se rompe el equilibrio lo cual provoca, en consecuencia, el rompimiento de la emulsión. Esta situación se complica aún más si el agua contiene algún agente en solución que altere aún más el equilibrio eléctrico.

4.- Por calentamiento. Al calentar un material se incrementa la energía cinética y los glóbulos recibirán movimientos ondulatorios y vibratorios, lo que ocasionará que se toquen unos con otros, llegándose a unir y separandose las fases. Por consiguiente, deberán tomarse precauciones especiales cuando la temperatura en la emulsión vaya a ser cercana a los 35°C.

5.- Por enfriamiento. En realidad el problema se ocasionaría si la emulsión alcanzase una temperatura cercana a los

pues al aumentar posteriormente la temperatura las concentraciones eléctricas en el agua cambian, lo cual puede provocar el rompimiento.

Ver especificaciones S.O.P. para emulsiones.

C.- Aplicabilidad de los diferentes productos asfálticos.

1.- Mezclas en planta.

Se conoce como mezclas en planta, a las mezclas preparadas en una planta central y la mezcla de más alta calidad obtenida de una planta se le conoce como concreto asfáltico, el cual consiste de un agregado bien graduado y de alta calidad mezclado uniformemente con cemento asfáltico. Para efectuar la dosificación y el mezclado en la planta es necesario precalentar al agregado para secarlo y al cemento asfáltico para darle la fluidez adecuada, posteriormente y estando aún caliente la mezcla, se transporta, se coloca y se compacta.

El concreto asfáltico es solamente una de las diferentes mezclas en caliente y en planta que se elaboran, pues también se elaboran mezclas de arena asfálto, mortero asfáltico y mezclas de textura abierta, pero todas ellas tienen un ingrediente común que es el cemento asfáltico.

El cemento asfáltico generalmente se utiliza en pavimentos para aeropuertos y caminos de tráfico intenso.

En las plantas centrales tambien se pueden fabricar mezclas asfálticas con asfáltos liquidos (rebajados ó emulsiones). Se puede secar o calentar al agregado antes de efectuar el mezclado ó bien se puede aplicar tal y como viene del campo. A estas mezclas generalmente se les conoce como mezclas en frio no obstante que se haya precalentado al agregado.

Las mezclas asfálticas efecuadas con emulsiones asfalticas o asfal-

tos rebajados pueden tenderse y compactarse en frio a temperaturas normales. Para acelerar el proceso de evaporación del agua emulsificante ó de los solventes a veces es necesario estar removiendo la mezcla en el lugar mediante motoconformadora antes de tenderla para su compactación.

2.- Mezclas en el lugar.

Las emulsiones asfálticas y la mayoría de los asfaltos rebajados son lo suficientemente fluidos para ser mezclados con el agregado a las temperaturas normales. Cuando el mezclado se efectúa en el área por pavimentar a la mezcla se le conoce como mezcla en el lugar este tipo de mezcla generalmente se utilza para pavimentos de tránsito ligero y medio. Sin embargo estas mezclas cubiertas con una capa de rodamiento de mezcla asfáltica en planta puede hacer que el pavimento sea adecuado para un camino de tráfico intenso. Las ventajas de las mezclas en el lugar son:

Probable utilización del agregado tal y como se encuentra en el lugar.

No se hace necesario la utilización de una planta central de mezclado y la construcción se puede llevar a cabo con la variedad de equipo frecuentemente disponible tales como motoconformadoras, revolvedoras rotatorias y plantas de mezclado móviles.

3.- Aplicación de productos asfálticos en riegos.

Aplicando los asfáltos en el estado fluido mediante riegos se pueden tener varios fines útiles y necesarios si se aplican las cantidades de producto asfáltico adecuadas. Por ejemplo:

Tratamientos superficiales.

Se llama tratamiento superficial a la aplicación de asfálto, con o sin la posterior aplicación de una capa delgada de agregado, sobr una superficie de rodamiento. Por definición tales tratamientos superficiales deben tener un espesor de una pulgada (2.54 cms.)

o menos, los tratamientos superficiales a veces se construyen en pavimentos de tráfico ligero o bien para rehabilitar pavimentos viejos despues de un cierto periodo y antes de que la deteriorioración debida al tráfico y al intemperismo se encuentren muy avanzadas pues en este caso podría quizá requerirse de una reconstrucción más completa del pavimento.

También se pueden aplicar los tratamientos superficiales para mejorar o restaurar las condiciones de impermeabilidad de una carpeta o bien para ligar mejor las partículas ya colocadas y evitar desprendimientos. Si se coloca agregado sobre el asfálto se mejoran las características de la resistencia al derrapamiento de la superficie de rodamiento, así como la resistencia a la abración. Los tratamientos superficiales múltiples consisten en la aplicación de dos o más capas alternadas de producto asfáltico y agregado.

Los tratamientos superficiales tambien se aplican para renivelar pavimentos, fijar el polvo suelto y proveer una superficie de rodamiento más suave.

Riegos de sello.-Se llama así a los tratamientos superficiales cuya finalidad consiste en mejorar la impermeabilidad y /o la textura superficial del pavimento.

Riego de impregnación.-Cuando se va a colocar una mezcla asfáltica o un tratamiento superficial sobre una capa de material granular es necesario preparar la superficie rociandola con un asfálto liquido que penetre al material granular con el fin de proveer una transcición entre el material granular y la mezcla asfáltica; a este tipo de riegos es al que se conoce como riego de impregnación.

Riego de liga.-El riego de liga como su nombre lo implica sirve para unir dos capas sucesivas de mezclas asfálticas y consiste en el riego de una delgada capa de producto asfáltico sobre la capa subyacente. Este riego tambien se aplica para la colocación de sobre-

carpetas sobre pavimentos antiguos de concreto Portland ó asfálticos.

4.- Macadam de penetración. Este es el tipo de construcción de pavimentos más antiguo y consiste en la colocación de una ó más capas de roca triturada y compacta; se vierte asfalto fluido sobre cada capa para que penetre en ellas y las una; generalmente sobre la capa superior se coloca algún tipo de tratamiento superficial ó mezcla asfáltica.

La cantidad y consistencia de un cierto tipo de asfálto depende, como veremos posteriormente de la granulometría, tamaño y características de absorción del agregado a utilizar, así como del método de construcción a emplear, la trabajabilidad en la mezcla y el tipo de superficie deseada. En lo que se refiere a la consistencia y tipos de productos asfálticos, a emplear podemos decir lo siguiente:

A) Mezclas colocadas en frio.

En este caso, generalmente el tipo de agregado determina el tipo de asfálto que deberá utilizarse, mientras que el método de mezclado y las condiciones climáticas determinan el grado de asfálto que se deberá utilizar, puesto que se debe tener en cuenta que el producto asfáltico que vamos a utilizar debe continuar fluido a la temperatura ambiente, el tiempo necesario para permitir la terminación de la construcción. Se debe procurar la máxima evaporación del agua en el caso de emulsiones y de los solventes en el caso de rebajados para efectuar la construcción de la carpeta, pero cuidando siempre que la mezcla sea trabajable.

Si la mezcla se va a efectuar en una planta estacionaria tendremos más facilidad de lograr un mejor mezclado y podremos utilizar productos más viscosos que en el caso de que efectuemos la mezcla con

una planta móvil y a su vez la planta móvil permite la utilización de productos más viscosos que en el caso de la mezcla con motoconformadora. Por consiguiente podríamos nosotros utilizar el siguiente criterio.

TIPO DE ASFALTO	ASFALTOS REBAJADOS			EMULSIONES		
MEZCLADO / GRANULOM.	MEZCLA EN EL LUGAR	MEZCLA CON PLANTA MOVIL	MEZCLA EN PLANTA ESTACIONARIA	MEZCLA EN EL LUGAR	MEZCLA CON PLANTA MOVIL	MEZCLA EN PLANTA ESTACIONARIA
UN SOLO TAMAÑO	FR-1 FR-2	FR-2 FR-3	FR-3 FR-4	RL-2 RL-3K		RM-2 RM-2K
ABIERTA	FM-1 FM-2	FM-2 FM-3	FM-3 FM-4			
DENSA	FL-1 FL-2	FL-2 FL-3	FL-3 FL-4	RL-1 RL-2K		RM-2 RM-2K

Bacheo, uso inmediato _____ FM-2, FL-3

Bacheo, almacenando la mezcla _____ FM-2, FM-3, FL-2, FL-3, RM-2K, RL-3K

Fig. 19

En lo que se refiere a la utilización de las emulsiones, el tipo de agregado normará el tipo de emulsión que deberá utilizarse, (aniónica ó catiónicas). Como se notará solo se indicaron los límites en el cuadro anterior y en el caso en que se tenga mezcla abierta y/o planta móvil el proyectista deberá utilizar la emulsión más conveniente de acuerdo con la efectividad de la planta móvil y/o lo bien o mal graduada que esté la granulometría.

B) Riegos de impregnación.

En este caso se debe aplicar un producto que dure fluido el suficiente tiempo para que penetre en la superficie por impregnar. Se debe tambien tener en cuenta que sea un producto de baja viscosidad para que penetre lo necesario para obtener los objetivos desados. Los productos más adecuados, son los fraguados medios FM-o, FM-1, y FM-2.

La aplicación de un cemento asfáltico no sería correcta puesto que este se enfriaría rapidamente y no penetraría ó bien penetraría muy poco. Podría juzgarse que los fraguados rápidos. (FR), son los más adecuados, pero estos materiales presentan la desventaja de que el disolvente (nafta) y el cemento asfáltico tienen la tendencia a separarse al penetrar, de tal manera que el disolvente penetra dejando sobre la superficie una película de residuo asfáltico si la superficie por penetrar es demasiado abierta entonces sí se podría utilizar a los fraguados, rápidos. Los fraguados lentos (FL) tienen la desventaja de su mayor tiempo de fraguado.

La cantidad ideal del riego de impregnación es el vólumen de producto asfáltico que pueda ser absorbido por la superficie durante un periodo de 24 hrs. Esta cantidad generalmente oscila entre 0.9 a 2.5 Lts/m^2 y la cantidad utilizada para impregnar bases que queden dentro de las especificaciones S.O.P., es aproximadamente de 1.3 Lts/m^2. En el caso de que se haya colocado producto asfáltico en exceso resulta conveniente rociar un poco de arena sobre este material. Posteriormente deberá barrerse la arena que quede suelta.

C) Riego de liga.

Una vez que ha sido aplicado el riego de impregnación se debe determinar si se hace necesario colocar una capa asfáltica que ligue a la superficie impregnada con la capa superior. De ser necesario

deberá colocarse un riego de liga del cual necesitaremos que tenga buena adherencia y además que no penetre a la capa inferior puesto que esta es la función de un riego de impregnación. Por consiguiente en un riego de liga se requiere que la película sea muy delgada y además que cubra uniformemente la superficie que se va a pavimentar.

En este caso no necesitamos pensar en bajas viscosidades como en el caso de los riegos de impregnación sino que podemos utilizar cementos asfálticos que son los productos asfálticos más resistentes. En el cemento asfáltico podemos lograr la viscosidad que necesitamos simplemente calentándolo. Hasta aquí pareciera que el cemento asfáltico es el más adecuado pero existen algunos factores que lo hacen menos atractivo como puede ser el caso de que el riego de impregnación contenga polvo en su superficie por lo cual el cemento no se adherirá. Otro factor es que el cemento asfáltico tiende a formar películas gruesas si se desea un total cubrimiento, de tal manera que si se desea poner una película delgada se corre el riesgo de tener concentraciones de cemento asfáltico en algunas zonas, practicamente nada de cemento en otras zonas.

Lo anterior podría solucionarse agregando solventes al cemento pero quizá contra esa alternativa resulte mejor la de utilizar cementos rebajados por ejemplo los de fraguado rápido cuyo residuo es muy resistente. El grado recomendado podría ser un FR-1, FR-2, ó FR-3, que son los más comunmente usados.

Los FR carecen tambien de algunas cualidades necesarias en lo que se refiere al cubrimiento, aunque con menos problema que en el caso de cementos, cuando se tiene una superfie polvosa en cuyo caso se podría optar por un fraguado medio (FM) aunque se debe tener presente la menor resistencia de este producto.

El problema de la tendencia a dispersarse que tienen los cementos

asfálticos y en menor escala los rebajados se eliminaría utilizando emulsiones del tipo de rompimiento rápido o medio (RR ó RM), aunque sería más recomendable la emulsión de rompimiento medio (RM) porque puede cubrir mejor a la superficie antes de romper. El rompimiento en realidad no es problema debido a que la capa que se coloca es muy delgada. Por otro lado debe tenerse tambien en cuenta la relativamente menor resistencia de una emulsión con relación al cemento asfáltico. La cantidad de producto asfáltico que generalmente se utiliza es del orden de 0.2 a 0.6 lts/m^2.

4.- Tratamientos superficiales de productos asfálticos y agregados. La función de este tipo de tratamientos es básicamente proveer de una capa impermeable al pavimento existente así como el incremento de la resistencia a la abrasión por efectos del tráfico. Algunas de las funciones de este tipo de tratamientos son:

A) Proveer de una superficie durable y económica sobre una base granular en caminos de tráfico medio ó ligero.

B) Impermeabilizar la superficie del pavimento.

C) Sellar huecos y ligar las partículas sueltas.

D) Renovar una superficie e incrementar su resistencia al derrapamiento.

E) Restaurar superficies intemperizadas.

F) Provee una primera etapa si se planea una construcción por etapas

G) Reforzar ó incrementar la resistencia de un pavimento. (mezcla en caliente).

H) Control del polvo.

Se conoce como tratamiento superficial de una sola capa a la aplicación, sobre cualquier superficie de camino, de un producto asfaltico y la aplicación posterior de una capa de agregado de tamaño uniforme. El espesor del tratamiento es aproximadamente el espesor

del agregado (diámetro correspondiente al 90% que pasa) utilizado en el tratamiento. Un tratamiento superficial múltiple es más denso que el de una sola capa y consiste de dos ó más aplicaciones alternadas de productos asfáltico y agregado. El tamaño máximo del agregado de cada capa sucesiva debe ser del orden de la mitad del tamaño de la capa precedente, pero el espesor total es aproximadamente el mismo que el tamaño nominal de las partículas mayores colocadas en la primera capa.

Tipos de asfálto utilizables.

Al seleccionar el asfálto y grado adecuados debe tenerse en consideración lo siguiente:

A) Temperatura de la superficie sobre la cual se va a aplicar el tratamiento. (evaporación).

B) Temperatura ambiente (Evaporación).

C) Humedad y vientos. (Rociado).

D) Condiciones de la superficie. (Acumulaciones)

E) Tipo de condiciones del agregado que se va a aplicar.

El asfálto a utilizar deberá reunir los siguientes requisitos:

A) Al aplicarlo, ser lo suficientemente fluido para que pase sin dificultad a través de las espreas pero lo suficientemente viscoso para permanecer como una capa uniforme sin que escurra hacia las depresiones ó hacia las partes bajas de la corona.

B) Despues de la apliçación la consistencia debe ser la adecuada para humedecer al agregado aplicado.

C) Rapidamente desarrollar la adherencia.

D) Despues de la compactación y el curado mantener firmemente al agregado.

E) Que no se llore el asfálto.

Los productos asfálticos más recomendados son:

a) Cementos Asfálticos _____ C A Num.3

b) Fraguado Rápido _____ FR- 1 a FR- 4

c) Fraguado Medio _____ FM- 3 a FM- 5

d) Emulsiones _____ RR-1,RR-2, RR-2K,y RR-3.

El cemento asfáltico se podría utilizar si se tiene un clima cálido y seco y si el agregado se encuentra completamente seco. Como se vió anteriormente, se tienen dos requisitos esenciales en los productos asfálticos para tratamientos superficiales con agregado. Al colocar el agregado, la viscosidad inicial del asfálto deberá ser tal que retenga perfectamente al agregado; es decir que el asfálto moje perfectamente al agregado y para que esto ocurra se necesita un asfálto razonablemente fluido. En segundo lugar, el asfálto debe retener perfectamente al agregado una vez que se ha permitido el tráfico, lo cual se logra con un residuo asfáltico relativamente duro. Por consiguiente, el asfálto que se debe utilizar en tratamientos superficiales debe ser inicialmente lo bastante fluido durante la colocación del agregado que generalmente es inmediata, y rapidamente endurecer para retener el agregado firmenente. Con base en esto, los productos asfálticos que mejor satisfacen estos requisitos son los rebajados de fraguado rápido (FR) en todos sus grados y las emulsiones de rompimiento rápido (RR), asi como los cementos asfálticos más suaves (CA-3).

Algunas veces los rebajados de fraguado medio, se pueden utilizar siempre y cuando se disponga del tiempo necesario para el curado antes de permitir el tráfico sobre la superficie tratada. Frecuentemente en donde se tienen climas calientes y áridos y el solvente se evapora en forma demasiado rápida puede resultar más ventajosa la utilización de rebajados de fraguado medio (FM)

Requisitos para los agregados.

En los tratamientos superficiales se puede utilizar la mayoría de los agregados duros tales como grava natural ó roca triturada. Sin embargo el agregado seleccionado deberá cumplir ciertos requisitos de tamaño, forma, limpieza y textura.

Tamaño. El agregado deberá ser tan uniforme como resulte económicamente práctico de tal manera que el tratamiento superficial tenga escencialmente una sola capa de agregado. Generalmente, el tamaño del agregado más grande no deberá ser más del doble del tamaño del agregado más chico. Claro está, que debido a razones económicas y prácticas se permiten tolerancias razonables como se puede por ejemplo apreciar en la página 34 de la parte octava, libro primero de las espesificaciones S.O.P. (segunda edición 1971).

Se tiene tambien que el tamaño influye a la textura del pavimento, por ejemplo los tamaños menores de 1/2" proveen una superficie de rodamiento más suave y cómoda que la que proveen los tamaños superiores a 1/2".

Forma. El tipo ideal del agregado es aquel cuya forma es equidimencional pues si se tiene un exceso de partículas planas o alargadas, estas quedarián ahogadas completamente en un asfálto aplicado en cantidad suficiente para retener partículas equidimensionales, o bien existe el peligro de que se formen puentes o salientes y al paso del tráfico se rompen los primeros y, se dislocan los segundos como se ilustra en la siguiente figura:

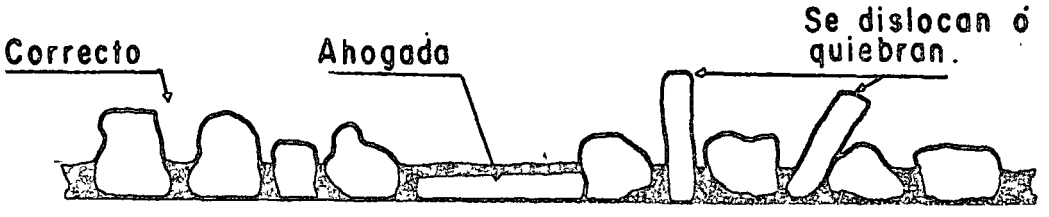


Fig. 20

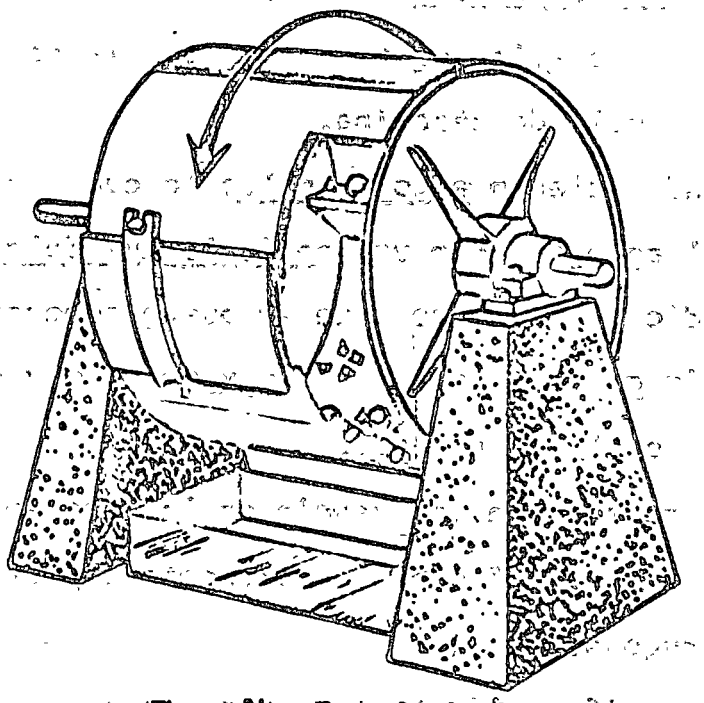


Figura 21 Ensayo Los Angeles.

Limpieza. Es muy importante que los agregados se encuentren limpios pues si las partículas contienen impurezas o películas de limo ó arcilla se tendría entonces una película que evitará que el asfalto se adhiera al agregado. La buena adherencia antre el agregado y el asfalto es escencial en los tratamientos superficiales y está influida por otras variables. Por ejemplo los agregados limpios y húmedos no se adhieren tan bien como los agregados limpios y secos a ménos que el producto asfáltico sea una emulsión.

A veces se puede mejorar la adherencia entre los agregados y el producto asfáltico con el uso de aditivos o bien precubriendo a los agregados con una pequeña película de kerosina.

Algunas veces los agregados tienen algo de polvo lo cual se puede solucionar precubriendo el agregado con una película muy delgada de un rebajado de fraguado medio (FM-1) para obtener buena adherencia pero para esto sería necesario calentar el agregado y secarlo y después - mezclarlo perfectamente con 1% de rebajado.

Textura. La textura tiene también influencia en la adherencia entre agregado y asfalto pues una superficie lisa presentará peor adherencia que una superficie rugosa.

Por considerarse que la dosificación tanto del agregado como del asfálto requiere de atención especial, se tratará posteriormente.

5.- Macadam de Penetración.

Las bases o superficies construidas mediante el procedimiento de Macadam de penetración consisten en la colocación de agregado grueso y anguloso, que posteriormente se compacta para después colocarse un - riego de asfalto.

El material deberá ser de preferencia producto de la trituración ya que la resistencia de este tipo de mezclas depende de la trabazón.

entre agregado y agregado. Un material muy adecuado para Macadam podría ser el siguiente:

Tamaño	% que pasa
2 1/2"	100
1 1/2"	35 - 70
3/4"	0 - 15
No. 8	0 - 5

El agregado deberá ser duro y anguloso y no deberá fracturarse ni pulverizarse bajo los efectos del tráfico. Las partículas deberán trabarse lo mejor posible para presentar una superficie del pavimento dura y resistente. No se deben emplear a las gravas redondeadas y arenas del rio.

Previa a la colocación del Macadam, deberá darse una compactación adecuada a la subrasante o sub-base para evitar, hasta donde sea posible, que el agregado penetre en la capa inferior. Se debe también colocar un riego de impregnación sobre la base o subrasante según el caso y proveerse el drenaje adecuado.

Los tipos de productos asfálticos más adecuados son:

Cemento asfáltico Núm. 6

Asfalto Rebajado FR-4 y FR-5

Emulsión RR-1 y RR-2K

En el caso de Macadam de penetración debe tenerse especial atención en las temperaturas de colocación del asfalto. Es necesario que el producto asfáltico fluya a través del agregado compactado y que lo cubra con una película uniforme, si el asfalto está muy caliente drenará

facilmente depositándose en la capa inferior dejando una película inadecuada sobre el agregado. Si la viscosidad del asfalto es excesiva debido a bajas temperaturas entonces no penetrará debidamente y en consecuencia no ligará al agregado compactado.

Algunas veces se han recomendado las siguientes temperaturas de aplicación:

Cemento asfáltico _____ 150 a 175 °C

FR - 4 y 5 _____ 60 a 80°C ; RR _____ 50 a 60°C

6.- Mortero asfáltico (Slurry Seal)

El mortero asfáltico es una mezcla que se elabora con emulsiones de rompimiento lento, agregado fino, polvo inerte y agua.

Se utiliza para sellar grietas o devolverles a los pavimentos antiguos su tectura uniforme, sirve también para proporcionar un riego de sello que impermeabilize la superficie.

El agregado debe cumplir las siguientes especificaciones de granulometría.

Malla	% Que pasa
8	100
16	55 - 85
30	35 - 60
50	20 - 45
100	10 - 30
200	5 - 15

La mezcla de agregados, agua de emulsión debe presentar una consistencia cremosa, con el objeto de que llene depresiones y grietas.

La cantidad necesaria de emulsión requerida generalmente se encuentra entre 9.5 a 11.0 lts. por casa 50 Kgs. de agregado seco.

El agua se debe adicionar al agregado antes de la emulsión es de 2 a 6 lts. por cada 50 kgs. de agregado seco.

D.- Agregados.

1) Generalidades. La cantidad de agregado mineral es una mezcla asfáltica es por lo general de orden de 90 a 95 % en peso y del 75 a 85 % en volumen. El agregado mineral proporciona a una mezcla asfáltica empleada en pavimentos, la capacidad de soportar las cargas aplicadas e influye en forma preponderante en el comportamiento del pavimento.

Se ha definido al agregado mineral como cualquier material mineral - duro e inerte, formando partículas o fragmentos e utulizado en mezclas. La definición incluye a la arena, grava, roca triturada, polvo de roca, etc.

2) Origen de las rocas.

Todas las rocas se dividen de acuerdo con su origen en: ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Las rocas ígneas, se formaron debido al enfriamiento y solidificación del magma.

Se dividen en rocas extrusivas e intrusivas.

Las rocas extrusivas son aquellas en las cuales el magma llega a la superficie y derrama en forma de lavas, de esta manera la roca se enfría rapidamente y los cristales de los minerales no tienen tiempo - para su crecimiento y como consecuencia la roca presenta una textura afanítica, de aspecto uniforme y de cristales muy pequeños. Algunos ejemplos de estas rocas son la riolita, la andesita y el basalto si el enfriamiento de las rocas ha sido excesivamente rápido se forman vidrios volcánicos como la obsidiana.

Las rocas ígneas instructivas son aquellas que se forman dentro -

de la corteza terrestre ya que por alguna razón no alcanzó a llegar a la superficie. Este material al perder poco a poco el calor y solidificarse lentamente dentro de la corteza terrestre, adquieren la textura uniforme y gruesa (fanerítica), porque los minerale que las componen tuvieron suficiente tiempo para su desarrollo y crecimiento; estas rocas son posteriormente expuestas debido a movimientos tectónicos ó proceso de erosión. Entre los ejemplos de estas rocas tenemos al granito, sienita, gabro y pegmatita.

Las rocas sedimentarias son en su mayoría de carácter secundario puesto que estan constituidas por material que proviene de la desintegración de otras rocas preexistentes. La mayor parte de este material, de diferentes tamaños, es acarreado y transportado por las corrientes de agua que las arrastra a través de mayores o menores distancias y finalmente las deposita de acuerdo con su tamaño y la velocidad de la corriente. Las partes solubles de todo ese material se disuelven en las aguas y se transportan en forma de sales que posteriormente se precipitan cuando las aguas comienzan a evaporarse y las soluciones se hacen demasiado concentradas. Las rocas sedimentarias se dividen en 3 grupos, a saber: Las de origen mecánico como las brechas, conglomerados, areniscas, y lutitas; las de origen químico como el pedernal, la caliza y el travertino, y las de origen orgánico como el sascab, coquina y turba.

Las rocas metamórficas son rocas que deben su formación, en general, a la modificación de rocas sedimentarias y rocas ígneas como resultado de presiones intensas (debidas a movimientos tectónicos), calor excesivo y soluciones. Los factores que causan tal modificación son muy complejos y frecuentemente es difícil determinar la

forma original de la roca alterada. Un aspecto que distingue a las rocas metamórficas son los planos paralelos en que se encuentran los minerales que forman las rocas. A esto se le llama foliación y a través de los mencionados planos se puede dividir a la roca en forma más sencilla que en cualquier otra dirección. Algunos ejemplos son el gneiss, el esquisto y la pizarra, La cuarcita y el mármol son un tipo de roca que presentan textura masiva, usualmente sin foliación.

3) Utilización de los agregados.

En lo que respecta a la utilización de los materiales para la formación de mezclas asfálticas se tiene que estos se dividen en cuanto a su origen en:

Agregados procedentes; de bancos naturales; como los depósitos de río que generalmente contienen grava, arena, arcilla y limos; ó los depósitos de arena de playa constituidos generalmente por arenas uniformes.

Agregados procesados; muchas veces los agregados naturales tal y como vienen del banco no son adecuados para su uso y por consiguiente se hace necesario procesarlos para cambiar su forma o textura mediante triturado ó bien modificar su granulometría mediante lavado ó separación en tamaños y redosificación.

Agregados sintéticos; Se le llama así a los agregados que resultan de la modificación, en sus características físicas y químicas de algunos materiales. Por ejemplo las escorias de altos hornos. Este material es no-mineral y flota durante la fundición del fierro, se separa y se reduce al tamaño deseado para su utilización. Estos materiales son ligeros y muy resistentes al desgaste. Se les pre-

fiere para la construcción de pavimentos en puentes ó donde se desee un alto grado de resistencia al derrapamiento.

4) Calidad de los agregados.

La selección adecuada de un agregado para su utilización en pavimentos asfálticos depende del costo, calidad y disponibilidad del agregado, así como del tipo de construcción que se pretenda. La calidad de los agregados se determina evaluando el material en términos de:

Tamaño y granulometría. Con base en la experiencia se han establecido especificaciones para el tamaño y la granulometría de acuerdo con el uso que se vaya a dar al meterial. Algunas veces se describe a los materiales como de granulometría densa, abierta, uniforme, gruesa, fina y bien graduada (todos los tamaños). Ver las especificaciones S.O.P.

Limpieza. Algunos agregados contiene polvo ó susbstancias que los hacen inadecuados para su uso en mezclas asfálticas, por ejemplo raices vegetales, grumos limosos o arcillosos, películas de polvo, etc..

La limpieza puede determinarse simplemente mediante la inspección visual pero las pruebas más posítivas son las pruebas de lavado. Si se desea tambien estimar el porcentaje de finos indeseables en la mezcla se pueden efectuar pruebas de equivalente de arena, en donde los materiales se someten a un proceso de lavado con la adición de subtancias quimicas y posteriormente se permite el asentamiento de estos materiales en condiciones especiales.

Dureza. Los agregados deben tener un cierto grado de dureza para resistir la trituración, degradación y desintegración. Esto nos

interesa, debido a que los agregados están sujetos a la abrasión producida por el tráfico además de los efectos de trituración y abrasión adicionales que se presentan durante la manufactura, transporte, colocación y compactación de la mezcla asfáltica.
La prueba que se utiliza para determinar la dureza de los agregados es conocida como desgaste Los Angeles, la prueba consiste en términos generales en introducir dentro de un cilindro al agregado junto con unas esferas metálicas. Se hace girar el cilindro, que contiene unas ménsulas en su parte inferior, de tal manera que las esferas y el material chocan entre sí, produciéndose la trituración del agregado en caso de no ser duro. Se determina el porcentaje del material triturado. Nótese que de acuerdo al esquema de la Máquina de Desgaste, si nosotros tenemos un agregado ligero (tezontle, pomez, etc.) Caerán primero las esferas y posteriormente el agregado lo cual hace que esta prueba no sea muy adecuada para estos materiales. Ver las especificaciones S.O.P. y la figura 21.
Resistencia al intemperismo. Es necesario que los agregados sean resistentes al intemperismo es decir que no deben deteriorarse ni desintegrarse bajo la acción del medio ambiente. Los principales agentes de intemperismo son los agentes químicos y la temperatura. Se puede tener que el agua penetre a un agregado y si posteriormente dicha agua se congela, los cristales de hielo pueden romper a la roca. Si por otro lado alguna solución química penetra en las fisuras de la roca y posteriormente ésta se seca, se formarán cristales que pueden romper la roca. La prueba que se ejecuta en el laboratorio para estimar los efectos antes mencionados, consiste en reproducir los mencionados efectos pero en una forma rápida por lo cual se le conoce como prueba de Intemperismo acelerado.

Forma de las partículas. La forma de las partículas es de vital importancia dado que influye en la trabajabilidad de una mezcla asfáltica y en el esfuerzo de compactación necesario para obtener el peso específico requerido. Las partículas angulosas tales como la roca triturada, tienden a trabarse cuando se les compacta y presentan gran resistencia contra los desplazamientos. Con los agregados angulosos y equidimensionales se logra una mejor trabazón que con agregados redondeados. Muchas mezclas asfálticas se elaboran con agregados angulosos y redondeados. Las partículas angulosas generalmente estan formadas por el agregado grueso triturado y las partículas redondeadas generalmente corresponden al agregado fino. La resistencia se obtiene de esta menera gracias al agregado grueso, mientras que a la trabajabilidad se debe al agregado fino (arenas, arcillas y limos).

Textura. Al igual que en la forma de las partículas, la textura afecta a la trabajabilidad y a la resistencia de la mezcla asfáltica. En comparación con una textura lisa, una textura rugosa incrementa la resistencia de la mezcla asfáltica pero la hace menos trabajable. Así mismo, los vacios en el agregado compactado son mayores por lo cual se requerirá más asfálto. Sin embargo una textura lisa retiene menos a la película del asfálto.

Actualmente no existen pruebas para juzgar la textura, pero su influencia se puede estimar mediante pruebas de resistencia.

Absorción. La absorción de un agregado está relacionada con un porosidad se indica la cantidad de agua que absorbe cuando se le satura. Siempre es deseable un cierto grado de porosidad, puesto que esto permite que el agregado absorba asfalto formandose en esta forma un cierto anclaje entre el agregado y la película de asfálto.

Por otro lado si la absorción es excesiva se requerirá una cantidad alta de asfalto, por lo cual no es recomendable el uso de los agregados con alta absorción ya que la mezcla puede resultar demasiado COstosa y el asfálto puede llorarse es decir que sale a la superficie debido a elevaciones de la temperatura lo cual es indeseable. - Pero si nos vemos forzados a utilizar un cieto agregado muy poroso, nos veremos en la necesidad de elegir el producto asfáltico más adecuado o bien de precubrir las partículas. Se puede tener que un - agregado sea muy ligero y resistente a la abrasión lo que lo hace - útil para su uso en pavimentos aunque su absorción sea alta.

Afinidad con el asfálto. Algunos materiales hidrofílicos. (ávidos de agua) pueden resultar inadecuados para mezclas asfálticas puesto que la película de asfalto tiende a desprenderse debido a la acción del agua. Ejemplos de estos materiales son algunos materiales silicosos como la cuarcita y algunos granitos. No obstante mediante la aplicación de aditivos puede mejorarse la adherencia del asfalto con el agregado. Otro tipo de agregados presentan una gran resistencia al desprendimiento de la película del asfalto bajo la acción del - agua. A estos materiales que son los más adecuados para mezclas asfálticas, se les conoce como hidrofóbicos (odian el agua).
Entre estos agregados estan las calizas y las dolomitas.

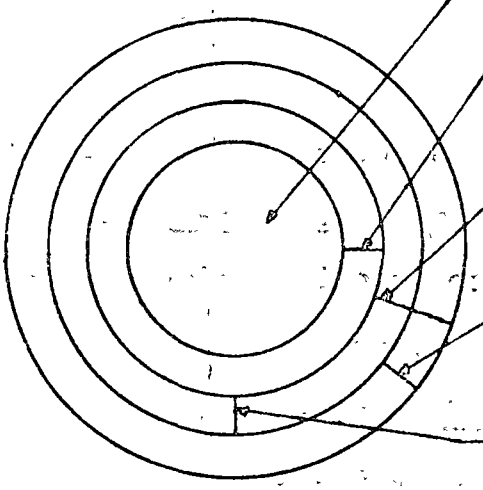
La prueba - Para estimar la afinidad consiste escencialmente en la comparación de una mezcla asfáltica con - - - - otra mezcla asfáltica a la que se somete a - un proceso de agitado en agua. Uno de - los materiales más comunmente utilizado para aumentar la adherencia entre el asfalto y el agregado silicoso es la cal.

5) Peso específico de los agregados.

El peso específico de los agregados reviste una gran importan en el diseño de mezclas asfálticas para la determinación de la sificación y relación de vacios.

Se define como peso específico relativo de un agregado a la que existe entre el peso unitario del mismo y el peso unitario del agua determinados a las mismas temperaturas. Existen 3 generalmente aceptados, de pesos específicos relativos los cuales dependen de los volumenes considerados.

Podríamos representar a los volumenes de que está compuesta una partícula en la siguiente forma:



Volumen de solidos, Vs.

Volumen de poros impermeables, Vip

Volumen de poros permeables al agua, Vpp

Volumen de poros que absorben asfalto, Vap

Volumen de poros que absorben agua pero que no absorben asfalto Vpp - Vap

Fig. 22

Los pesos específicos relativos a que se hace mención son:

$$\text{Peso específico aparente relativo} = \frac{\dfrac{ws}{(Vs + Vip)\,\gamma w}}{\dfrac{Ws}{(Vs+Vip)\,\gamma w}} = Ssa$$

$$\text{Peso específico volumétrico relativo} = \frac{Ws}{(Vs + Vip + Vpp)\,\gamma w} = Ssv$$

$$\text{Peso específico efectivo relativo} = \frac{Ws}{(Vs + Vip + Vpp - Vap)\,\gamma w} = Sse$$

en donde:

Vs, Vip, Vpp y Vap tiene los significados anotados en la figura anterior.

Ws _____ Peso seco del agregado

γw _____ Peso específico del agua

Para estimar los datos anteriores se efectuan pruebas estandarizadas en donde se determinan pesos en aire, sumergidos, y en aire saturados. Manipulando estos datos se pueden calcular los pesos específicos relativos mencionados. El período de saturación generalmente establecido es de 24 hrs.

Observando las fórmulas anteriores se pueden notar varias cosas. Una de ellas es que en Ssa se ha considerado que el volumen esta formado por el volumen de sólidos más los vacios impermeables lo que significa que el asfalto penetraría a todos los vacios permeables, mientras que en Ssv el volumen también incluye a todos los vacios permeables al agua lo cual significa que el asfalto no penetra a dichos vacios.

Como se ve, ninguno de estos pesos específicos representaría las condiciones reales, como sucede con el Sse en donde sí se toma en cuenta al asfalto que penetra. El valor de Sse generalmente no se puede determinar con los métodos actualmente aceptados. El cuerpo

de ingenieros de USA., sin embargo, propuso un método bastante racional para efectuar dicha determinación. Por otro lado, es de hacerse notar que en agregados muy porosos Ssa y Ssv serán muy diferentes siendo Sse un valor intermedio. En agregados - no absorbentes los 3 pesos deberán ser iguales.

En el diseño de mezclas asfálticas generalmente se especifica el uso de Ssa pero esto no es muy correcto como acabamos de ver y es mas conveniente utilizar el Sse.

Para el cálculo de mezclas de agregados solamente, (diseño de la granulometría), se hace uso del Ssv.

6) Area específica.

En algunos de los métodos de diseño de mezclas asfálticas se - hace uso del concepto de " área específica" que es el área supuesta que tienen todos los agregados que intervienen en una - mezcla.

De esta manera, puede calcularse el por ciento de asfalto requerido para cubrir la superficie de las partículas de un agregado mediante la siguiente fórmula.

$$\% \text{ de asfalto} = 100\ A.\ T.\ \gamma b$$; en donde:

A = Area específica del agregado (generalmente en pies^2/libra

T = Espesor de la película de asfalto en pies.

fb= Peso específico del asfálto en Lbs/pie^3

El área específica se calcula utilizando los factores conocidos como factores de área; en seguida se ilustra lo anterior con un ejemplo.

Malla	% que pasa	Factor de Área	Area específica
3/4"	100		
1/2"	95	*	2.0
3/8"	80		
No. 4	57	2	1.1
No. 8	39	4	1.6
No. 16	31	8	2.5
No. 30	23	14	3.2
No. 50	17	30	5.1
No. 100	12	60	7.2
No. 200	7.5	160	12.0

* El área superficial para las partículas mayores de la malla 4 se considera igual a 2.0

Figura 23

Los factores de área, parece que se obtuvieron suponiendo partículas esféricas, aunque para los tamaños más pequeños se hizo necesario efectuar correcciones con base en el empirismo. Nótese por ejemplo que si emplearamos mallas más chicas que la 200 por ejemplo la 270 el área especifica total se podría incrementar terriblemente, por ejemplo supongamos que el 5% pasara la malla 270 y que su factor de área fuera 300, esto nos daría un incremento de área de:

$$0.05 \times 300 = 15\%$$

Esto puede considerarse como una debilidad del método, pero si se tiene en cuenta que se calcula sólo hasta la malla 200 podriamos considerar que el método se estandariza.

Existe una infinidad de fórmulas para calcular por ciento de

asfalto teniendo en cuenta solamente al área especifica y la granulometría; pero la textura, forma, absorción, peso específico y aún la viscosidad del asfalto tiene una importancia igual o superior, por lo cual son dignas de tomarse en cuenta. Un método en que se tiene en cuenta a muchos de los aspectos posibles es el método del CKE (Equivalente centrifugado de kerosina), el cual consiste en determinar la cantidad de Kerosina que absorbe el agregado fino, así como la cantidad de aceite que retiene el agregado grueso, con los datos de:

Granulometría

Area específica

Pesos específicos (del agregado y asfalto)

Penetración del asfalto

Retenido de Kerosina (CKE)

Retenido de Aceite

y la ayuda de unos nomogramas especiales, se puede calcular el por ciento de asfalto aproximado necesario para una mezcla.

7) Diseño de la granulometría.

Debido a los requisitos especificados para las granulometrías, generalmente se hace necesario combinar dos o más agregados con diferentes granulometrías para producir un agregado que reuna las especificaciones de granulometría para una mezcla partícular.

Para efectuar esto, existe un gran número de métodos, de los cuales trataremos solamente los más comunmente empleados .

Independientemente de él número de agregados por probar, ó bien, del método de cálculo que se utilize,deberá siempre utilizarse una fórmula que exprese la combinación y que denominaremos "Fórmula Básica", la que es como sigue:

$P = aA + bB + cC + \ldots$; en donde

P = Porcentaje que pasa por una cierta malla para la combinacion de los agregados.

A, B, C, ... = Porcentaje de material, que pasa una cierta malla, de los agregados , B, f, ...

a, b, c, ... = Proporciones en que los agregados B, f,... entran en la combinación.

La combinación mas óptima será aquella en que los diferentes porcentajes P de la mezcla queden lo más posible, dentro de las especificaciones.

a) Caso de 2 agregados

Si tenemos nada más dos gregados entonces la fórmula básica sera:

$$P = aA + bB$$

debido a que $a + b = 1$, entonces $a = 1 - b$; y

$P = A(1 - b) + Bb = A - Ab + Bb$

$P - A = b(B - A)$

$$b = \frac{P - A}{B - A} \quad ; \quad \text{similarmente}$$

$$a = \frac{P - A}{A - B}$$

Supongamos los siguientes datos granulométricos para los materiales A y B

MALLA	3/4"	1/2"	3/8"	Nº 4	8	30	50	100	200
ESPECIF.	100	80/100	70/90	50/70	35/50	18/29	13/23	8/16	4/10
AGREG. A	100	90	59	16	3.2	1.1	0	0	0
AGREG. B	100	100	100	96	82	51	36	21	9.2

Figura 24 (a)

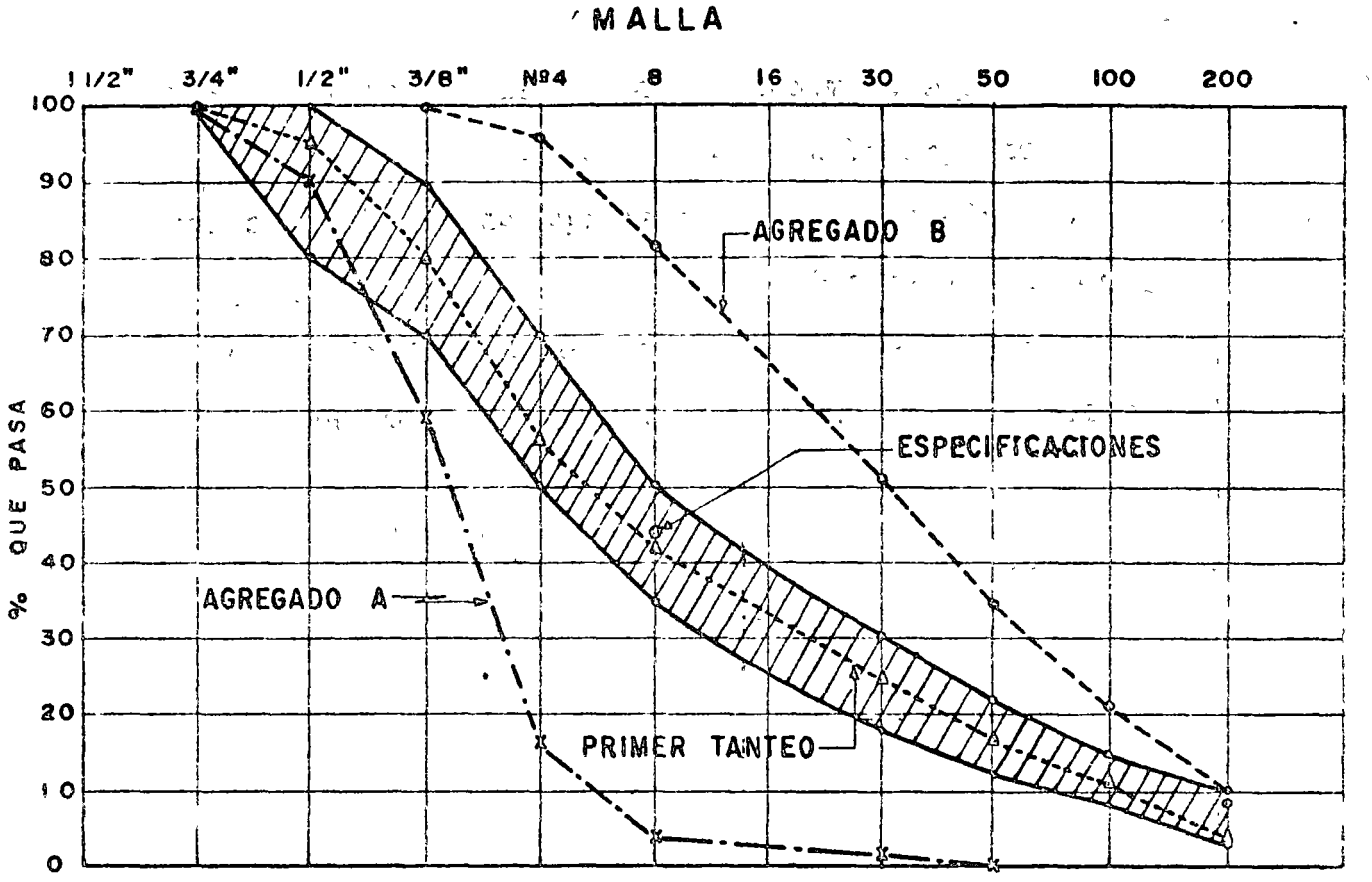


Figura 24

Los pasos que se deben seguir para determinar la granulometría óptima son los siguientes:

Examínense las dos granulometrías y estímese cual agregado debe contribuir para ciertos tamaños; en este caso se puede apreciar que los finos son proporcionados por el agregado B. Escogiendo la malla número 8 para efectuar el cálculo, tendremos que si escogemos el punto medio de las especificaciones, y aplicando la fórmula básica:

$$b = \frac{P - A}{B - A}$$

$$P = \frac{50 - 35}{} + 35 = 7.5 + 35 = 42.5\ \%$$

$$A = 3.2\ \%$$

$$B = 82\ \%$$

$$b = \frac{42.5 - 3.2}{82 - 3.2} = 0.50 \quad ; \quad \text{como } a + b = 1$$

$$a = 1 - b = 1.0 - 0.50 = 0.50$$

Lo cual significa que deberá utilizarse como un primer tanteo a la mezcla 50 % A + 50 % B

De esta forma obtenemos la siguiente granulometría

MALLA	3/4"	1/2"	3/8"	4	8	16	30	50	100	200
0.50XA	50	45	29.5	8.0	1.6		0.6			
0.50XB	50	50	50.0	48.0	41.0		25.0	18.0	10.5	4.6
TOTAL	100	95	79.5	56.0	42.6		25.6	18.0	10.5	4.6

Fig. 25

Observando la granulometría obtenida se puede apreciar que está queda cerca del limite inferior en lo que respecta al % que pasa la malla 200, por lo cual se requriria un pequeño ajuste que podría consistir por ejemplo en aumentar la proporción del agregado B de b = 0.50 a b = 0.55; con lo cual obtendremos:

MALLA	3/4"	1/2"	3/8"	4	8	16	30	50	100	200
0.45X A	45	40.5	26.6	7.2	1.4		0.5			
0.55X B	55	55.0	55.0	52.8	45.1		28.5	19.8	11.5	5.1
TOTAL	100	95.5	81.6	60.0	46.5		28.5	19.8	11.5	5.1
ESPECIF	100	80/100	70/90	50/70	35/50		18/29	13/23	8/16	4/10

Fig. 26

Nótese que ahora el material de la malla 30 quedó casi en el límite superior por lo cual en un tercer tanteo se podría proponer:

$$a = 0.48 \quad ; \qquad b = 0.52$$

que sería la combinación más óptima.

Solución gráfica. (Ver fig. 27)

Para obtener una solución gráfica al problema anterior se podría proceder en la forma siguiente:

- Dibújense los porcientos que pasan de los diferentes tamaños del agregado A en la escala vertical de la derecha.

- Dibújense los porcientos que pasan de los diferentes tamaños del agregado B en la escala vertical de la izquierda.

- Conéctese con líneas rectas los puntos correspondientes de los agregados A y B para un mismo tamaño. Márquense las líneas con el número del tamaño correspondiente.

- Márquense sobre las líneas trazadas, los límites de las especificaciones de acuerdo con la escala vertical.

- Si marcamos un punto sobre cualquier línea este punto nos definirá los porcentajes en las escalas horizontales, en que los dos agregados entrarían en la mezcla para el punto marcado y el tamaño correspon -- diente.

Con base en lo anterior se podrían trazar dos líneas verticales que - cubran los límites de las especificaciones (Ver fig. 27)

Se traza una línea vertical central entre las dos rectas verticales ya trazadas.

Esta línea nos indicará, en las escalas horizontales, a los porcentajes en que los agregados A y B entran en el proporcionamiento y en - las escalas verticales, a la granulometría obtenida.

Este método presenta la ventaja sobre el anterior en que proporciona al calculista un panorama más amplio de la posible dosificación, sobre todo "cuando las granulometrías se traslapan", pues en este caso el método númerico hace que la elección del primer tanteo sea difícil, si no es que imposible, por consiguiente resulta recomendable utilizar el método gráfico cuando las granulometrías se cruzen ó traslapen.

Aplicando este procedimiento al ejemplo anterior obtendremos la siguiente dosificación.

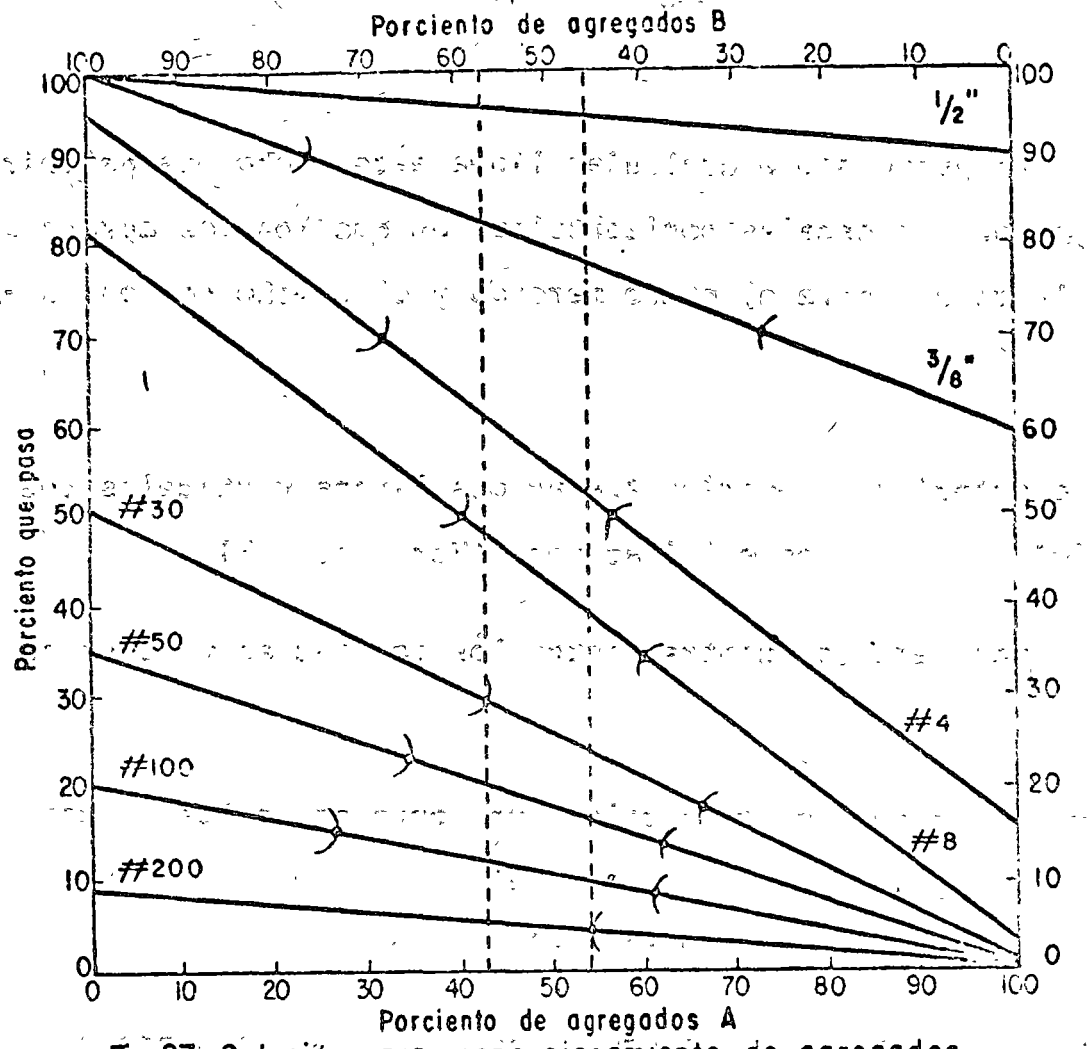


Fig. 27 Solución para proporcionamiento de agregados

De acuerdo con este método los porcentajes óptimos son de 48% para el agregado A (a = 0.48) y de 52% para el agregado B (b = 0.52). Proyectando en los ejes verticales a las intersecciones de la linea de punto y raya obtenenemos la granulometría óptima.

b) Cado de 3 agregados.

Es un caso tambien frecuente; el mezclar 3 materiales, por ejemplo una grava triturada, con arena de rio y finos no plásticos.

El problema podría resolverse graficamente extendiendo la solución del problema de 2 materiales ya vistos anteriormente al caso de 3 materiales. Se ilustrará la solución con un ejemplo.

Supongamos que se desea mezclar al agregado A con el agregado B y con un material fino C, cuyas granulometrías y especificaciones son las siguientes:

Malla	3/4"	1/2"	3/8"	4	8	30	50	100	200
Especific	100	80/100	70/90	50/70	35/50	18/29	13/23	8/16	4/10
A	100	90	59	16	3.2	1.1			
B	100	100	100	96	82	51	36	21	9.2
C	100	100	100	100	100	100	98	93	82

Fig. 28

Se puede observar que el agregado A puede proporcionar la mayor parte del material retenido en la malla 8. Nótese además que para el tamaño referido en la malla 8 el material C no contribuye pues todo el material pasa dicha malla, por consiguiente podemos poner la fórmula básica como:

$$A = \frac{P - B}{A - B}$$ (Para la malla 8) ; en donde

$$P = \frac{50 - 35}{2} + 35 = 7.5 + 35 = 42.5$$; entonces:

$$A_8 = \frac{42.5 - 82}{3.2 - 82} = \frac{39.5}{78.8} = 0.50$$

Para la malla 200

$$P = Aa + Bb + Cc$$

$$P = \frac{10 - 4}{2} + 4 = 3 + 4 = 7$$; de donde:

$$7 = 0\ (0.50) + 9.2b + 82\ c$$

pero $b + c = 1 - 0.50 = = 0.50$; $b = 0.50 - c$

$7 = 9.2\ (0.50 - c) + 82\ c - 4.6 - 9.26 + 82\ c = 4.6 + 72.8\ c$

$c = \frac{7.0 - 4.6}{72.8} = \frac{2.4}{72.8} = 0.03$

$b = 0.50 - 0.03 = 0.47$

Todo lo que resta por hacer es multiplicar los porcentajes obtenidos por los diferentes porcentajes de los diferentes tamaños y - aplicar la fórmula básica es decir:

Malla	3/4"	1/2"	3/8"	4	8	30	50	100	200
0.50xA	50	45.0	29.5	8.0	1.6	0.6			
0.47xB	47	47.0	47.0	45.1	38.5	24.0	16.9	9.9	4.3
0.03xC	3	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	2.8	2.5
Total	100	95.0	79.5	56.1	43.1	27.6	19.9	12.7	6.8
Especific	100	80/100	70/90	50/70	35/50	18/29	13/23	8/16	4/10

Fig. 29

Se podrían efectuar todavía pequeños ajustes a una granulometría de acuerdo con el criterio. Es de hacerse notar que la combinación inicial se efectúa con base en el criterio lo cual no sucede con los métodos gráficos. La aplicación de métodos análiticos se considera, por consiguiente práctica sólo en el caso en que no existan traslapes importantes o cruzamientos en las granulometrías de los agregados.

Uno de los métodos mas prácticos cuando se tienen traslapes es - una extención de le método gráfico ya explicado para el caso de dos agregados. Dicha extensión se explica con la siguiente figura:

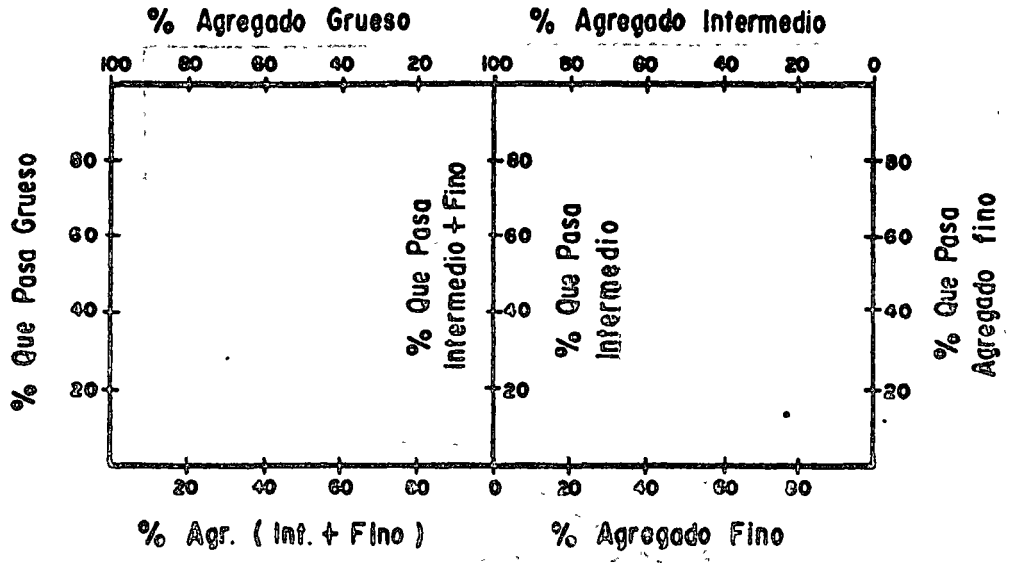


Fig. 30

De esta gráfica se obtienen tanto los proporcionamientos como la granulometría óptima.

Otro método que sirve para obtener las proporciones a, b, y c, - es el que se describe a continuación:

1.- Los agregados se consideran en los siguientes tamaños:

Porcentaje retenido en la malla No. 8

Porcentaje que pasa la malla No. 8 y se retiene en la 200

Porcentaje que pasa la malla No. 200

2.- Los límites de la especificación se dividen en la misma forma es decir:

Límites permisibles del material retenido en la malla no. 8

Límites permisibles del material que pasa la malla No. 200

3.- Se dibuja una gráfica triaxial como la siguiente:

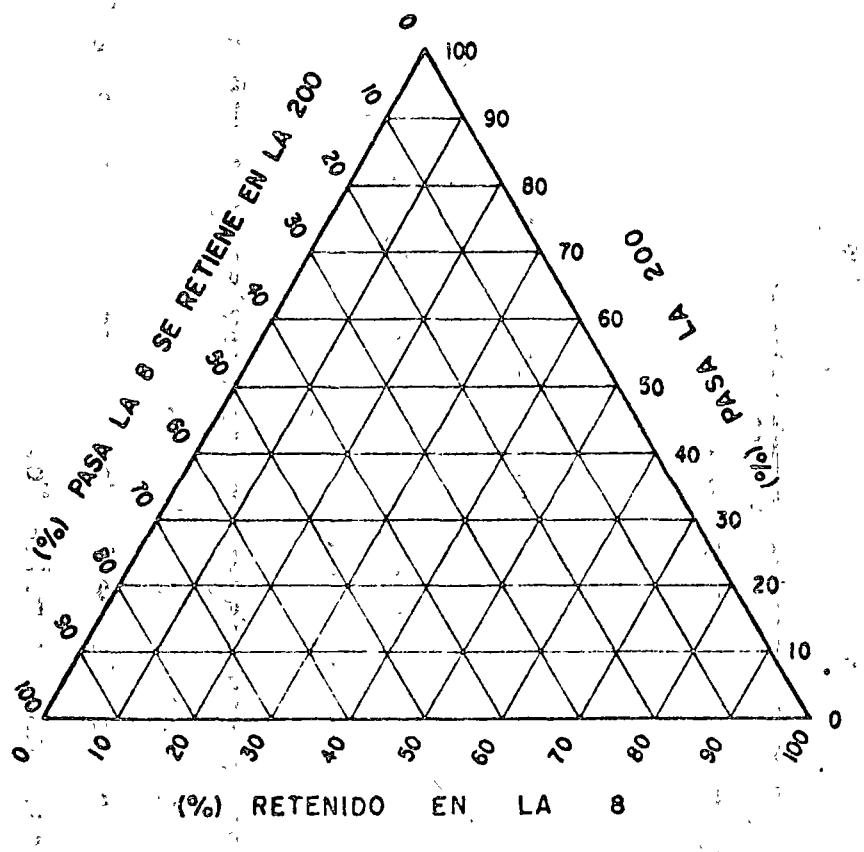

(%) PASA LA 8 SE RETIENE EN LA 200
(%) PASA LA 200
(%) RETENIDO EN LA 8
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100

FIG 31

Para proseguir con la explicación se considera útil hacerlo con un ejemplo: Se tienen tres materiales con los siguientes datos:

TAMAÑO AGREGADO	RETENIDO EN LA 8 (%)	PASA LA 8 Y SE RETIENE EN LA 200 (%)	PASA LA 200 (%)
A	96.8	3.2 (100 - 96.8)	0.0
B	18.0	72.8 (100-18-9.2)	9.2
C	0	18.0 (100 - 82)	82.0
ESPECIF.	65-50		4-10

Fig. 32

Nótese que son los mismos datos que en el ejemplo anterior.

4.- Se vacian estos datos en la gráfica trixial, obteniendo los puntos A, B, y C. y la zona de los límites de especificación, como se indica en seguida:

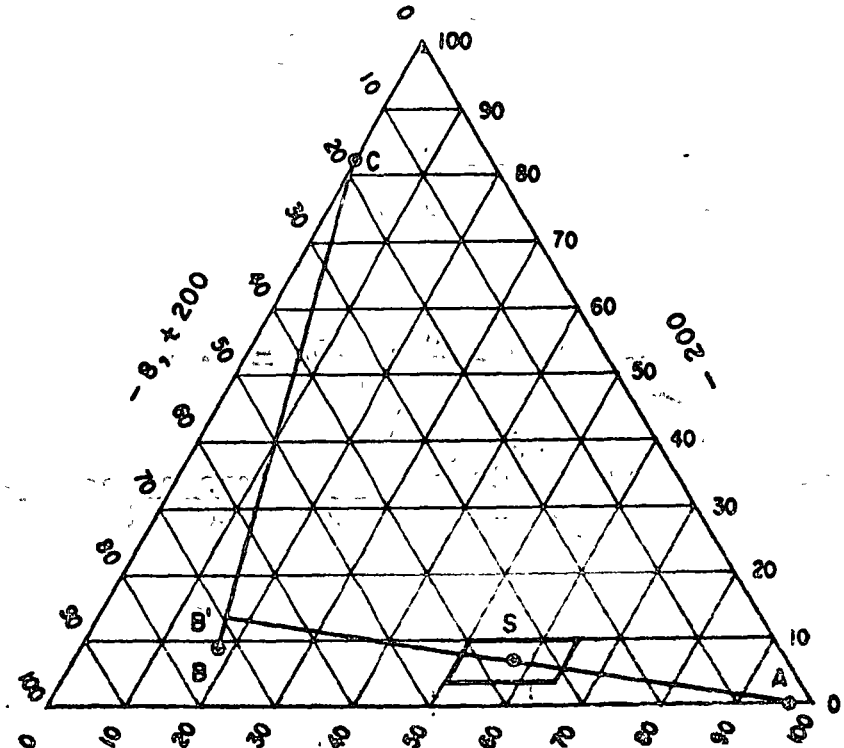


FIG. 33

6.- Se localiza el punto S, centroide del área de especificaciones. [illegible]

7.- Se unen dos puntos representando c 2 de los agregados, por ejemplo los agregados B y C.

8.- Se dibuja otra línea desde el tercer punto (A en este caso), a través del punto S y que corte a la línea $\overline{BC}$. Si a la línea trazada desde el tercer punto hacia la línea previamente trazada, cruza a la zona de especificaciones a través del punto S, entonces esto significará que los agregados no se pueden mezclar para quedar dentro de las especificaciones. La mezcla más óptima será aquella en donde se logre que la línea que atraviesa la zona de especificaciones quede sobre la diagonal mayor de dicha zona.

8.- Se miden las longitudes de todos los segmentos obtenidos, a la escala que se desee. En este caso se tiene, por ejemplo:

$$\overline{A.S} = 39 \; ; \quad \overline{B'S} = 42 \; ; \quad \overline{BB'} = 5 \; ; \quad \overline{B'C} = 68$$

9.- Se determina la proporción del tercer agregado (Agregado A, en este caso) y posteriormente se determinan las proporciones de los demás agregados, como se indica a continuación.

$$a = \frac{\overline{B'S}}{\overline{B'S} + \overline{AS}} = \frac{\text{Segmento opuesto}}{\text{Segmento total}} = \frac{42}{42 + 39} = 0.52$$

$$a + b + c = 1 \; ; \qquad b + c = 1 - a = 1 - 0.52 = 0.48$$

$$b = (b + c)\frac{\overline{B'C}}{\overline{B'C} + \overline{BB'}} = \left(\begin{array}{c}\text{Porcentaje que} \\ \text{corresponde a} \\ \text{los materiales} \\ B + C\end{array}\right) \frac{\text{Segmento opuesto}}{\text{Segmento total}}$$

$$b = 0.48 \; \frac{68}{68 + 5} = 0.45$$

$c = 0.48 - b = 0.48 - 0.45 = 0.03$

$a = 52\ \%$; $b = 45\ \%$; $c = 3\ \%$

Nótese que estos porcentajes son prácticamente iguales a los obtenidos en el ejemplo anterior.
Con estas proporciones (a, b, c,) se puede calcular la granulometría de la mezcla, simplemente aplicando la fórmula básica.

- los ejemplos anteriores se ha utilizado como límite a la malla No 8 pero si se desea no existe ningún inconveniente en utilizar otra malla, como la 4 por ejemplo.

Cuando se desea combinar 4 ó más agregados se puede tener ventaja en - el método de la gráfica trixial pues resulta bastante rápido.
Este caso se ilustrará también con un ejemplo. Sea los siguientes materiales y sus especificaciones:

Malla	3/4"	1/2"	3/8"	4	8	30	50	100	200
Especific.	100	80/100	70/90	50/70	35/50	18/29	13/23	8/16	4/100
A	100	66	41	11	6.2	2.3	0.8	0.2	0.1
B	100	100	85	56	32	13	9.0	5.6	3.0
C	100	100	100	98	91	68	50	16	2.1
D	100	100	100	100	100	100	96	91	71

Fig. 33

Los puntos de los lugar en el diagrama triaxial de acuerdo con las granulometrías serían los siguientes:

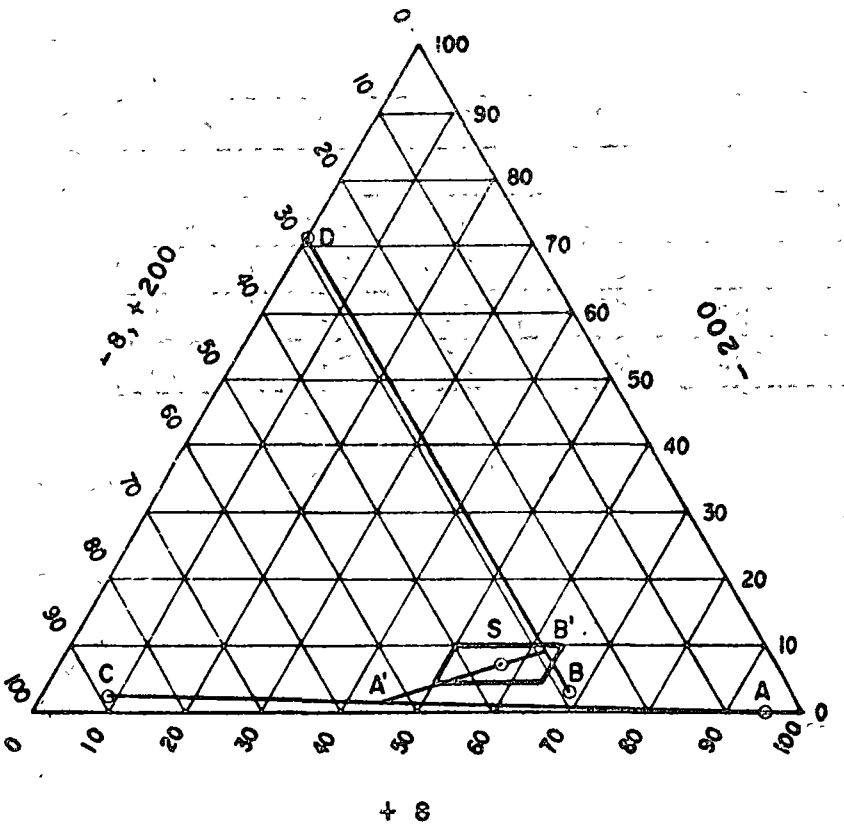
TAMAÑO AGREGADO	RETENIDO EN LA 8	PASA LA 8 Y SE RETIENE EN LA 200	PASA LA 200
A	93.8	6.1	0.1
B	68.0	29.0	3.0
C	9.0	88.9	2.1
D	0.0	29.0	71.0
ESPEC.	65-50		4-10

Se colocan los puntos determinados, sobre el diagrama triaxial y se unen por pares con líneas rectas (por ejemplo $\overline{B\ D}$ y $\overline{A\ C}$). Se traza por el punto S, una línea que intersecte a las líneas previamente trazadas. Se miden todos los segmentos, que en este caso son:

Fig. 34

$\overline{A\ A'} = 52$, $\overline{A'C} = 33$, $\overline{B\ B'} = 5.5$, $\overline{B'D} = 62.5$, $A'S = 15.5$

$\overline{S\ B'} = 4.5$



Nótese que la línea $\overline{A'\ B'}$ coincide con la diagonal mayor del área de especificaciones.

Se determinan los porcentajes en que los materiales (a + c) y (b + d) entran en la composición.

$$(a + c) = \frac{\overline{SB'}}{\overline{SB'} + \overline{AS'}}$$

$$(a + c) = \frac{\text{segmento opuesto}}{\text{segmento total}}$$

$$(a + c) = \frac{4.5}{} = 0.225$$

$$(b + d) = 1 - (a + c) = 1 - 0.225 = 0.775$$

$$a = (a + c)\ \frac{\overline{A'C}}{\overline{A'C} + \overline{AA'}} = \text{porcentaje de } \frac{\text{segmento opuesto}}{\text{segmento total}}$$

A + C

$$a = \frac{0.225\ (33)}{33 + 52} = 0.087$$

$$c = 0.225 - 0.087 = 0.138$$

$$b = \frac{0.775\ (\overline{B'D})}{\overline{B'D} + \overline{BB'}} = \frac{0.775\ (62.5)}{62.5 + 5.5} = 0.713$$

$$d = 0.775 - 0.713 = 0.062$$

a = 9 %

b = 71 %

c = 14 %

d = 6 %

La granulometría obtenida será:

Malla	3/4"	1/2"	3/8"	4	8	30	50	100	200
0.09 x A	9.0	5.9	3.7	1.0	0.6	0.2	0.1		
0.71 x B	71.0	71.0	60.4	39.7	22.7	9.2	6.4	4.0	2.1
0.14 x C	14.0	14.0	14.0	13.7	12.7	9.5	7.0	2.2	0.3
0.06 x D	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	5.8	5.5	4.3
Total	100.0	96.9	84.1	60.4	42.0	24.9	19.3	11.7	6.7
Especific	100	80/100	70/90	50/70	35/50	18/29	13/23	8/16	4/10

Fig. 35

c) Ajuste por desperdicio

Algunas veces el ajuste puede consistir en la simple alteración de la granulometría por medio de la eliminación de parte del porcentaje [illegible] Es frecuente el caso en que un material triturado sea más grueso o más fino que lo deseado. Si el material es más fino de lo deseado, sería necesario agregarle material grueso de alguna otra fuente pero si el material es grueso y con exceso de finos, el ajuste más económico que se puede hacer consiste en deshechar una porción de la fracción fina. La mayoría de las plantas trituradoras pueden efectuar las separaciones de gruesos y finos por medio de la malla No.4 (o posiblemente la malla No.8), por consiguiente, si se tiene exceso de un tamaño más pequeño el ajuste deberá efectuarse con base en la malla No.4. El material antes y después del desperdicio podría representarse con la siguiente figura:

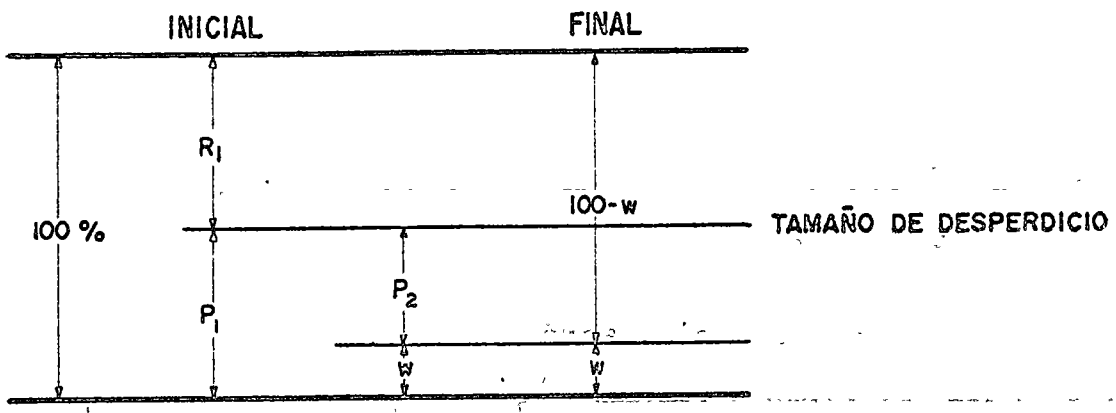


Fig. 36

R 1 = Porciento retenido en la malla de desperdicio, antes del desperdicio.

P 1 = Porciento que pasa la malla de desperdicio, antes del desperdicio.

R2 = Porciento del material retenido en la malla de desperdicio después del desperdicio.

P 2 = Porciento del material que pasa la malla de desperdicio después del desperdicio.

W = Porciento de desperdicio.

El porciento de desperdicio W se calcula en la forma siguiente:

$$W = \frac{(P1 - P2)}{(100 - P2)} \cdot 100$$

Y las fórmulas para el análisis de las granulometrías para antes y después del desperdicio son las siguientes:

Para las mallas superiores a la de desperdicio.

$$Rb = \frac{R2 \times Ra}{R1}$$

Para las mallas menores a la de desperdicio.

$$Pb = \frac{P2 \times Pa}{P1}$$

Ra = Porciento retenido para una cierta malla, antes del desperdicio

Rb = Porciento retenido para una cierta malla, despúes del desperdicio.

Pa = Porciento que pasa de un cierto tamaño antes del desperdicio.

Pb = Porciento que de un cierto tamaño después del desperdicio.

Supongamos que se cuenta con un cierto agregado cuya granulometría y especificaciones se indican en seguida:

Malla	3/4"	½"	3/8"	4	8	30	50	100	200
% Pasa Pa	100	98	87	75	54	28		17	9
Especific	100	30/100	70/90	55/73	40/55	20/30		10/18	4/10

Nótese que el material que pasa la malla No. 4, excede los límites de la especificación y que los demás tamaños estan próximos a los límites superiores de la especificación, por consiguiente se considera como adecuado el reducir el 75% que pasa la malla No. 4 a 70%. Para iniciar los cálculos es necesario convertir los porcientos que pasan de los tamaños mayores de la malla No.4, a porcientos retenidos, por consiguiente:

$P_1 = 75\%$; $P_2 = 70\%$; $R_1 = 25\%$; $R_2 = 30\%$

Aplicando las fórmulas anteriores:

$$Pb = \frac{P2}{P1} Pa = \frac{70}{75} Pa = 0.934 \ Pa$$

$$Rb = \frac{R2}{R1} Ra = \frac{30}{25} Ra = 1.2 \ Ra$$

Efectuando los cálculos obtenemos el siguiente cuadro:

Malla	3/4"	1/2"	3/8"	4	8	30	100	200
% Pasa, Pa	100	98	87	75	54	28	17	9
% Ret. Ra	0	2	13	25				
Pb=0.934Pa				70	50	26	16	8.4
Rb=1.200Ra	0	2	16	30				
Pasa Ajustado	100	98	84	70	50	26	16	8.4
Especific.	100	80/100	70/90	55/73	40/55	20/30	10/18	4/10

Figura 37

d) Ajuste debido a diferencias en el peso especifico relativo.

Generalmente las granulometrías se determinan y expresan como porcentajes en peso. Sin embargo muchas veces es necesario dosificar en volumén. Si los agregados que intervienen en la mezcla tienen los mismos pesos específicos, la dosificación en peso es igual a la dosificación en volumén para fines prácticos. Sin embargo, si los pesos específicos relativos de los agregados difieren en 0.20 ó más, entonces deberán efectuarse ajustes para obtener la dosificación en volumen, en la siguiente forma:

Supongamos que se nos dan los agregados y sus proporcionamientos, los cuales son:

Agregado	Peso Esp. Rel. Vol.	Proporción %
A	1.00	0.344
B	2.00	0.596
C	3.00	0.060

Como se mencionó en el párrafo D.5), el peso específico relativo que se debe utilizar en el caso de dosificación de los agregados es la fórmula:

$$\text{Peso Esp. Vol. Relativo} = \frac{Ws}{(Vs + Vip + Vpp)\,\gamma w} = Ssv$$

Si suponenos $\gamma w = 1\ gr/cm^3$, y considerando que;

$(Vs + Vip + Vpp)$ es el volumen total del agregado:

$$Ssv = \frac{Ws}{Vo} \quad ; \quad \text{entonces:}$$

$$Vo = \frac{Ws}{Ssv} \quad ;$$ deberá ser la fórmula a utilizar, por consiguiente:

Agregado	% en peso	Ssv	Vol	% en vol.
A	34.4	1.00	34.40	52.00
B	59.6	2.00	28.80	45.00
C	6.0	3.00	2.00	3.00
Total			66.20	100.00

Fig. 38

e) Curva de Fuller.

Con base en sus estudios Fuller propuso una ecuación que nos proporcionaría la curva granulométrica que daría la máxima densidad en un material. Dicha ecuación en forma práctica sería la siguiente:

$$P = 100\sqrt{\frac{d}{D}}$$; en donde:

P = porciento de material con tamaño d.

d = tamaño de las diferentes partículas del agregado.

D = Tamaño máximo del agregado.

E.- Diseño de los Tratamientos Superficiales.

1.- Generalidades.

El diseño de un tratamiento superficial requiere del debido proporcionamiento de asfalto y agregado de acuerdo con las características de este último.

Al tender el agregado sobre la capa de asfalto previamente colocada se tiene aproximadamente un 50% de vacios entre las partículas, al compactarlo el porcentaje se reduce al 30% aproximadamente y con el tráfico se reduce aún más, hasta el 20 % aproximadamente.

Para tener un buen comportamiento, el asfalto deberá llenar un -- 70 % de le 20 % anteriormente mencionado si el tráfico es ligero. Sin embargo si el tráfico es intenso el asfalto no deberá llenar - más del 60 % del volúmen de vacios mencionados.

Desde luego la superficie del agregado tiene bastante influencia - en la cantidad necesaria de asfalto que frecuentemente se hace necesario colocar cantidades adicionales de asfalto para compensar - por las deficiencias o irregularidades del agregado.

Se cuenta en la actualidad con un gran número de métodos de diseño pero en la presentes notas trataremos solamente 2, a saber

- Método de Texas.
- Método del Instituto del Asfalto.

2.- Método de Texas.

Simultáneamente a la explicación, se resolverá un ejemplo.

Supongamos que contamos con un FR-3 y un agregado 3 E (ver especificaciones S. O. P.)

Primer paso.

Se coloca el agregado sobre una superficie aproximadamente lisa y

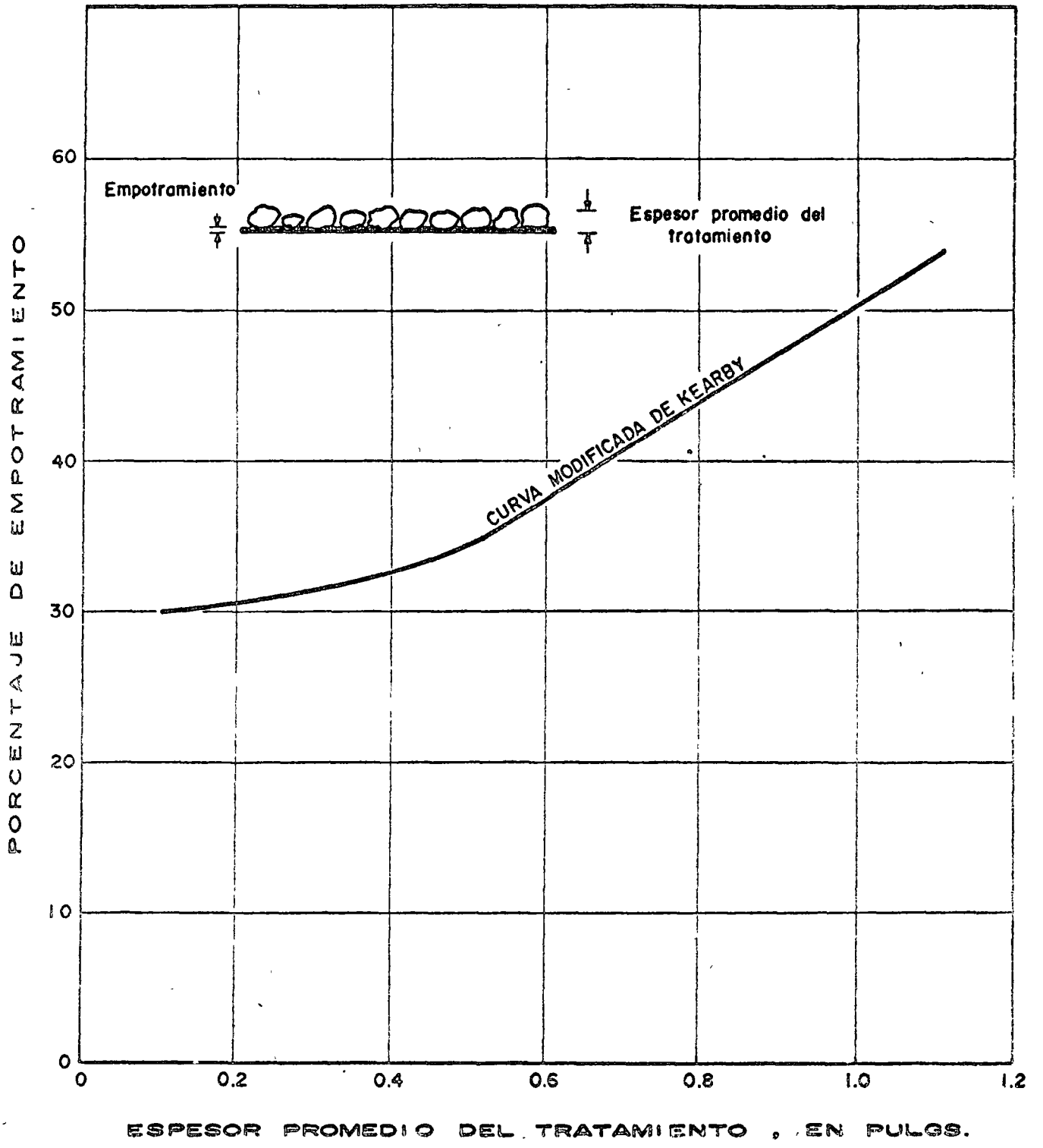

Empotramiento
Espesor promedio del tratamiento
CURVA MODIFICADA DE KEARBY
PORCENTAJE DE EMPOTRAMIENTO
60
50
40
30
20
10
0
0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
ESPESOR PROMEDIO DEL TRATAMIENTO , EN PULGS.

FIG. 40

(una charola cuadrada de 1 m. de lado sería ideal para esta prueba) se pesa la cantidad de agregado necesaria para cubrir un metro cuadrado. Supongamos que para nuestro ejemplo esta cantidad fué de:

$$W_1 = 12 \text{ kgs/m}^2$$

Segundo paso.

Se determina el peso volumétrico seco y suelto del agregado.

Supongamos que para nuestro ejemplo es de:

$$\gamma_s = 1600 \text{ kg/m}^3$$

Tercer paso.

Se determina la cantidad necesaria para tener una capa de material de 1cm.de espesor.

$$1600 \times 0.01 = 16 \text{ Kg/m}^2$$

Cuarto paso..

Se calcula la altura promedio del material, con la fórmula siguiente:

1 cms. requieren 12 Kgs/m^2

1 cms. requiere 16 kg/m^2

$$\frac{1}{1} = \frac{12}{16} = 0.75 \text{ cms.} = 0.30'' = h,$$

Quinto paso (ver fig. 40).

Con el dato anterior se entra a la gráfica de Kearby y se obtiene el porcentaje de material embebido en la capa asfáltica. Entrando a la gráfica con 0.30" se obtiene:

Porcentaje embebido = 32 %

Sexto paso.

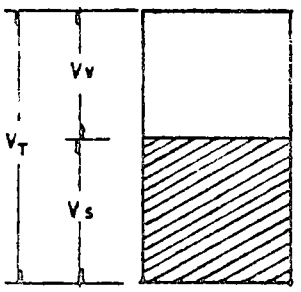
Se determina la altura que tendrá el asfalto, una vez colocado el agregado.

$$h2 = h_1 \times \text{Porcentaje embebido} = 0.75 \times 0.32 = 0.24 \quad \text{cms.}$$

Septimo paso.

Se determina el volúmen de vacios en el tratamiento, con base en lo siguiente

$$Vv = 1 - Vs \quad ; \quad Ss = \frac{\gamma s}{fo} \quad ; \quad \gamma s = Ss \times \gamma o$$



$$\gamma s = Ss.\ \gamma o = \frac{Ws}{Vs} \quad ; \quad Vs = \frac{Ws}{Ss.\ \gamma o}$$

Suponiendo :

$$Ss = 2.65$$

$$\gamma o = 1000 \text{ kg/m}^3$$

Tenemos que un metro cúbico de material pesa:

$$Ws = 1600 \text{ Kgs} \quad ; \text{ entonces:}$$

$$Vs = \frac{1600}{2.65 \times 1000} = 0.60 \quad ; \quad Vv = 1 - 0.60 = 0.40$$

Octavo paso

Se determina el volumen de asfalto requerido:

$$\text{Vol. de asfalto} = h2 \times Vv \times (\text{metro cuadrado})$$

$$= 0.24 \times 0.40 \times 100 \times 100 = 960 \text{ c.c./m}^2$$

$$\text{Vol. de Asfalto} = 0.96 \text{ lts /m}^2$$

La ASTM recomienda incrementar este valor en un 10 % debido a solventes o agentes emulsificantes:

$$0.96 + 0.10 \times 0.96 = 1.06 \text{ lts/m}^2$$

la dosificación Sería: $\begin{cases} 1.06 \text{ lts/m}^2 & \text{de Fr - 3} \\ 16 \text{ kgs/m}^2 & \text{de agreg. 3 E} \end{cases}$

Se recomienda efectuar unas pruebas in situ con dosificaciones cercanas a la calculada para determinar la óptima.

Se puede incrementar la altura de asfalto (h2) en climas frios.

Se puede incrementar la altura de asfalto (h2) cuando se tenga tráfico ligero.

Si se teme que el agregado penetre, en la superficie tratada, al ser compactado, se recomienda utilizar menor altura de asfálto (h2).

Para tratamientos superficiales multiples ver las dosificaciones propuestas por ASTM en su especificación ASTM D 1369-58.

2.- Método del Insituto del Asfalto.

Para la aplicación de éste método se necesita conocer la granulometría y el peso seco y suelto del material.

Primer paso.

El primer paso consiste en calcular el tamaño promedio del agregado con base en los datos de granulometría. Por ejemplo:

Tamaño	% que pasa	Tamaño promedio.(pulgs)	% del tamaño	Cálculos
½"	100	0.44	10	0.44 x 0.10 = 0.044
3/8"	90	0.28	70	0.28 x 0.70 = 0.196
Nº 4	20	0.14	16	0.14 x 0.16 = 0.022
Nº 8	4			
	M=	tamaño promedio	=	0.262"

Fig. 41

Segundo paso.

Se determina el factor de tráfico, de acuerdo con la siguiente tabla en la cual se supone que el agregado es de buena calidad:

Factores de Trafico.					
Tráfico (v./dia)	Menos de 100	100 a 500	500 a 1000	1000 a 2000	Mas de 2000
Factor (T)	0.85	0.75	0.70	0.65	0.60

Fig. 42

En este método se considera que el factor de tráfico es un porcentaje del 20 % de vacios en el agregado que se pueden llenar con el asfalto.

Supongamos que se tiene un tráfico de 835 v/día, a lo que corresponde un valor de T de 0.70.

Tercer paso.

Se determina el factor de absorción del agregado y superficie por tratar de acuerdo con la tabla siguiente:

Condiciones del Pavimento.	Factor (V) galones / yarda^2.
Superficie suave y no porosa	0.00
Superficie ligeramente porosa y oxidada	0.05
Superficie ligeramente empacada porosa y oxidada	0.10
Superficie oxidada, porosa y mal empacada	0.15

Fig. 43

Supongamos que se trata de una rehabilitación y que le pavimento actual está formado por un concreto asfáltico ligeramente poroso por lo cual le podemos asignar un valor de:

$$V = 0.05 \text{ gal. / y d}^2$$

Cuarto paso.

Se calcula la cantidad de asfalto en galones por yarda cuadrada, mediante la siguiente fórmula:

$$A = 1.122\ MT + V$$

Para nuestro ejemplo:

$$A = 1.122\ (0.262)\ (0.70) + 0.05 = 0.21 \text{ gal/yd}^2$$

Quinto paso.

Se calcula la cantidad necesaria de agregado mediante la siguiente Fórmula:

Fórmula:

$S = 0.80 \quad M\,W$; en donde

W = Peso volumétrico seco y suelto del agregado en lbs/pie^3; suponiéndolo de 89 lbs/pie^3

en nuestro ejemplo; $S = 0.80 + (o.262)\ 89 = 18.7\ lbs/yd^2$

Dosificación

Cemento asfáltico	_____	0.21	gal/yd^2 =
Agregado	_____	18.7	lbs/yd^2 =

En el manual MS - 13 del Instituto del Asfalto se presenta el método para el cálculo de tratamientos superficiales multiples en donde se aplica la teoría llamada de los volúmenes absolutos.

F.- Diseño de Mezclas de Concreto asfáltico.

1.- Generalidades.

Se define como mezcla asfáltica en caliente a la combinación uniforme de cemento asfáltico con agregado previamente calentado.

Las mezclas en caliente para pavimentos pueden producirse en una gama amplia de combinaciones de agregados, cada combinación teniendo sus - características particulares adecuadas para diferentes fines determinados. Además del producto asfáltico utilizado, las características principales de la mezcla dependen de las cantidades relativas que contenga el agregado, de gravas, arenas y finos.

El concreto asfáltico es un tipo de mezcla en caliente que reune los requisitos más estrictos de calidad y control.

2.- Propiedades de las mezclas asfálticas.

Las propiedades que se consideran importantes en las mezclas asfálticas son las siguientes:

Estabilidad

Durabilidad

Flexibilidad

Resistencia a la fatiga (envejecimiento)

Resistencia al Derrapamiento.

Impermeabilidad

Trabajabilidad.

a) Estabilidad.

Es la capacidad que tiene un pavimento asfáltico para resistir las deformaciones provocadas por las cargas impuestas. En los pavimentos inestables se forman canalizaciones y corrugaciones. La estabilidad depende tanto de la fricción como de la cohesión de la mezcla.

La fricción interna depende tanto de la forma, textura y granulometría de los agregados como de la densidad de la mezcla y cantidad de asfalto. Para cualquier tipo de agregado, se tiene una estabilidad mayor mientras más densa sea la mezcla de agregados (mejor granulometría). Una cantidad excesiva de asfalto en la mezcla lubrica a las partículas y como consecuencia la fricción interna se ve reducida.

La cohesión es propiedad inherente del asfalto y sirve para mantener en contacto a los agregados. La cohesión vacía directamente con la viscosidad, carga aplicada y velocidad de aplicación de la carga, la cohesión se incrementa al incrementar el contenido de asfalto hasta que se logre una cohesión máxima, si a partir de este punto se incrementa el contenido de asfálto, este sirve de lubricante y la cohesión se disminuye.

b) Durabilidad. Es la propiedad que tiene un pavimento asfáltico para resistir la desintegración debida al tráfico e intemperismo, Generalmente se mejora la durabilidad utilizando contenidos de asfalto altos, granulometrías densas y mezclas impermeables y bien compactadas. Una película gruesa alrededor del agregado es más resistente al envejecimiento (endurecimiento y fracturamientos) que una película delgada, se debe agregar la cantidad necesaria de asfalto para proveer las características de liga adecuadas y resistir las fuerzas abrasivas del tráfico; una cantidad insuficiente de asfalto provocaría el fácil desprendimiento de las partículas de agregado. La abrasión es más activa si además del asfalto se encuentra frágil (envejecido). El envejecimiento puede deberse también a un sobrecalentamiento del asfalto durante la elaboración de la mezcla. Desde luego que la óptima durabilidad, se tendría si todos los vacios estuvieran llenos de asfálto, sin embargo esto es indeseable desde elpunto de vista de la estabilidad, pues al tenerse la mezcla en el pavimento se presentarían las deformaciones bajo cargas estáticas (creep) y las canalizaciones. Por otro lado se presentaría también el llorado (expulsión de asfálto) del pavimento, debido a la recompactación producida por el tráfico, y de esta manera el pavimento se volvería resbaloso sobre todo con la presencia de agua.

En consecuencia es necesario que al diseñar una mezcla se equilibren tanto la durabilidad como la estabilidad, tratando de óptamizar al máximo.

c) Flexibilidad. Es la capacidad de un pavimento asfáltico para adaptarse a las deformaciones y asentamientos de la base y subrasante sin agrietarse. Lo anterior se logra mediante contenidos altos de asfalto y granulometrías abiertas.

d) Resistencia a la fatiga. Es la capacidad de un pavimento asfáltico para soportar los efectos de cargas repetidas debidas la paso de los vehículos, mientras más alto sea el contenido del asfalto, la resistencia a la fatiga será mayor. Asi mismo se ha encontrado que la granulometría densa son más resistentes que las abiertas.

e) Resistencia al derrapamiento. Es la capacidad del pavimento asfáltico de ofrecer resistencia al deslizamiento de las ruedas de los vehículos, principalmente cuando se encuentra húmedo.

Los factores que contribuyen para lograr lo anterior son los mismos mencionados para la estabilidad, es decir, contenidos de asfalto adecuados y agregados rugosos aunque también es necesario que estos últimos sean resistentes a la acción abrasiva del tráfico (que no se pulan).

f) Impermeabilidad. Es la resistencia que ofrece un pavimento asfáltico al paso del aire y agua a través de él. Es muy importante conocer en una mezcla asfáltica la interconección probable entre sus vacios. Las mezclas densas y altos contenidos de asfalto favorecen a la impermeabilidad.

g) Trabajabilidad. Es el grado de facilidad que presentan las mezclas asfálticas durante su colocación y compactación. Si se cuenta con un diseño cuidadoso y adecuado y si se cuenta además con maquinaría adecuada la trabajabilidad no es un problema. A veces las propiedades en los agregados que promueven la alta estabilidad hacen que las mezclas elaboradas tengan baja trabajabilidad. Por consiguiente, debido a que los problemas de trabajabilidad se descubren frecuentemente durante la pavimentación, deberán hacerse modificaciones al diseño de la obra, para proseguir con la mayor eficacia.

En síntesis deberá buscarse al diseñar una mezcla el que se tengan las cualidades antes mencionadas dentro de un marco económico y práctico.

3.- Método de diseño con base en fórmulas o nomogramas empíricos.

Es muy grande la cantidad de métodos existentes para el diseño de mezclas asfálticas, algunos de ellos muy sencillos auque limitados y otros muy sofisticados pero que representan métodos más racionales. Entre los primeros se pueden tener métodos que incluyan en sus diseños solamente datos de granulometría, otros pueden incluir también a las características de forma, textura y absorción. Entre los segundos tenemos métodos que incluyen en su diseño además de lo anterior, el área específica de los agregados (área por unidad de vólumen o peso), densidades del agregado y asfálto, viscocidad del asfálto y tipo de asfálto.

En las presentes notas se presentarán solamente 2 métodos a saber:

Método empleado por S. O. P.

Método del Centrifugado Equivalente de Kerosina (CKE) y Aceite Retenido.

a) Método S. O. P.

En el método utilizado por la S. O. P., se cuenta con 2 variantes, que sirven para estimar contenidos mínimos de asfalto necesarios para cubrir las partículas de agregado pétreo en una mezcla asfáltica. La variante uno se aplica cuando el agregado contiene finos (no se especifican porcentajes) y la variante dos cuando el agregado contiene pocos finos y su granulometría está cercana al límite inferior de las especificaciones.

La variante uno consistente en determinar el área específica del agre-

gado (área por Kg. de material) y posteriormente multiplicar dicha área por el índice asfáltico, que depende de la forma y absorción del agregado, para determinar el contenido mínimo de asfalto.

El área específica se obtiene multiplicando el porciento de cada tamaño por los factores de área dados en la siguiente tabla:

Tamaño	Factor de área m^2/kg
1 1/2" a 3/4"	0.27
3/4" a No. 4	0.41
No. 4 a No. 40	2.05
No. 40 a No. 200	15.38
Pasa 200	53.30

Fig. 44

El índice asfáltico se obtiene de acuerdo con la siguiente tabla:

Material	Indice asfáltico
Gravas ó arenas de rio ó materiales redondeados, de baja absorción	0.0055
Gravas angulosas ó redondeadas trituradas, de baja absorción	0.0060
Gravas angulosas ó redondeadas, de alta absorción y rocas trituradas de absorción media	0.0070
Rocas trituradas de alta absorción	0.0080

Fig. 44 B

Los valores del índice asfáltico se dan en Kgs de cemento asfáltico por metro cuadrado de superficie de agregado pétreo. Se considera baja absorción a la que es menor de 2 %, absorción media a la

Ejemplo:

Supongamos una mezcla de roca triturada de baja absorción con arena de rio para obtener los tamaños finos. La arena pasa la malla 4. - La granulometría de la mezcla es la siguiente:

Malla	% que pasa
3/4"	100
1/2"	76
3/8"	62
4	44
10	30
20	25
40	20
60	14
100	8
200	5

Fig. 45

Peso vol.seco y suelto = 1400 kgs/m^3

Asfalto - Fr-2 con 69% de residuo y peso específico de 0.94

De acuerdo con los datos podemos escoger como índice del material grueso a 0.0070 kgs/m^2 y de 0.0055 kgs/m^2 para la arena.

Los cálculos a efectuar son los siguientes:

Tamaño.	Pasa.	Constante de área.	Superficie Parcial.	Indice asfáltico.	Contenido parcial de asfalto.
	%	Kg/m^2	Kg/m^2	Kg/m^2	Kg/Kg
3/4" a 4	56	0.41	$\frac{56}{100} \times 0.41 = 0.230$	0.0070	0.230 x 0.0070=0.00161
4 a 40	24	2.05	$\frac{24}{100} \times 2.05 = 0.492$	0.0055	0.492 x 0.0055=0.00271
40 a 200	15	15.38	$\frac{15}{100} \times 15.38 = 2.307$	0.0055	2.307x0.0055=0.01269
Pasa 200	5	53.20	$\frac{5}{100} \times 53.30 = 2.665$	0.0055	2.665x0.0055=0.01466

Figura 46

Cont. Total = 0.03167 Kgs/kg

Debido a que los índices asfálticos son para cementos, para un FR-2 debemos estimar el porciento de producto asfáltico.

Contenido de producto asfáltico = $\frac{0.0316 \times 100}{0.69} = \frac{3.2}{0.69} = 4.65$ % en peso

En volumen tendremos:

Contenido en volumen = $\frac{4.65}{0.94} \times \frac{1400}{1000} = 7.2$ % ; o sea:

$$\frac{0.072\ m^3 \text{ de FR-2}}{1.000\ m^3 \text{ de Agr.}} = \frac{0.072\ (1000)}{1.000} = \frac{72 \text{ lts de FR-2}}{m^3 \text{ de agregado}}$$

Si la mezcla va a ser elaborada con cemento asfáltico, el valor obtenido deberá multiplicarse por 1.25 debido a que los cementos tienen un menor poder de cubrimiento.

La variante 2 consiste en la aplicación de la siguiente fórmula:

$$A = 0.020\,a + 0.045\,b \pm cd \quad ; \quad \text{en donde}$$

A = Contenido de asfalto. (cemento asfáltico) respecto al peso del agregado.

a = Porciento de agregado retenido en la malla No.10

b = Porciento de agregado que pasa la malla No.10 y se retiene en la 20

c = Porciento de material que pasa la malla No. 200

d = Coeficiente asfáltico que varía con las caracteristicas del material de acuerdo con los datos de la tabla siguiente.

Material	Valor de "d"
Gravas y arenas de rio ó materiales redondeados de baja absorción	0.15
Gravas trituradas de baja absorción	0.20
Rocas trituradas de absorción media	0.30
Rocas trituradas de alta absorción	0.35

En este caso tambien deberán aplicarse las correcciones enunciadas en la variante 1 .

b) Método del centrifugado equivalente de kerosina y retenido de aceite (CKE)

El método CKE es un método en donde se efectuan unas pruebas y

Se hace uso de unos nomogramas para determinar el contenido óptimo estimado de asfalto. Este método fué desarrollado en el Departamento de Carreteras de California, U.S.A., y se utiliza como primer paso en el método de Hveem de diseño de mezclas asfálticas.

Para proceder con el método de CKE es necesario determinar de antemano lo siguiente:

- Peso específico aparente relativo del material que pasa la malla No.4 (Sap. 4)
- Peso específico aparente relativo del material que se retiene en la malla No.4 (Sap. 4)
- Granulometría del agregado y su área específica (determinadas como se indico en el capítulo de agregados)
- Porciento que pasa la malla No.4

El método consiste en lo siguiente:

1) Se pesan 2 muestras de 100 grs. c/u del material que pasa la malla No. 4 y se colocan en unas copas de centrifugado
2) Se sumergen las copas, conteniendo el agregado, en kerosina hasta que éste se sature.
3) Se centrifugan las muestras saturadas durante 2 minutos con una fuerza de 400 veces la fuerza gravitacional terrestre. (generalmente los aparatos se expenden ya calibrados)
4) Se determina mediante pesado la cantidad de kerosina retenida y se expresa como porciento del peso seco del agregado. A este valor se le conoce como CKE.
5) Se toman 2 muestras de 100 grs. c/u del agregado que pasa la malla de 3/8" y se retiene en la malla No.4 y se colocan en unos pequeños embudos de escurrimiento.

6) Se sumergen los embudos, conteniendo al agregado, en aceite lubricante No. 10, a la temperatura ambiente y durante 5 minutos.

7) Se escurren los embudos durante 15 minutos a una temperatura de 60°C.

8) Se determina la cantidad de aceite retenida, mediante pesado y se expresa como por ciento de aceite retenido respecto al peso del agregado.

Los siguientes pasos consisten en el uso de los nomogramas para lo cual se seguirá la explicación con un ejemplo.

Supongamos los siguientes datos:

Sap. < 4 = 2.64

Sap. > 4 = 2.45

por ciento que pasa la malla no. 4 = 45 %

$$\text{Sap. promedio} = \frac{100}{\frac{55}{2.45} + \frac{45}{2.64}} = \frac{100}{22.5 + 17.1} = 2.53$$

Area específica = 32.4 pies^2/lb.

CKE = 5.6 %

% de aceite = 1.9 %

9) Utilizando el valor del CKE y el peso específico aparente del agregado fino y la gráfica de la figura 47, se determina el valor de la constante Kf

Kf = 1.25

10) Utilizando el prociento de aceite retenido y el peso específico aparente del agregado grueso y la gráfica de la figura 48 se determina el valor de Kc.

Kc = 0.8

11) Utilizando los valores de Kc, Kf, el área específica el por ciento de agregado grueso y la gráfica de la figura No. 49, se determina el valor de la constante Km.

Kc - Kf = 0.8 - 1.25 = - 0.45 (corrección negat.)

Corr. = - 0.15 ; Km = 1.25 = 1.10

12) Utilizando el valor de CKE, el área específica, el peso específico aparente de los agregados, la constante Km y la gráfica de la figura 50, se determina el contenido de asfalto, estimado en la mezcla. - En la gráfica el caso uno se aplica cuando el agregado grueso sea de características semejantes al agregado fino. (Kc aproximadamente -- igual a Kf), de no ser así, se aplica el caso 2 como en el presente - en donde obtenemos 4.6 % como relación de aceite.

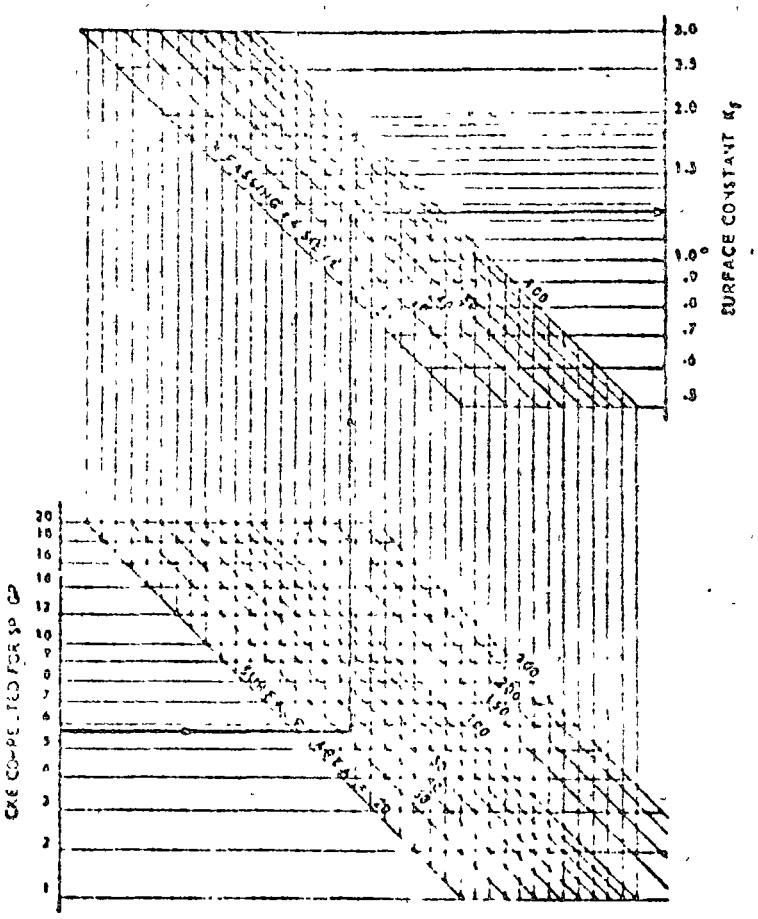
13) Utilizando el área específica, la relación de aceite, el grado - de penetración del producto asfáltico por utilizar y la gráfica de la figura 51 se calcula el contenido óptimo de cemento asfáltico en la - mezcla.

En nuestro ejemplo este valor resulta de 5.7 % si suponemos un grado de penetración de 100 grados.

4.- Métodos de Diseño con base en pruebas efectuadas sobre especímenes de mezcla asfáltica.

No solamente es importante probar la calidad de los asfaltos y agregados en forma separada, sino que se deben efectuar pruebas a la mezc - ellos, para establecer las debidas proporciones y las características para tales muestras. Los métodos más ampliamente utilizados con re - sultados satisfactorios son los métodos de Marshall, Hveen y Hubbard - Field.

Se han desarrollado criterios para cada método correlacionando los -



CKE CORRECTED = CKE × $\frac{\text{"apparent" sp. gr. fine}}{2.65}$

NOTE: Do not confuse this correction to CKE with that used in Figure 5

(COURTESY CALIFORNIA DIVISION OF HIGHWAYS)

Figure 67 Chart for determining surface constant K_f for fine material, from CKE, Hveem method of mix design

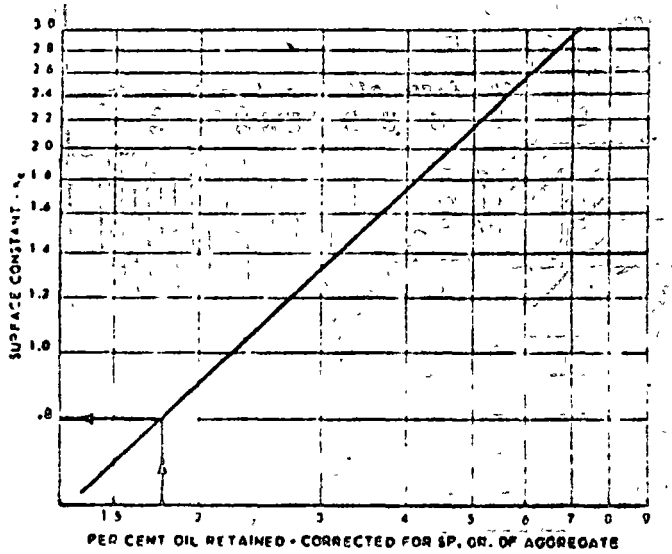


Figure 48. Chart for determining surface constant K_c for coarse material from coarse aggregate absorption, Hveem method of mix design

(Courtesy California Division of Highways)

Material Used Aggregate - Passing 3/8", Ret. #4 Sieve
Oil - SAE 10

$$\% \text{ Oil Ret. Corrected} = \% \text{ Oil Ret.} \times \frac{\text{"apparent" sp. gr. of Coarse Aggregate}}{2.65}$$

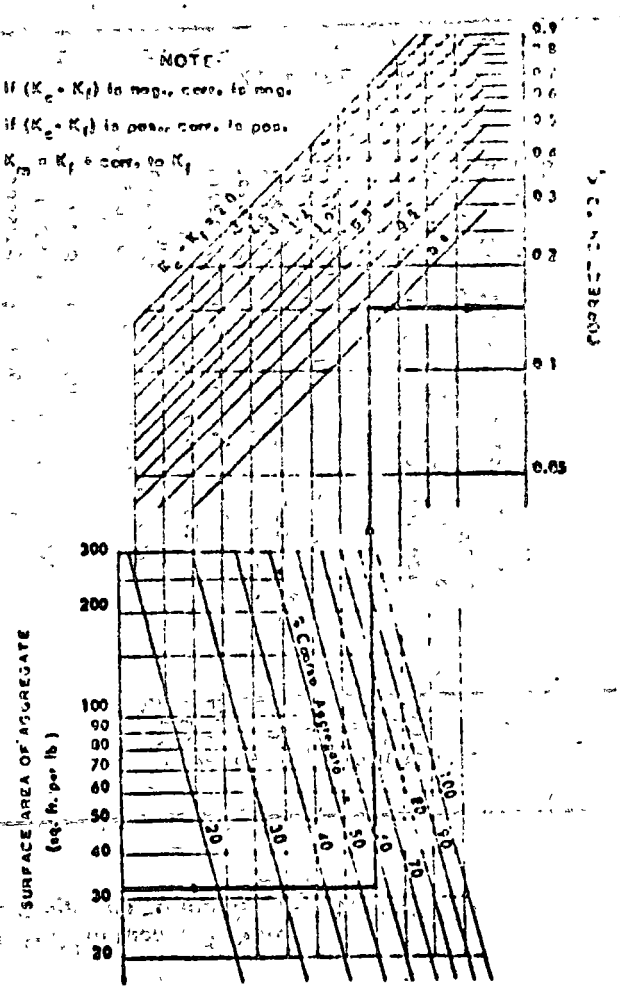


Figure 49. Chart for combining K_f and K_c to determine surface constant K_m for combined aggregate, Hveem method of mix design

(Courtesy California Division of Highways)

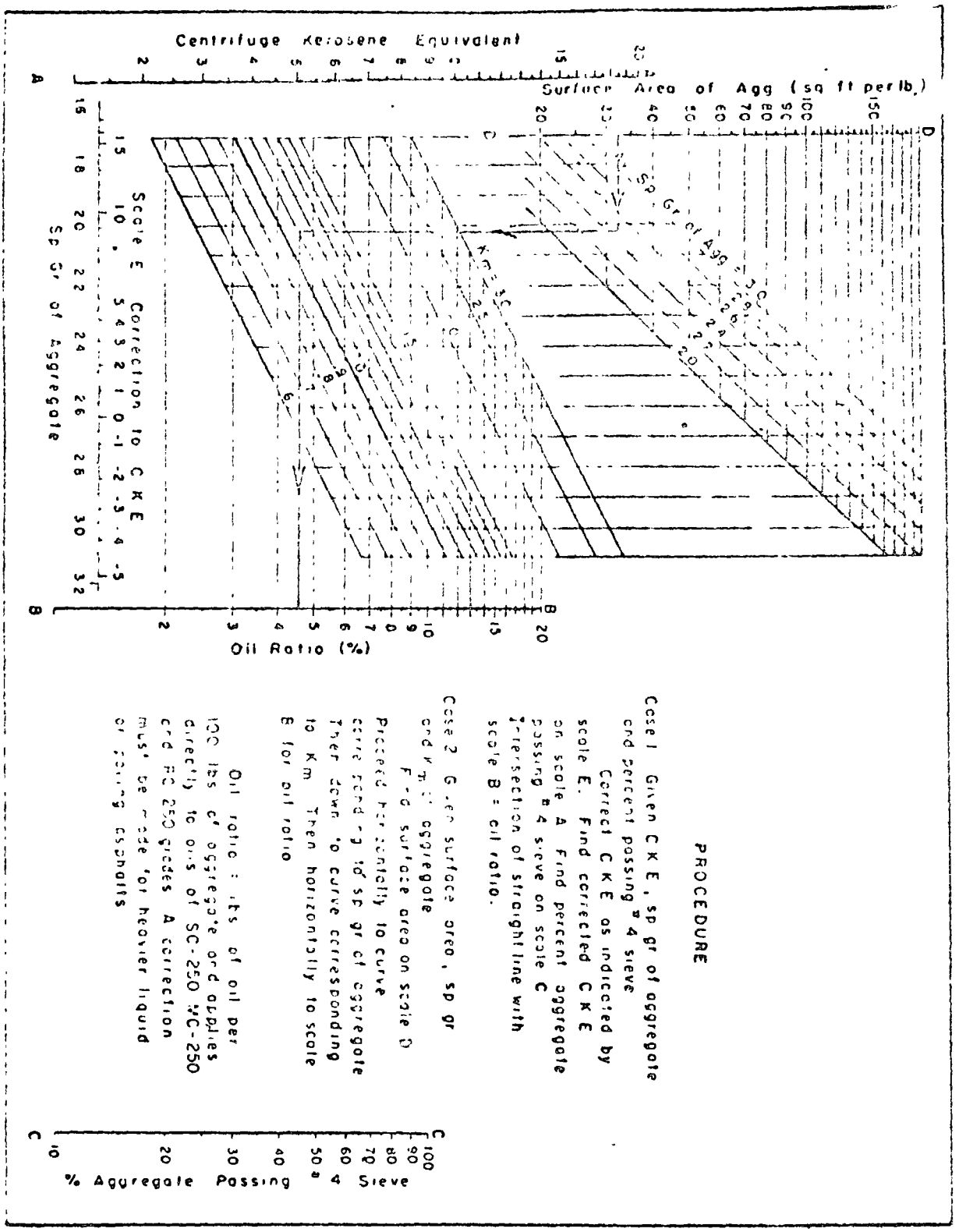


Figure 50 Chart for computing oil ratio for dense-graded bituminous mixtures, Hveem method of design

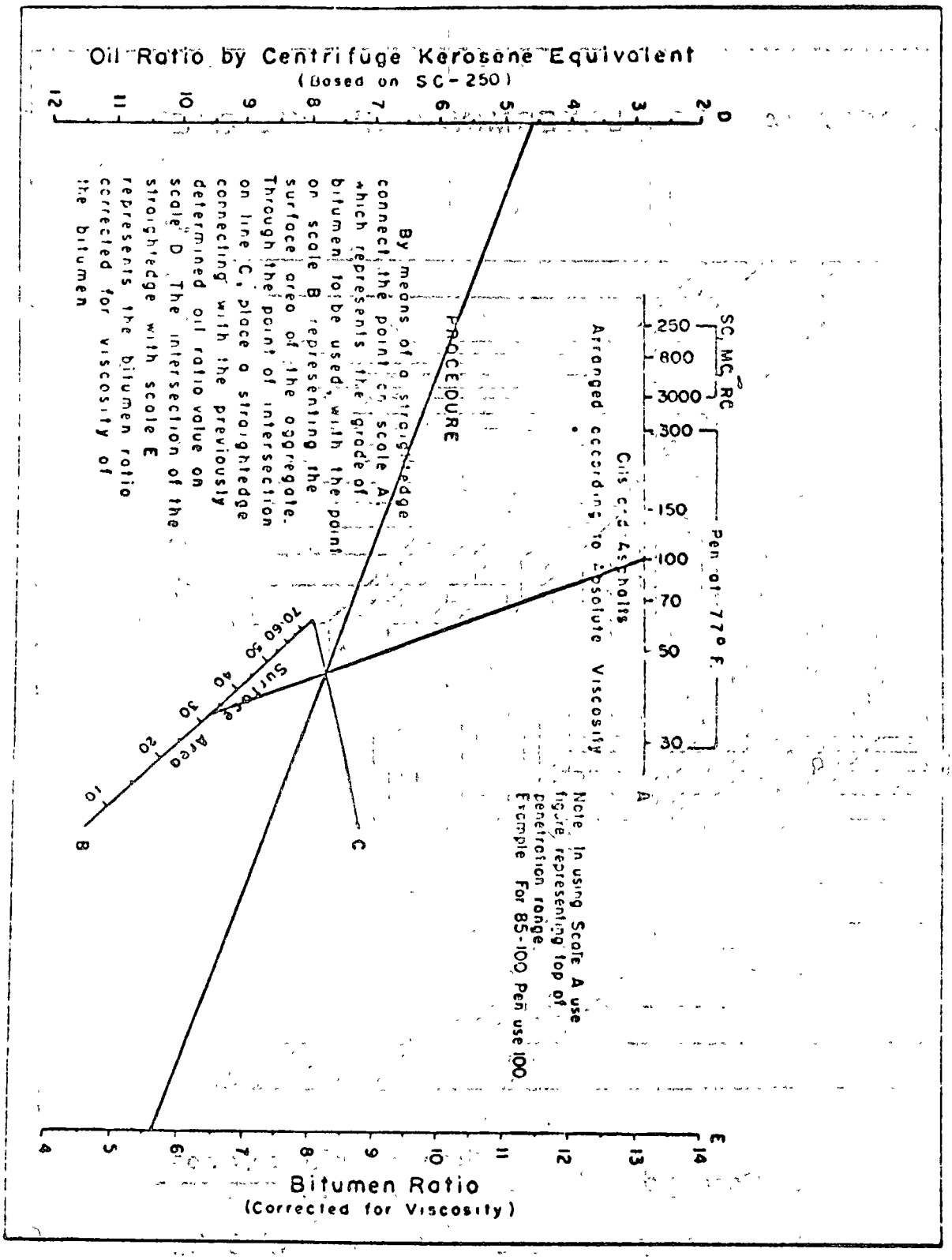
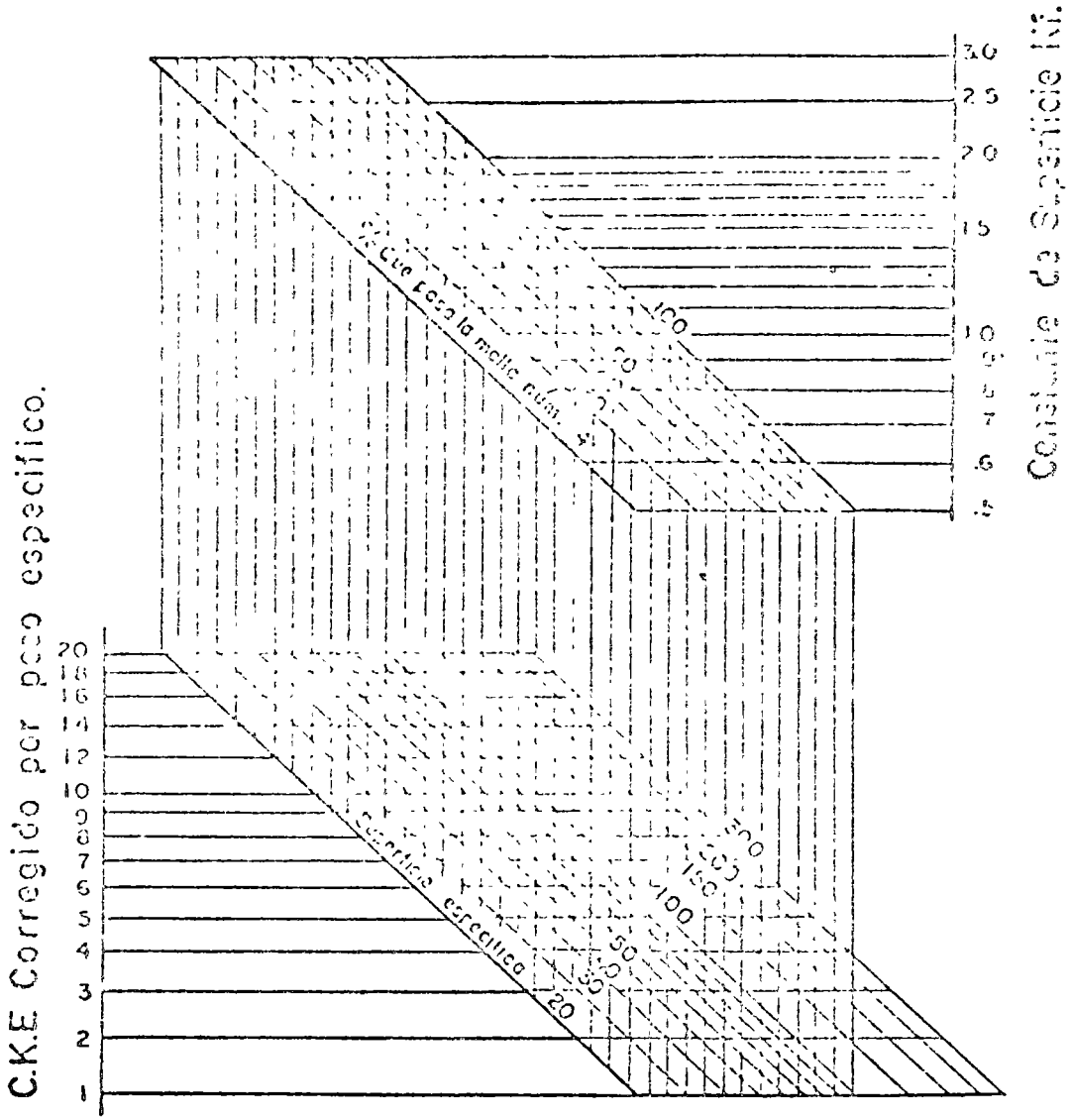


Figure 51 Chart for correcting bitumen requirement due to increasing viscosity or lower penetration of asphalt, Hveem method of mix design

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR Kf DEL C.K.E.



$$\text{C.K.E. Corregida} = \text{C.K.E.} \times \frac{\text{Peso específico de finos}}{2.65}$$

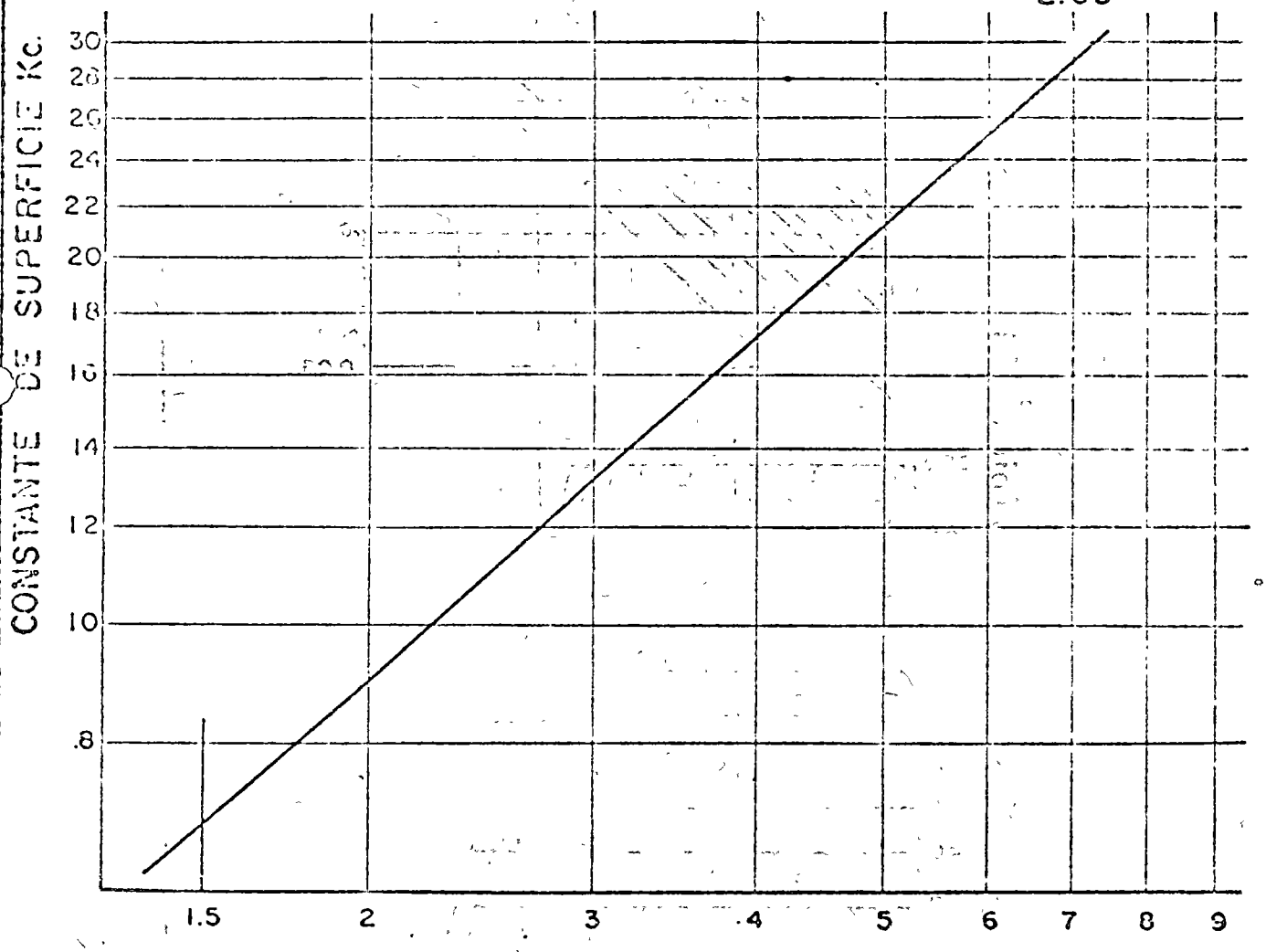
NOTA: No se confunda esta corrección al C.K.E. con la que se hace según figura III.

FIGURA 161

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR Kc A PARTIR DE LA ABSORCION DEL AGREGADO GRUESO.

Material empleado { Agregado que pasa 3/8" y retenido en malla Núm.4.
Aceite tipo SAE 10.

% aceite retenido y corregido = % Aceite ret. x $\frac{\text{Peso espec. del agregado.}}{2.65}$



Por ciento de aceite retenido (corregido por peso especifico del agregado.)

FIG. 162

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR Km
A PARTIR DE Kf Y Kc.

Si (Kc—Kf) es negativo, la correción es negativa.
Si (Kc—Kf) es positivo, la correción es positiva.
Km = Kf + correc. a Kf.

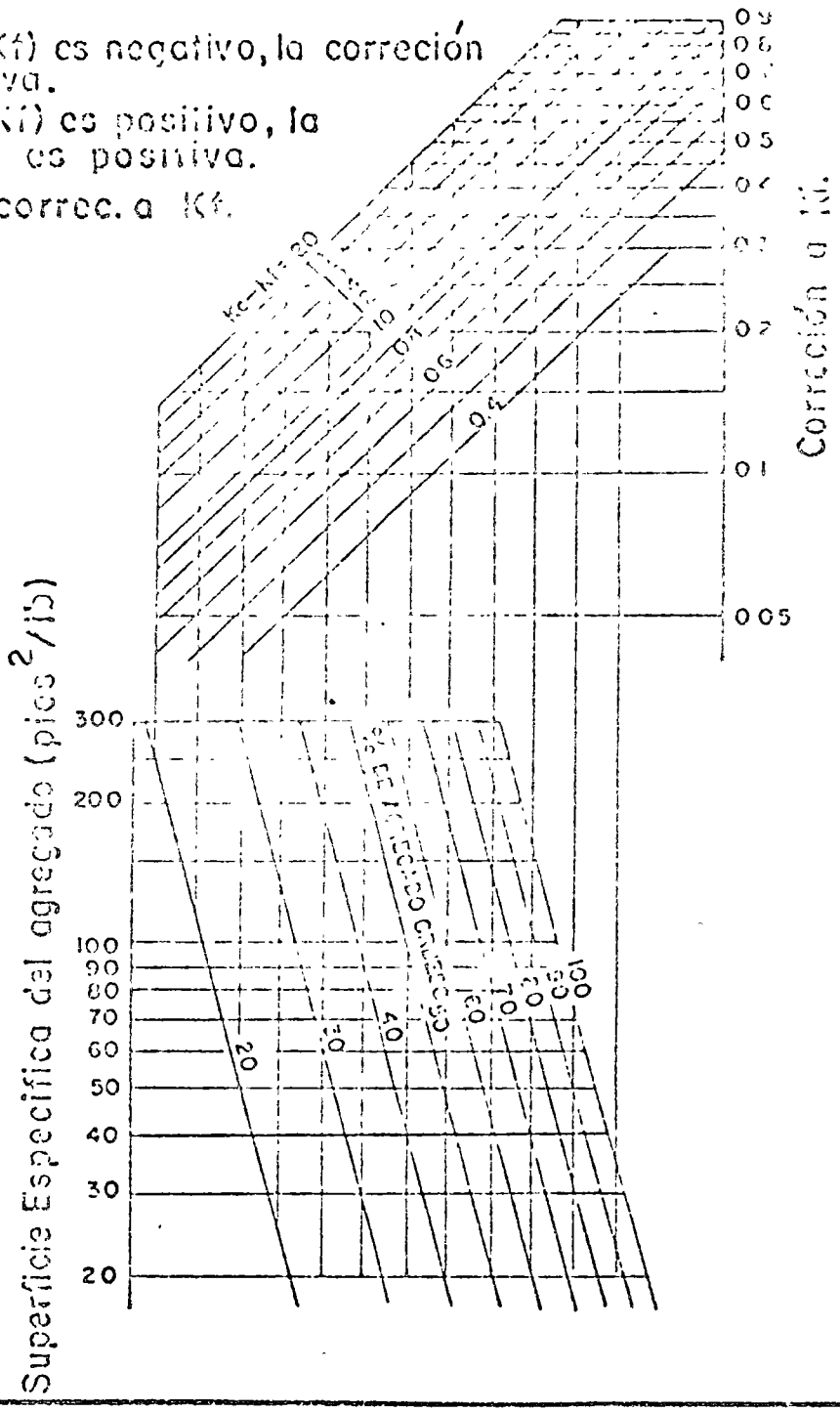
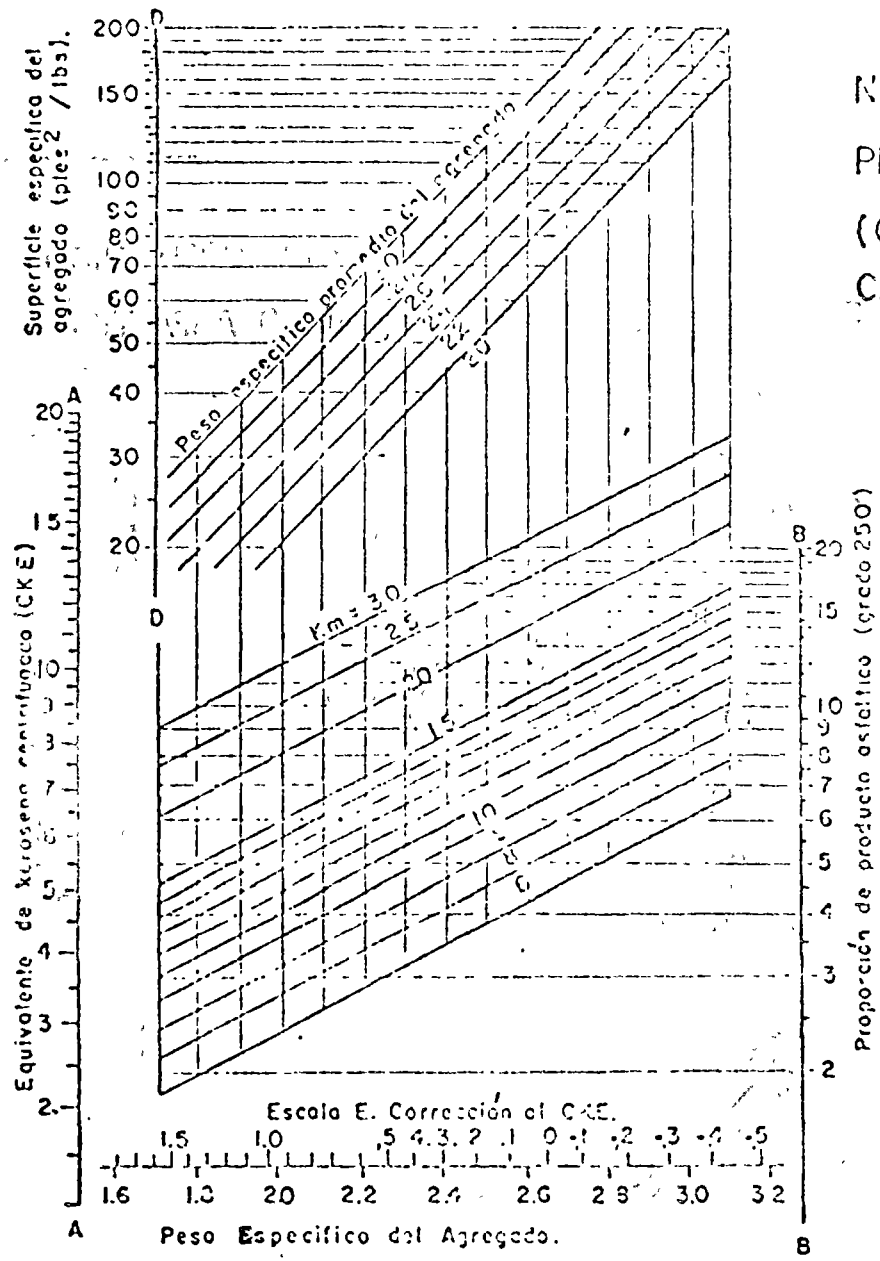


FIGURA 163



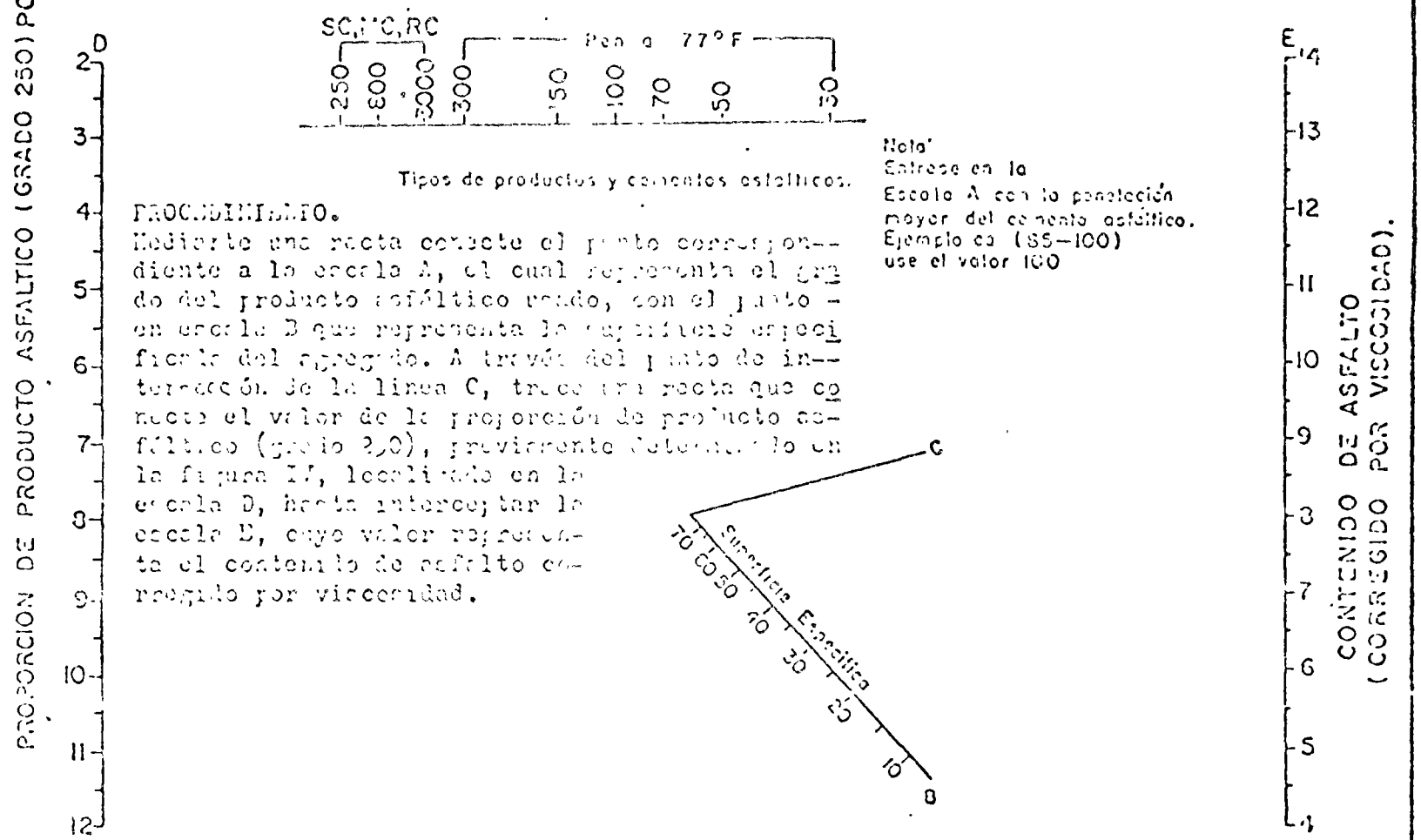
NOMOGRAMA PARA DETERMINAR LA PROPORCION DE PRODUCTO ASFALTICO (GRADO 250) PARA MEZCLAS ASFALTICAS DENSAS.

PROCEDIMIENTO.

Caso 1. Dado el C.K.E., el peso específico del agregado y el porcentaje que pasa la malla No. 4., corrija el valor de C.K.E. de acuerdo con la escala E, localice el valor corregido en la escala A, una este punto con el porcentaje del agregado que pasa la malla No. 4 localizado en la escala C, con una línea recta y lea, en la intersección de esta línea con la escala B, la proporción del producto asfáltico (grado 250).-Caso 2. Dada la superficie específica, el peso específico promedio del agregado y el K.m., localice la superficie específica sobre la escala D, trace una horizontal hasta la curva correspondiente al peso específico del agregado; en el punto de intersección, trazar una vertical hasta la curva correspondiente al Km., y de este punto, trazar una horizontal hasta intersectar la escala B para obtener la proporción de producto asfáltico (Grado 250). Nota: La proporción de producto asfáltico está dado como porcentaje en peso del agregado, para productos asfálticos de (grado 250).

FIGURA 164

MONOGRAMA PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE CEMENTO ASFALTICO O RESIDUO ASFALTICO



PROCEDIMIENTO.

Mediante una recta conecte el punto correspondiente a la escala A, el cual representa el grado del producto asfáltico usado, con el punto en escala B que representa la superficie específica del agregado. A través del punto de intersección de la línea C, trace una recta que conecte el valor de la proporción de producto asfáltico (paso 2,0), previamente determinado en la figura 17, localizado en la escala D, hasta interceptar la escala E, cuyo valor representa el contenido de asfalto corregido por viscosidad.

FIGURA 165

resultados obtenidos en el laboratorio con el comportamiento de las mezclas en el lugar bajo las condiciones de servicio. Sin embargo en cada método la correlación se estableció dentro de ciertas limitaciones pues cada método de diseño resulta adecuado solo bajo ciertas condiciones y tipos de mezclas.

En la siguiente tabla se indica la aplicabilidad de los métodos anteriores mencionados.

Aplicabilidad de los Métodos de Diseño

Tipo de Mezcla y Descripción	Marshall	Hveem	Hubbard-Field
I	X	X	X
II	X	D	X
III	D	A	X
IV	A	A	X
V	A	A	X
VI	A	A	X
VII	A	A	A
VIII	A	A	A

A ------ Adecuado

D ------ Dudoso

X ------ Inadecuado

Fig. 52

Los números romanos corresponden a lo siguiente:

I.- Macadam de penetración

II Granulometría abierta

III Granulometría gruesa

IV Granulometría densa

V Granulometría fina

VI (Granulometría) Arena con finos y un máx. de 25 % de grava

VII Mezclas arena asfalto

a) Método Marshall.

Los conceptos básicos de este método fueron desarrollados por Bruce Marshall y el Cuerpo de ingenieros de Estados Unidos lo mejoró y le agregó algunas correcciones importantes.

El método Marshall se utiliza tanto para el diseño como para el control de mezclas asfálticas conteniendo cemento asfáltico y agregados cuyo tamaño máximo no exceda una pulgada; es decir que este método es aplicable solamente al diseño de mezclas en caliente.

Antes de efectuar la prueba es necesario primero verificar los materiales se encuentren dentro de las especificaciones para concretos asfálticos. Se deben determinar las densidades tanto de los agregados como del cemento asfáltico. Por último se deberá contar con los agregados debidamente preparados por bachadas como se indicó en el diseño de granulometría.

El método Marshall de diseño consiste de lo siguiente:

- Preparación de los especímenes de prueba
- Determinación de los pesos volumétricos de la mezcla compactada.
    - Pruebas de estabilidad yflujo.
- Cálculo de los pesos específicos y porcentajes de vacios.

En el método se utilizan especímenes, de mezcla asfáltica en caliente compactados y con una altura de 2 1/2 pulgadas y 4 pulgadas de diámetro. Estos especímenes se elaboran por triplicado y a cienco difirentes contenidos de asfalto de tal manera que el número total de especímenes es de quince. Es práctica en la S. O. P., calcular mediante métodos empíricos el contenido mínimo de cemento asfáltico y posteriormente utilizar los siguientes contenidos:

Contenido calculado - 1 %

Contenido calculado

Contendio Calculado + 0.5 %

Contenido calculado + 1.5 %

" " + 2.0 %

Los especímenes se preparan utilizando un procedimiento estandarizado. Una vez compactados los especímenes se determinan sus pasos en aire y sumergidos en agua sí como sus medidas con el objeto de determinar sus pesos volumétricos y efectuar algunos cálculos. Una vez obtenidos los datos anteriores de los especímenes se calientan a 60°C para efectuar la prueba de estabilidad y flujo. El especímen caliente se coloca entre las dos mordazas de la máquina Marshall (ver fig. 53). Una vez hechos los ajustes necesarios iniciales, se aplica carga al especímen a una velocidad de 2 pulgadas por minuto. La máxima carga registrada durante la prueba, es lo que se conoce como estabilidad Marshall y la cantidad de movimientos o deformación que ocurra entre la carga nula y la máxima es lo que se designa como flujo. El tiempo que transcurra desde la extracción del especímen hasta la obtención de los valores de flujo y estabilidad debe tener una duración no mayor de 30 segundos.

El procedimiento detallado de esta prueba puede consultarse en el manual MS-2 del Instituto del asfalto ó en las especificaciones de la S.O.P., parte novena.

Siguiendo procedimientos de cálculo perfectamente definidos en el método estándad de la prueba, se puede obtener el efecto de la variación en el contenido de asfalto como se ilustra en las siguientes gráficas.

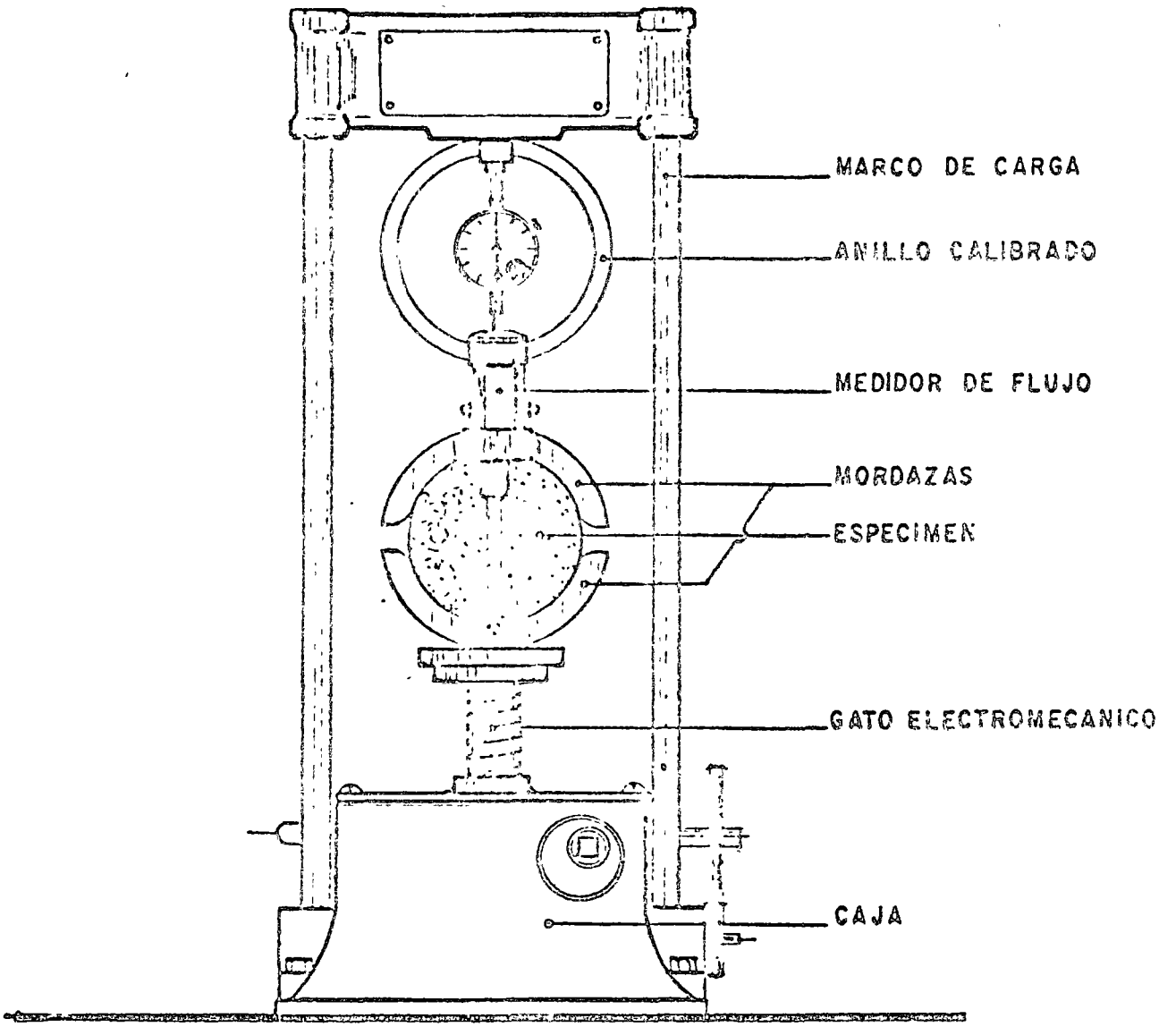
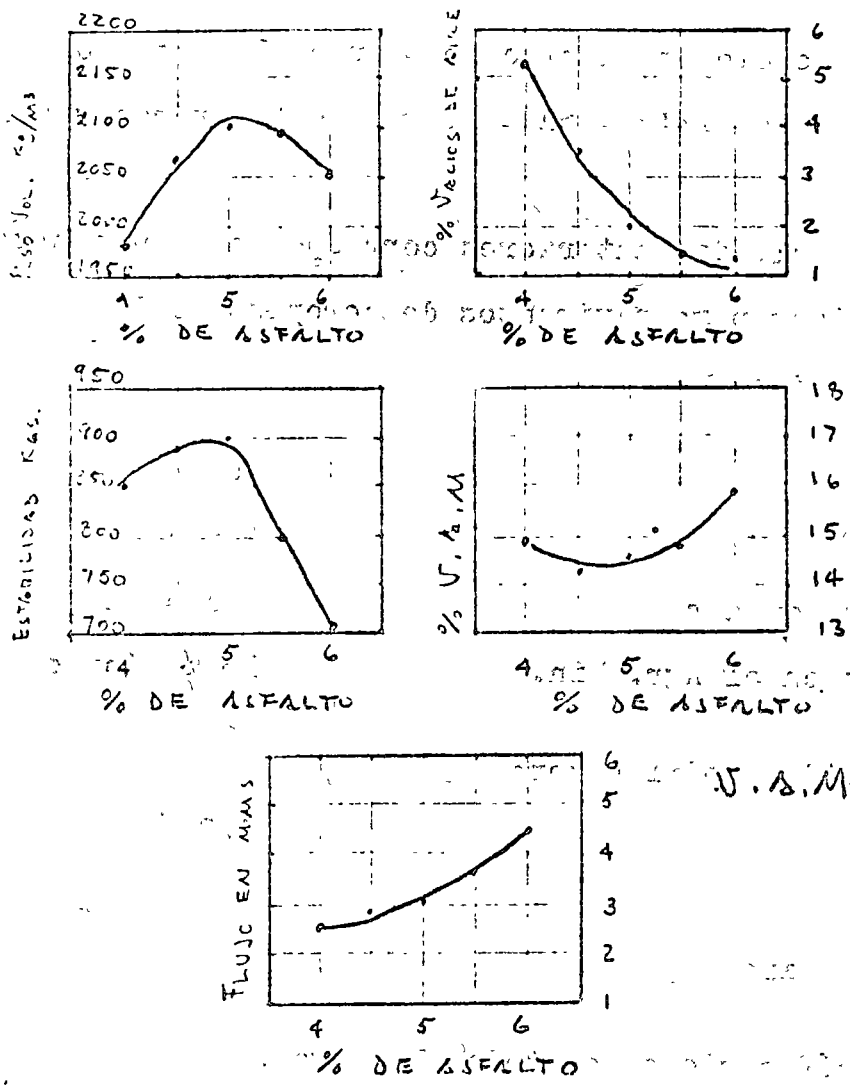


Fig. 53

DISPOSITIVO PARA LA PRUEBA MARSHALL



V.A.M- Vacios en el agregado mineral

Fig.-54

Para determinar el contenido óptimo de asfalto debe tenerse en cuenta lo siguiente:

Estabilidad óptima o adecuada

Máximo peso volumétrico

Respetar las especificaciones en cuanto a porcentajes de vacios

En las especificaciones de la S.O.P. (pag.50 parte octava, libro primero, segunda edición 1971), se muestra una tabla conteniendo las especificaciones Marshall.

Una vez seleccionados los valores del contenido de asfalto de cada una de las gráficas anteriores, se determina el contenido óptimo simplemente obteniendo el promedio algébraico, ó bien

empleando [illegible] criterio ya que puede ser que tengamos que sacrificar [illegible] de las especificaciones, dentro de ciertos límites, o [illegible] modificar la granulometría para tratar de obtener mejores resultados.

[illegible] que los resultados anteriores corresponden [illegible] una mezcla que se [illegible] pensado utilizar para pavimentos de aeropistas. Las especificaciones [illegible] fijar:

Estabilidad mínima	700 kgs.
Flujo	2 a 4 mms.
Por ciento de vacios con aire	3 a 5 %
Por ciento de vacios en el Agr. Min.	16 % mínimo

Los contenidos escogidos podrían ser:

Estabilidad	4.0 %
Peso vol.	5.1
% vacios llenos de asfalto	4.3 %

Flujo (cumple especificaciones en todo el rango).

$$\text{Promedio} = \frac{4.0 + 4.3 + 5.1}{3} = 4.7\ \%$$

Para este porcentaje tendremos

Peso vol.	2085 kgs/m^3
% vacios con aire	2.8 %
Estabilidad	900 kgs.
Flujo	2.9 mms.
% Vacios en el Agr.min.	14.4 %

[illegible] que la estabilidad excede el valor mínimo, el flujo está dentro del rango especificado, el porciento de vacios en el

agregado mineral es menor al especificado y el porciento de vacios llenos de aire esta practicamente en el límite inferior, por lo cual se considera que debe modificarse la granulometría ya sea quitando material fino o aumentando el contenido de material grueso. En caso de que lo anterior no de los resultados apetecidos, deberá pensarse en modificar o áun cambiar el agregado, o bien aceptar los riesgos consecuentes.

El riesgo que se correría empleando la mezcla anterior es que el asfalto se llorarfa debido a la recompactación producida por el tráfico. Si el vólumen de vacios hubiese resultado alto y la estabilidad satisfactoria, esto indicaría (no siempre) que tendríamos en la mezcla una alta permeabilidad lo que permitiría la circulación fácil del agua y aire a través de la mezcla propiciando un envejecimiento rápido del asfálto en este caso habría que aumentar el contenido de material fino o modificar a la mezcla. Si la estabilidad también resultará baja esto significaría una pobre calidad del agregado.

b) Método de Hveem.

El método de Hveen para el diseño de mezclas asfálticas es un procedimiento de Laboratorio basado en 2 propiedades del especímen compactado como son la cohesión y la fricción.

El método fué desarrollado en el departamento de Carreteras de California, bajo la dirección de Francis N. Hveem. El procedimiento de prueba y su aplicación han sido desarrollados con base en estudios extensivos de investigación y correlación en pavimentos asfálticos. El método es aplicable para mezclas con cementos asfálticos; rebajados y emulsiones. El tamaño máximo de los agregados es de una pulgada. En la misma forma que en el método de Marshall, en el método de Hveem necesitamos conocer de antemano las densidades del agregado y el asfalto, así

como la preparación de las bachadas como se indicó cuando hablamos de agregados.

Los aspectos sobresalientes del método de Hveem son:

- Determinación del valor de CKE (Centrifuge Kerosene Equ valent)
- Preparación de los especímenes mediante la compactación por amasado.
- Prueba de Estabilidad
- Prueba de cohesión
- Cálculo de pesos volumétricos y porcentajes de vacios.

Utilizando un compactador de amasado, se elaboran especímenes de 2.5 pulgadas de altura y 4.0 pulgadas de diámetro, mediante procedimiento estandarizados.

El contenido de asfalto en los especimenes se determina de acuerdo con el método del CKE y retenido de aceite, elaborando un juego de especímenes con el contenido óptimo estimado y otros juegos con - 0.5 %

- 0.5 %, + 0.5 % y + 1.0 %
- 0.5 %, + 0.5% y + 1.0 %

Una vez compactados los especímenes se efectuan las mediciones para determinar sus pesos volumétricos y porcentajes de vacios en las mezclas. Se calientan los especímenes a 60°C., y se prueban en el estabilómetro de Hveem.

El estabilómetro de Hveem (ver fig. 55), es un tipo de camara triaxial en la que se colocan los especímenes; se aplican cargas verticales y se determinan mediante lecturas en el manómetro las presiones resultantes en el fluido de la cámara, las cuales son consecuencia de la deformación lateral de el especímen.

Las escalas establecidas en cuanto a la estabilidad corresponden

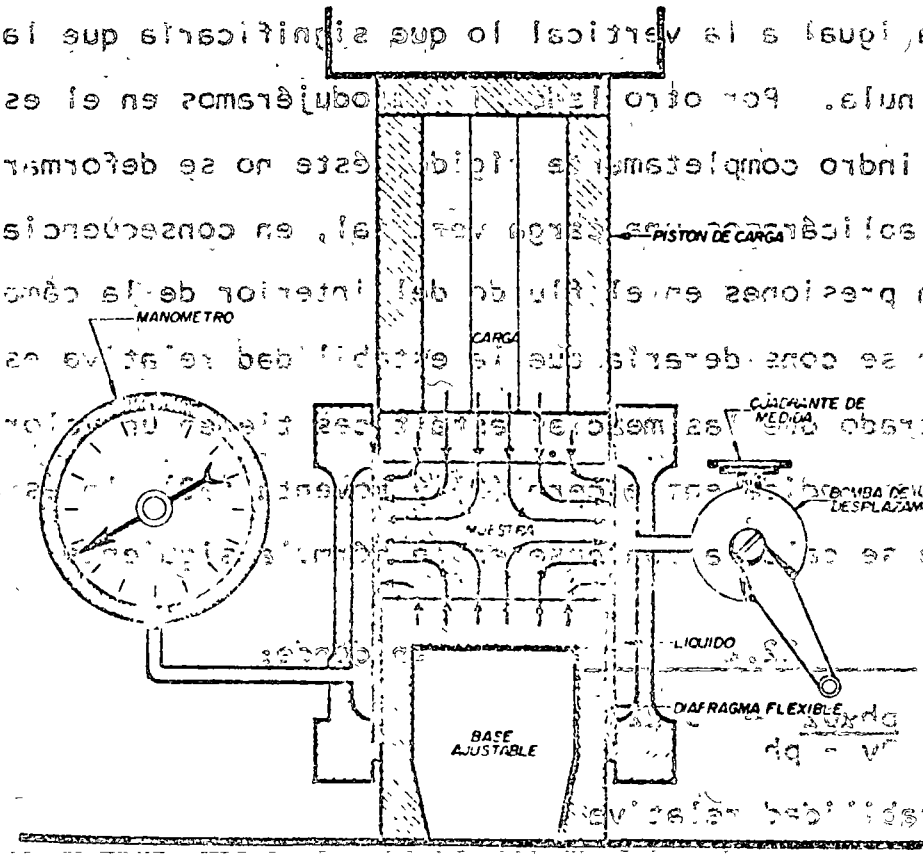


Fig 55 - Estabilómetro Hveem.

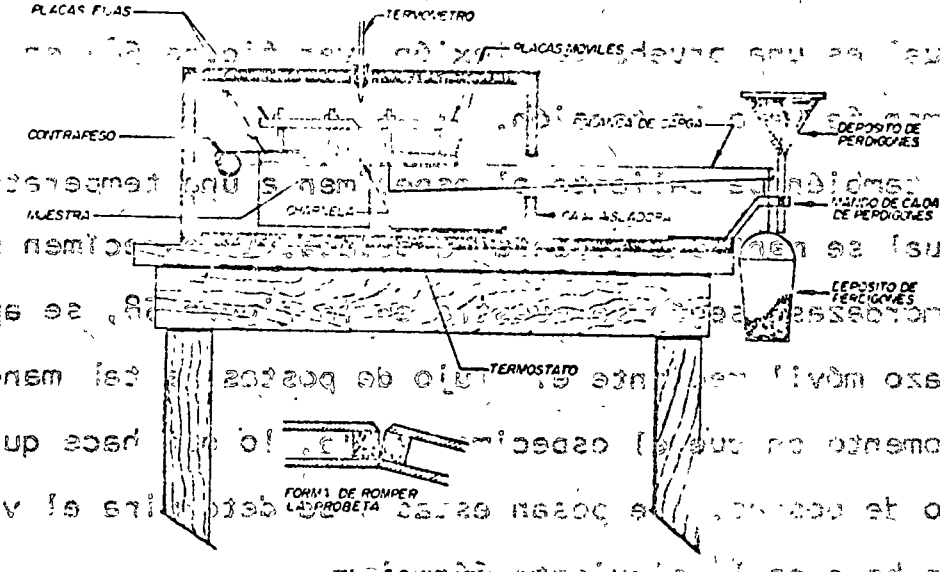


Fig 58 - Cohesiómetro.

en tal forma que si el especímen fuera un líquido la presión horizontal sería igual a la vertical lo que significaría que la estabilidad fuera nula. Por otro lado si introdujéramos en el estabilómetro un cilindro completamente rígido, éste no se deformaría lateralmente si aplicáramos una carga vertical, en consecuencia no se regsitrarían presiones en el fluido del interior de la cámara y para este caso se consideraría que la estabilidad relativa es de 100. Se ha encontrado que las mezclas asfálticas tienen un valor de estabilidad comprendida entre cero (0) y noventa (90), la estabilidad relativa se calcula con base en la fórmula siguiente:

$$S = \frac{22.2}{\frac{ph \times D2}{Pv - ph} + 0.222}; \qquad \text{en donde;}$$

S = Estabilidad relativa

Pv = 400 lbs/pulg^2 (W = 5000 lbs)

ph = Presión horizontal correspondiente a Pv

D2 = Desplazamiento o deformación en el especímen.

Una vez terminada la prueba de estabilidad se efectúa la prueba de cohesión, la cual es una prueba de flexión (ver figura 58) en la cual el espécimen falla a la tensión.

En esta prueba también se calienta al especímen a una temperatura de 60°C., la cual se mantiene durante la prueba. El especímen se coloca en las mordazas, según se muestra en la figura 58, se aplica carga al brazo móvil mediante el flujo de postas de tal manera que llega el momento en que el especímen falla, lo que hace que se cierre el flujo de postas. Se pesan estas y se determina el valor de cohesión con base en la siguiente fórmula:

$$C = \frac{L}{\pi\,(0.20\,H + 0.044\,H^2)}$$

C = Valor de cohesión en grs/pulg^2

L = Peso de la muestra en grs.

D = Diámetro del especimen, en pulgs.

H = altura del especimen, en pulgs.

La selección del contenido óptimo del asfálto se efectúa en la misma forma que para el procedimiento de Marshall, tomando en cuenta las especificaciones S.C.T. (Parte octava, libro primero segunda edición, anexo).

Algunas mezclas asfálticas que contienen finos de calidad dudosa y también con cal la mezcla se expande bajo la acción del agua. En estos casos es conveniente efectuar una prueba de expansión. La prueba de expansión se usa frecuentemente para mezclas en asfáltos líquidos y granulometrías densas.

La prueba de expansión consiste en compactar la mezcla asfáltica dentro de un cilindro metálico y se deja enfriar a la temperatura ambiente. Se coloca el molde conteniendo el especimen dentro de un recipiente con agua y en la parte superior se coloca el dispositivo para medir expansiones, como se ilustra en la figura 5. Se vierte agua en la parte superior de la placa perforada y se determina la expansión. Mediante fórmulas establecidas se efectua el analisis de pesos específicos y porcentajes de vacíos en la mezcla. El método detallado se describe en la norma ASTM. D-1560

c) Método de Hubbard -Field.

El método desarrollado por Prevost Hubbard y F.C. Field es aplicable solamente al diseño de mezclas de arena-asfálto, o a morteros

DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS.
PROCEDIMIENTO DE HUBBARD—FIELD.

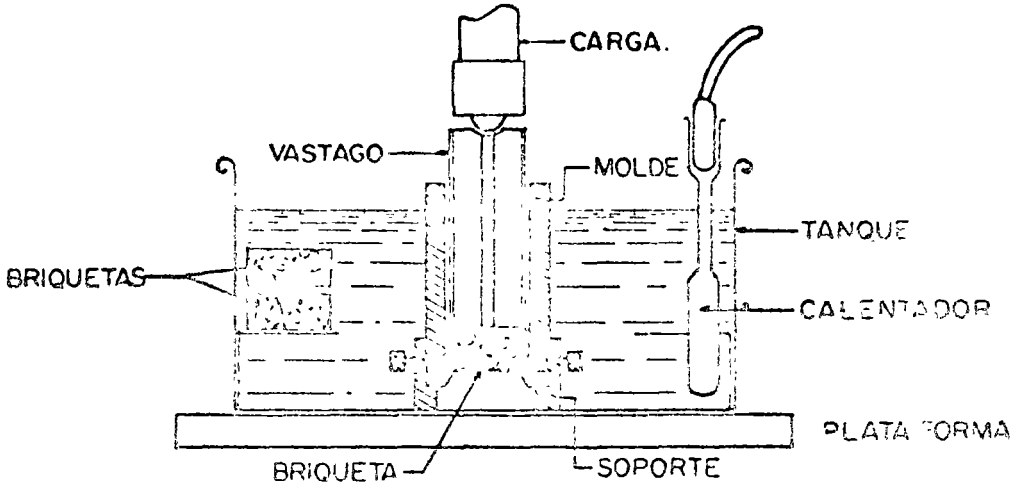


FIG. 59 DISPOSITIVO DE PRUEBA PARA ESPECIMENES DE 2" DE DIAMETRO.

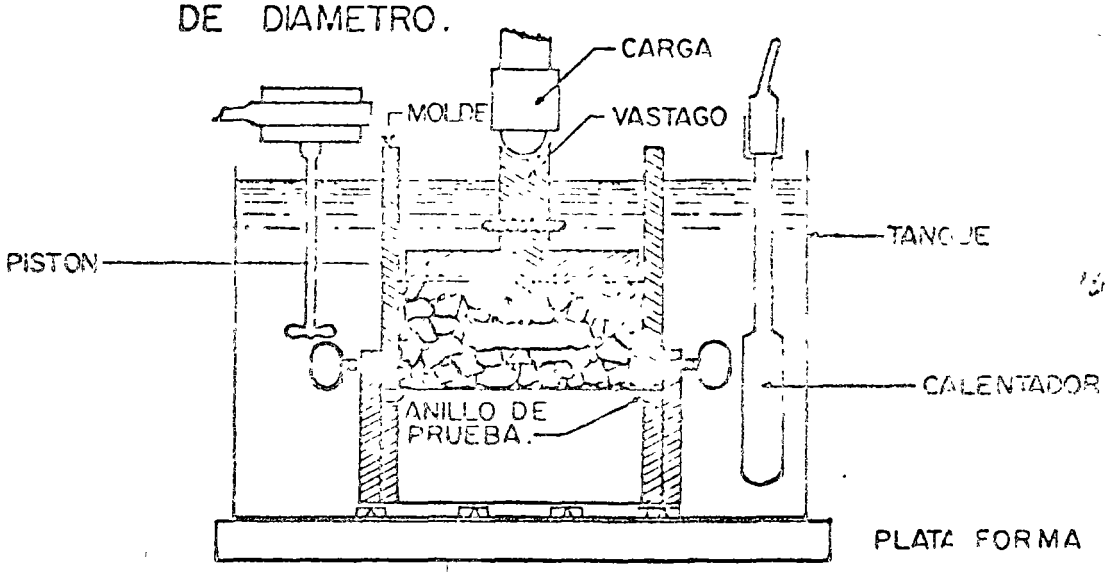


FIG. 60 DISPOSITIVO DE PRUEBA PARA ESPECIMENES DE 6" DE DIAMETRO.

asfálticos, elaborados con cementos asfálticos, es decir mezclas en caliente. El agregado debe ser menor que la malla No.4 y con un mínimo de 65 % pasando la malla No.10
Antes de aplicar el método deberá verificarse que los materiales cumplan con las especificaciones y deberán determinarse los pesos específicos del agregado y del asfálto.
Los aspectos importantes de este método son los siguientes:

- Preparación de los especímenes de prueba
- Determinación de pesos volumétricos.
- Prueba de estabilidad.
- Análisis de pesos específicos y porcentajes de vacios en la mezcla.

Se estima el porciento mínimo u óptimo de asfálto por medio de un método empírico y se elaboran varios pares de especímenes con contenidos de asfálto que varien en 0.5 %.
Mediante un procedimiento de compactación dinámica estandarizado (ver figs. 59 y 60), se elaboran especímenes de 2 pulgadas de diámetro y una pulgada de altura. Se efectuan las determinaciones necesarias para el estudio el análisis de pesos específicos y porcentajes de vacios. Utilizando un dispositivo como el ilustrado en la figura 60, se efectúa la prueba de estabilidad. En esta prueba se calienta al especímen a 60° C. y se coloca en el molde de pruebas como se ilustra en la figura 60. Se aplica carga en la forma indicada en la mencionada figura, a una velocidad de 2.4 pulgadas por minuto, para forzar al especímen a pasar a través de un orificio de 1.75 pulgadas de diámetro. La máxima carga soportada es la que se conoce como estabilidad Hubbard-Field.
El procedimiento para seleccionar el valor del contenido óptimo de asfálto es el mismo que para el método de Marshall, solo que ahora se deben respetar las siguientes especificaciones:

[illegible]	[illegible] do		Medio o ligero	
Estabilidad (libras)	2000 min.	——	1200 min.	2000 max.
% de los llenos de aire	2 min.	5 max.	2 min.	5 max.

El procedimiento detallado se indica en el manual MS-2 del instituto del asfalto o bien en las normas ASTM D1138 y AASHO-T 169

d) Método con base en pruebas de compresión sin confinar.
Este método es bastante sencillo y se aplica tanto a mezclas de [illegible] con cementos asfálticos ó con asfáltos líquidos. El tamaño máximo de la partícula no se especifica.
Este método se utiliza actualmente en la secretaría de Obras Públicas y consiste esencialmente en lo siguiente:
Se determina si todo el material pasa la malla de 3/8" o queda algún retenido. Esto sirve de base para seleccionar el molde de compactación (4" ó 5"). Se preparan las bachadas para cada espécimen. En este método la mezcla puede ser compactada por procedimientos estáticos o dinámicos. Para escoger el procedimiento más adecuado deberán elaborarse dos especímenes piloto y compactarlos con los dos métodos. Se adoptará el método que produzca especímenes con mayor peso volumétrico y menor número de partículas trituradas, la preparación y curado de los especímenes deberá reproducir hasta donde, sea posible, a las condiciones de campo.
Una vez elegido el procedimiento de compactación se compactan 6 especímenes con diferentes contenidos de producto asfáltico, variando los contenidos en ± 0.5 % debiendo tener al menos 2 puntos abajo y dos arriba del óptimo estimado.

Se dejan enfriar los especímenes a la temperatura ambiente y se - les somete a la prueba de compresión simple. Se grafican los resultados obtenidos de resistencia ala compresión simple vs. contenido de producto asfáltico. La curva obtenida, generalmente (S.O.P.) - presenta dos máximos. Deberá escogerse el contenido óptimo de la segunda rama ascendente.

El procedimiento detallado de esta prueba es el que se indica en - la cláusula 112-7 de la Parte novena de las especif. S. O. P.-211

e) Método con base en pruebas efectuadas en la Máquina de Pruebas Giratoria.

La máquina de pruebas giratoria (ver figs. 61 y 62), fué originalmente utilizada en el estado de Texas U.S.A. Esta máquina tiene 2 funciones a saber.

- Compactadora por amasado
- Máquina de pruebas.

La máquina es aplicable para probar mezclas asfálticas, suelos y materiales de base. El molde (ver fig. 61), conteniendo el material a probar suelto se fija en la máquina, se le aplica una carga vertical y se hace girar al dispositivo para que se transmita el movimiento de la máquina se registra en unas cartas llamadas girogramas (ver figuras 63 6 64). La máquina esta diseñada en tal forma que el movimiento es sensible a la plasticidad del material.

De esta manera la máquina puede indicar contenidos óptimos de as-- falto directamente de las lecturas de los girogramas. Esta determinación es completamente independiente del peso específico, va -- cios, estabilidad, etc..., todo lo que hace es fabricar mezclas con diferentes contenidos de asfalto. colocar las mezclas con diferentes contenidos de asfalto, colocar las mezclas en el molde, fijar

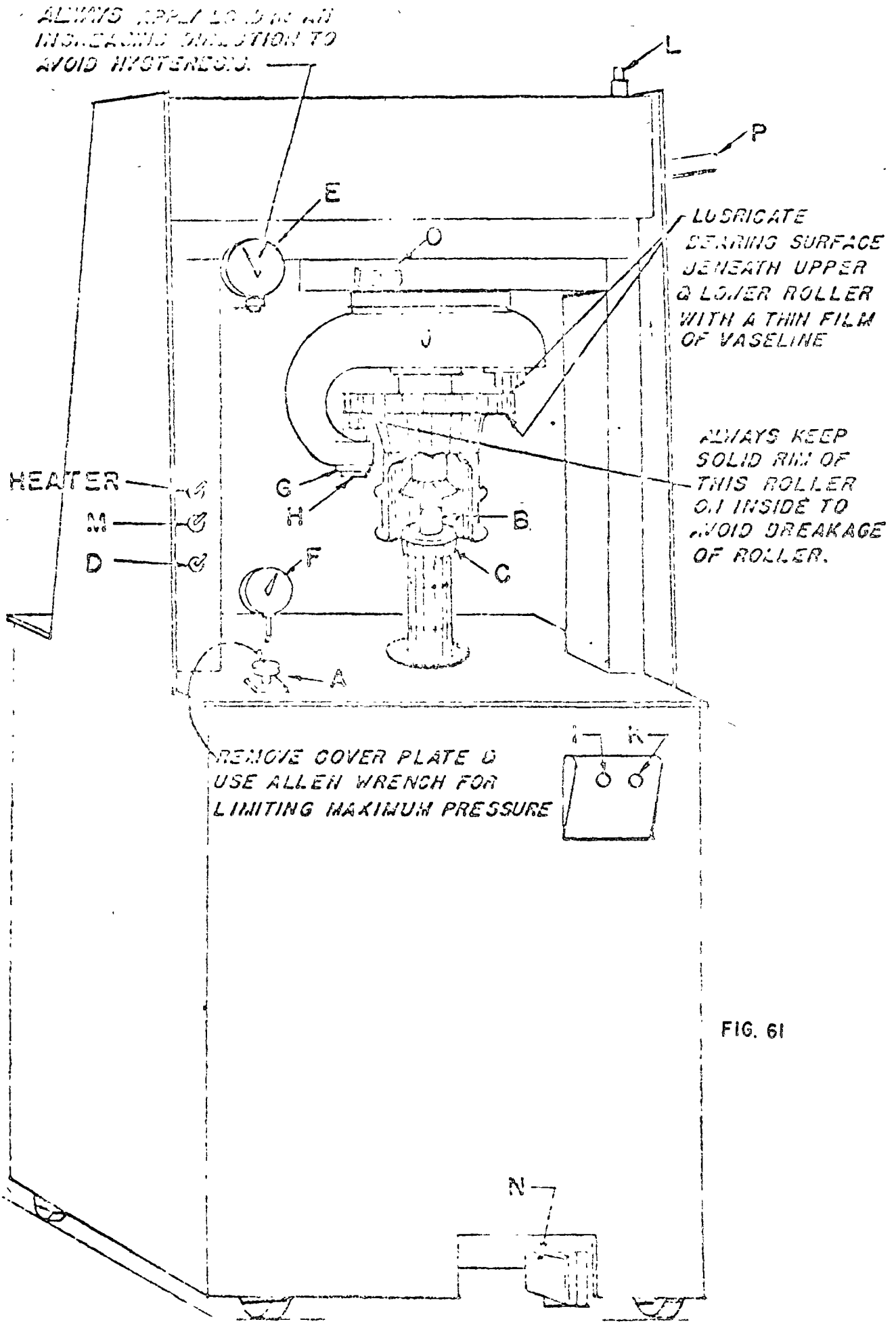
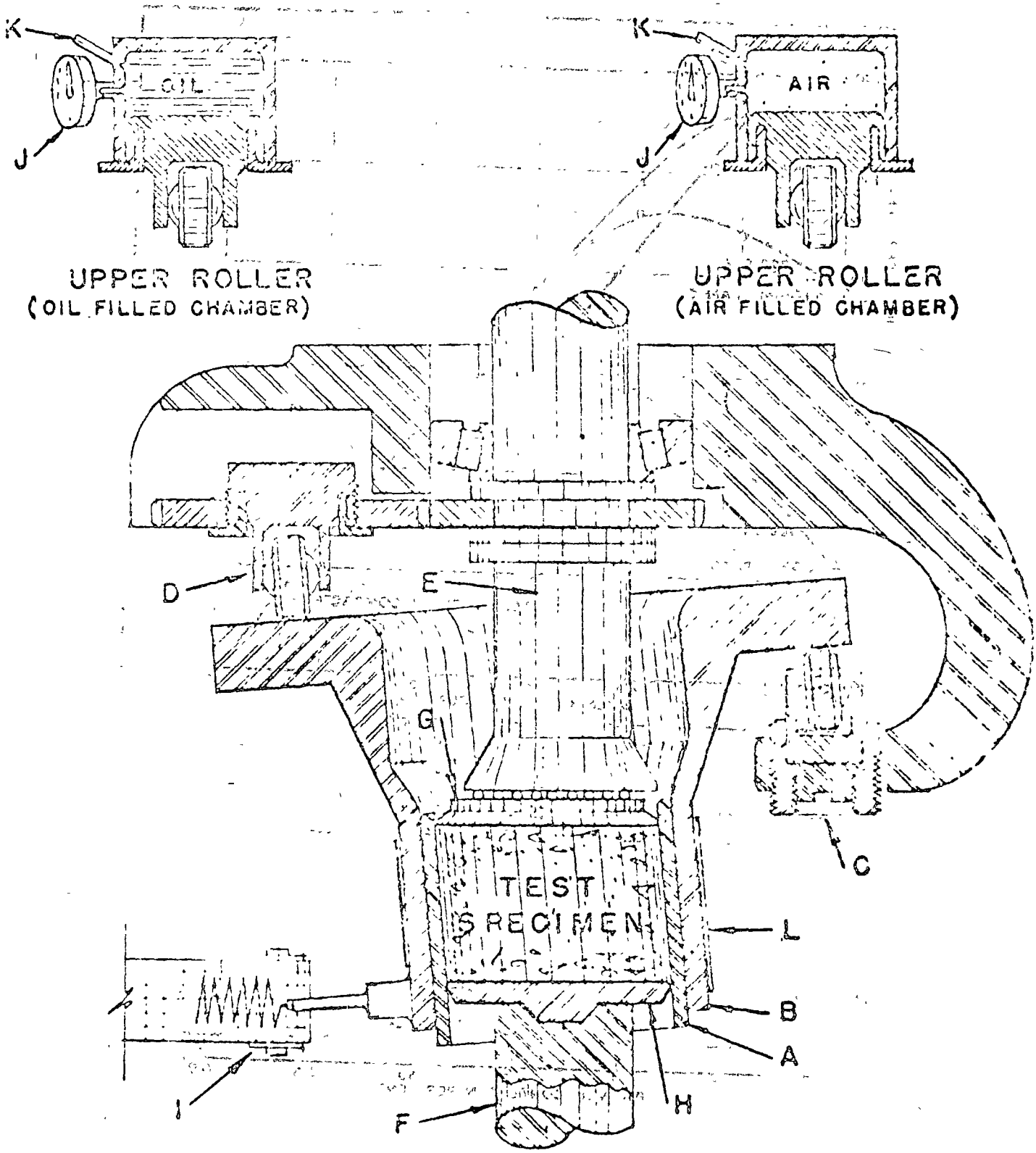
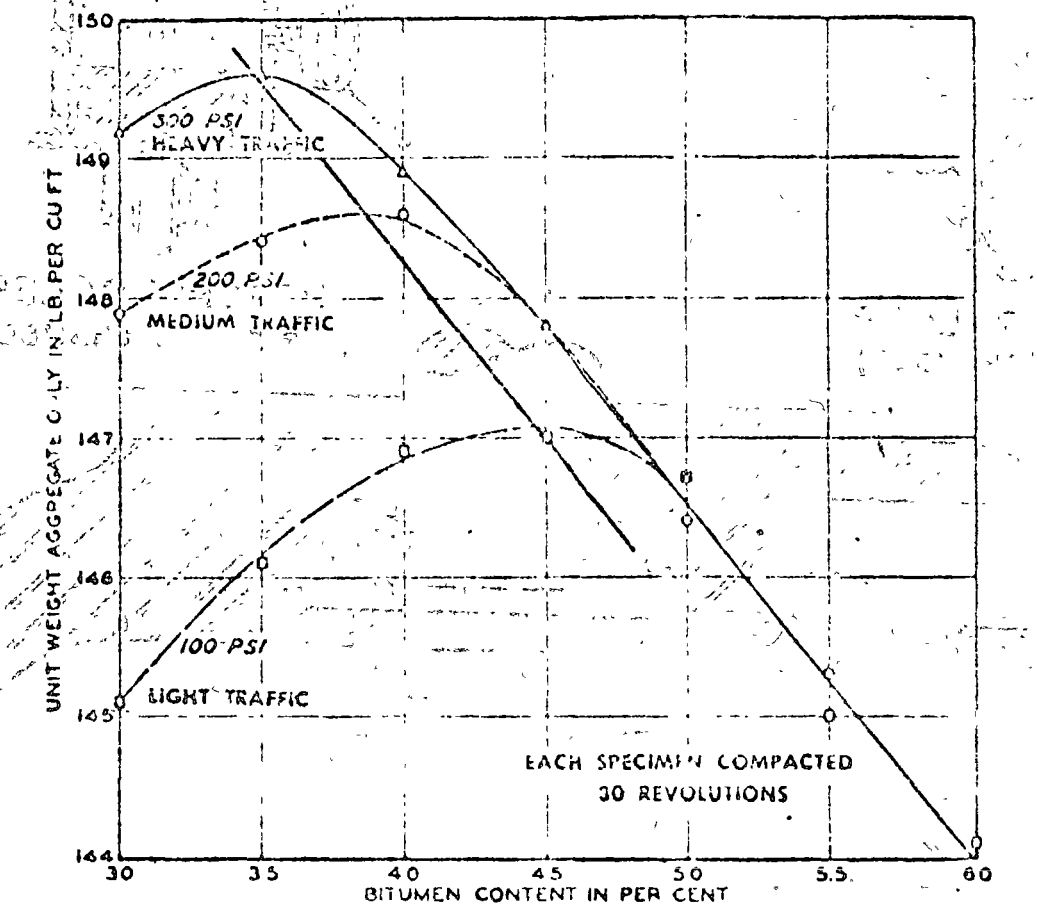

ALWAYS APPLY LOAD AND INCREASING DEFLECTION TO AVOID HYSTERESIS.
L
P
E
O
LUBRICATE BEARING SURFACE BENEATH UPPER & LOWER ROLLER WITH A THIN FILM OF VASELINE
J
ALWAYS KEEP SOLID RIM OF THIS ROLLER ON INSIDE TO AVOID BREAKAGE OF ROLLER.
HEATER
G
H
B
M
D
F
C
A
REMOVE COVER PLATE & USE ALLEN WRENCH FOR LIMITING MAXIMUM PRESSURE
I
K
N

FIG. 61



SCHEMATIC SIDE VIEW OF SECTION THROUGH GYRATING MECHANISM

FIG. 62



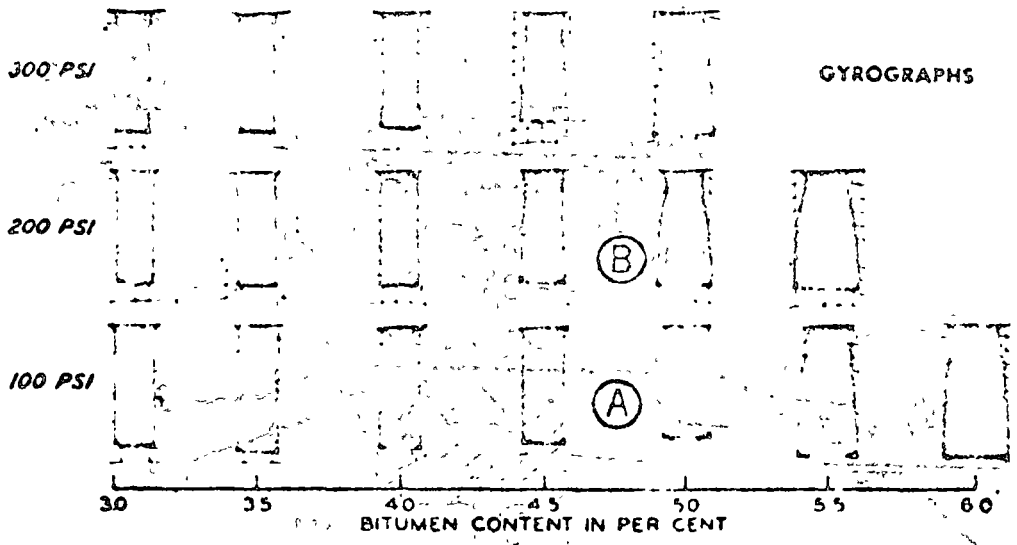
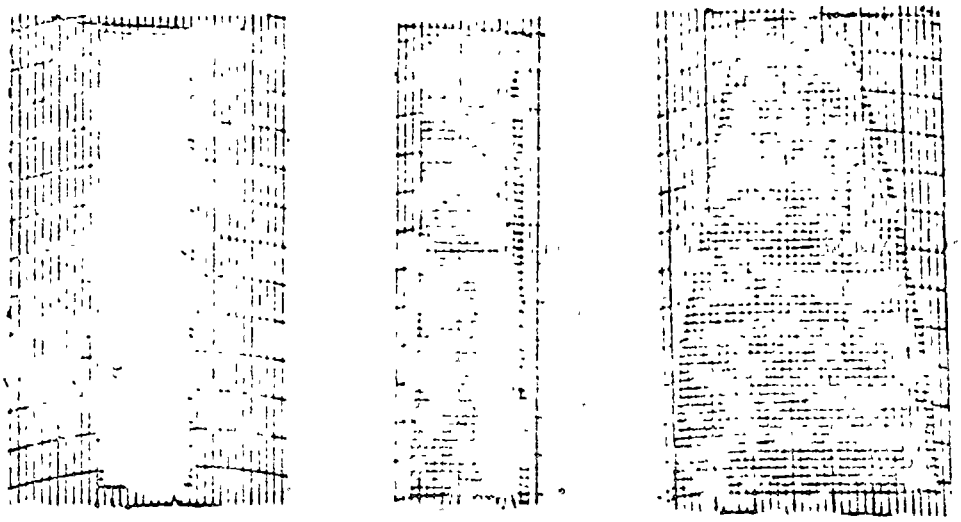


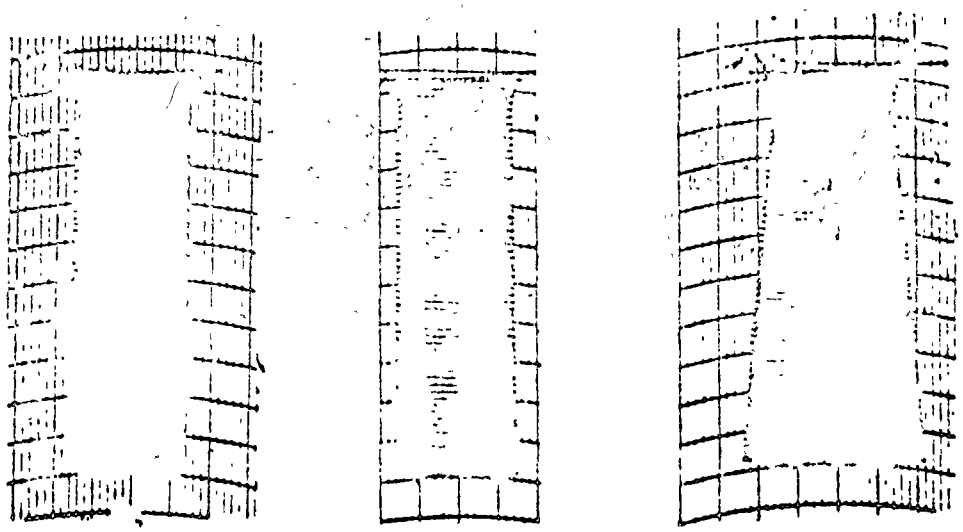
FIG. 63
BITUMINOUS MIXTURE DESIGN & CONTROL
GYRATORY TESTING MACHINE



14.5 16.0 17.5

Moisture Content - Per Cent

GYROGRAPHS FOR SILTY CLAY SOIL



3.9% 4.5% 5.1%

Bitumen Content - Per Cent

GYROGRAPHS FOR BITUMINOUS PAVEMENT MIXTURE

FIG. 64

FIG. 3-4

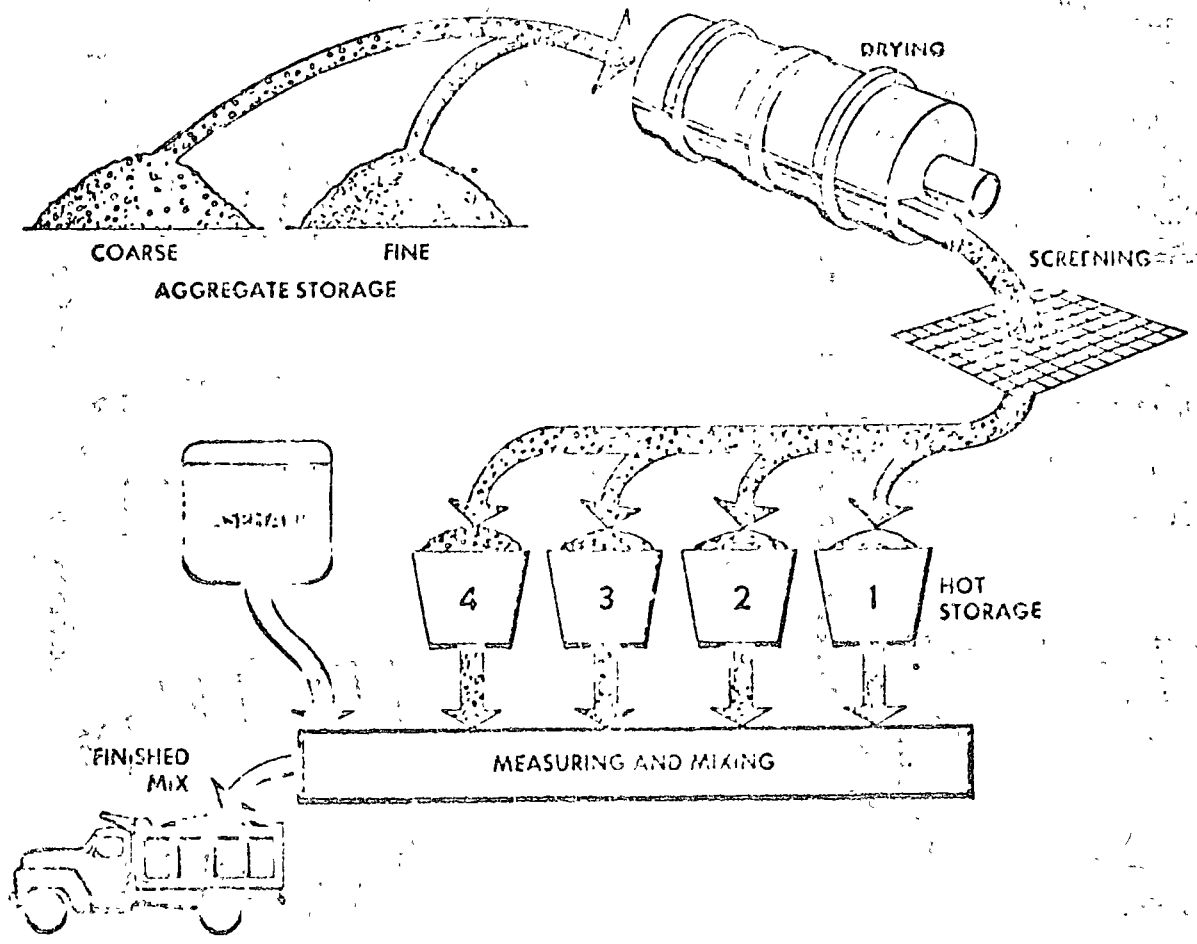


FIG. 65 Typical diagram of asphalt plant

FIG66A ESQUEMA DE UNA PLANTA DE PRODUCCION DE MEZCLA ASFALTICA POR BACHAS.

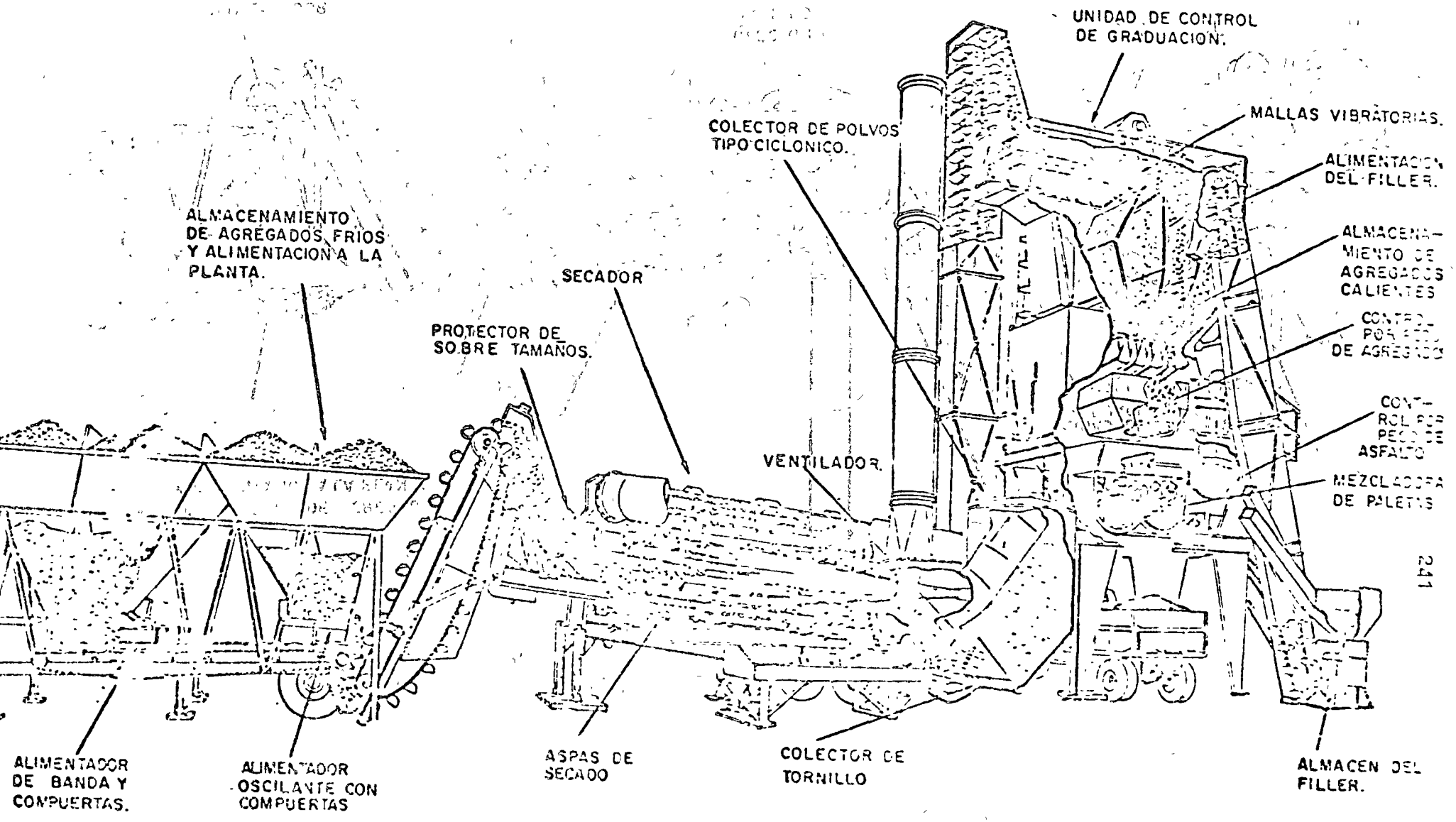
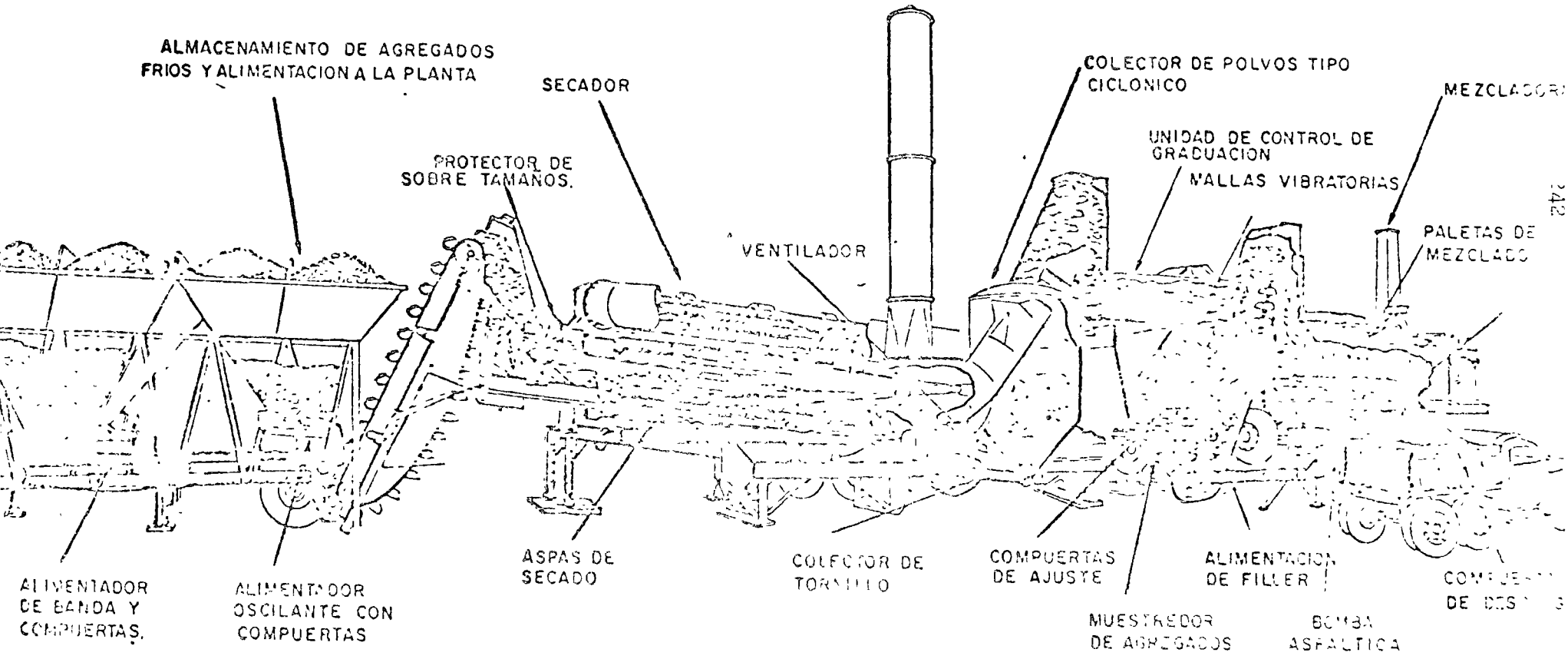


FIG 66 B ESQUEMA DE UNA PLANTA DE PRODUCCION CONTINUA DE MEZCLA ASFALTICA



molde, fijar el molde, presionar un botón y obtener el giro prueba en 2 o 3 minutos.

Generalmente se requieren cinco especímenes.

La máquina generalmente es capaz de indicar directamente si se tiene una plasticidad excesiva tal como puede ocurrir en suelos granulares con finos plásticos o mezclas asfálticas cuando los vacios se encuentren llenos debido a densificación o al total llenado de los vacios con agua ó asfálto respectivamente. Este fenómeno se indica por un incremento en la anchura del giograma, lo que hace posible predecir, por ejemplo, el contenido máximo permisible de asfálto para una mezcla cuando el peso específico se conoce o se puede estimar. Con la máquina tambien es posible probar pavimentos existentes para estimar si pueden fallar en el futuro debido a la sobreplasticidad ocasionada por la densificación producida por el tráfico y tambien se puede estimar el tráfico que podrá pasar sobre el pavimento antes de que lo anterior ocurra. La limitación de la máquina es que solamente es aplicable a mezclas densas pues las mezclas de textura abierta no son sensibles a los cambios del contenido de asfálto, en esta prueba.

La máquina tambien puede ser usada para producir una consolidación dinamica o bien pruebas de fatiga por repetición de cargas, para de esta forma reproducir las condiciones reales de los pavimentos en el lugar.

Tambien se puede utilizar la máquina para estimar efectos abrasivos efectuando análisis granulométricos antes y despues de someter los especímenes a la prueba giratoria.

La manera de efectuar la prueba es la siguiente:

Se fijan las revoluciones. la presión vertical y el angulo de

relación del compactador de acuerdo con el tipo de tráfico.
Se prueban los especímenes con diferentes contenidos de asfalto y se obtienen los girogramas correspondientes.
Se examinan los girogramas para determinar el contenido de asfalto en el cual la banda del girograma se amplia al incrementar el número de giros. Cuando la banda se empieza a ampliar, significa que la mezcla empieza a fallar debido al llenado de los vacíos.
De esta manera se puede establecer un límite superior para esta mezcla y la compactación aplicada.
En la figura 63, se muestra un ejemplo de diseño de una mezcla asfáltica considerando tráfico ligero, medio y pesado.
En la figura 64, se muestra un ejemplo de aplicación a una carretera.

6.- Plantas Asfálticas y Elaboración de Mezclas en Planta.

Como ya se ha mencionado las mezclas preparadas con cementos asfálticos se deben elaborar en plantas (ver fig.65)
Una planta asfáltica debe consistir de:

- Depósitos del agregado sin calentar.
- Sistema de secado y separación de polvos.
- Sistema de cribado.
- Depósitos del agregado preparado y caliente.
- Depósitos del cemento asfáltico caliente.
- Sistema de Medición y de mezclado

1.- Tipos de Plantas. Las plantas asfálticas generalmente se clasifican en primer lugar en cuanto a su tipo de instalación y en segundo lugar al tipo de producción de la mezcla.
En cuanto al tipo de instalación las plantas pueden ser:

- Planta estacionaria; es la que se encuentra instalada permanentemente.
- Planta portátil; esta planta puede ser facilmente desmantelada y movida por ferrocarril o carretera, para posteriormente volverla a instalar con un mínimo de tiempo y energía.

En cuanto al tipo de producción de la mezcla pueden ser:

- De producción continua. En este tipo de planta el agregado y el asfalto son preparados, mezclados y descargados en una operación continua.
- De producción por bachadas. En este tipo de planta los agregados y el cemento asfáltico se mezclan por bachadas en una revolvedora y posteriormente se descargan.

4.- Operación e inspección de plantas asfálticas.

Uno de los aspectos escenciales en la operación de la pavimentación es que se cuente con uniformidad y continuidad es decir que la planta y el demás equipo de construcción deben estar en perfecto balance.

Una de las partes principales en una planta es el sistema de secado y en este sistema el que generalmente controla a la capacidad de la máquina, pues como se puede entender el porciento de humedad que contenga el agregado hará que la operación de secado sea más rápida ó más lenta.

En el sistema de cribado hay que tener la precaución de no sobrecargarlo de agregado, so pena de que las partículas más pequeñas se trasladen sobre el agregado grueso cayendo por consecuencia en tolvas a las que no corresponden.

Cuando se tenga el problema de la humedad en los agregados se puede tomar una de las 2 medidas siguientes; o ambas:

[illegible] más combustible.
[illegible] el flujo de agregado.

También revisar periódicamente a las rejillas del sistema de [illegible] para repararlas o repararlas cuando se encuentren muy [illegible], pues de no hacer esto, los alambres pueden encontrarse rotos y dejar pasar agregado con tamaños más grandes de los supuestos.

En cuanto a las temperaturas para la manipulación del cemento asfáltico, el proveedor debe proveer tablas o gráficas en donde se indique la variación de la viscosidad con la temperatura.

Las cargas de la mezcla asfáltica en los camiones. Deberá primero observarse que la caja del camión no presente orificios o deterioros mayores que puedan ocasionar que la mezcla asfáltica se pierda en esas zonas. Además debe revisarse que el camión no contenga [illegible] tierra y en la mezcla asfáltica.
Existen dos maneras de evitar que la mezcla se pegue a la caja: una consiste en aplicar una solución de agua y jabón en partes de agua; otra alternativa consiste en la aplicación de aceite con jabón. Ambas soluciones son nocivas para la mezcla si se aplican en exceso por consiguiente debe drenarse la solución excedente antes de colocar la mezcla asfáltica.

Inspección de la mezcla.
Deberá observarse constantemente a la mezcla pues ningún dispositivo o método de prueba es más conveniente que el ojo humano. El principal factor que hay que controlar es la temperatura, la cual con un poco de experiencia puede controlarse simplemente observando la apariencia de la mezcla. o bien utilizando termómetros con vástagos de acero.

El sobrecalentamiento de la mezcla ocasiona que el asfálto se envejezca rapidamente por lo cual hay que evitar que esto suceda Si se nota que la mezcla desprende un humo azul esto será un indicio de sobrecalentamiento.

Si la mezcla no presenta una fluidez que se pudo haber estimado en el laboratorio o en la planta, sino que presente una fluidez [illegible] lenta, esto será indicio de que la mezcla se encuentra menos [illegible] lo requerido. , lo anterior tambien se puede deducir si la mezcla presenta picos al encontrarse colocada en el camión.

Es muy importante que el muestreo que se efectúe sea representativo, pues esta es una de las mayores fuentes de error al checar las mezclas. Las especificaciones de la S.O.P. en su parte novena indican los procedimientos de muestreo.

La granulometría debe checarse con el mayor cuidado. Si se notara deficiencia o exceso de asfálto esto podria ser un indicio de cambios en la granulometría y deberá por consiguiente checarse ésta.

Los cambios en la textura de la mezcla compactada tambien pueden ser indicios de una granulometría variable.

Deben efectuarse pruebas en corazones extraidos de pavimentos compactados con el fin de determinar su compactación y calidad, así como contenido de asfálto. Las pruebas de extracción además de [illegible]ir para determinar el contenido de asfálto proveen el agregado [illegible] determinar la granulometría.

En la siguiente tabla se dan causas provables de ciertas irregularidades que se pueden tener en el caso de mezclas en caliente. (Ver fig. 67)

Al guas deficiencias que pueden justificar el rechazo de una mezcla en caliente son las siguientes.

FIG. 67 —POSIBLES CAUSAS DE DEFICIENCIAS EN LAS MEZCLAS ASFALTICAS EN CALIENTE PARA PAVIMENTACION

[illegible]	Tipos de deficiencias que pueden producirse en las mezclas asfálticas
A A B B A A A B C B B A C A	El contenido de asfalto no cuadra con la fórmula de trabajo
A A A A A A A A A A B A A C A A	La granulometría de los áridos no concuerda con la fórmula de trabajo
A A A A A A B A A B B C A A	Exceso de finos en la mezcla
A A A A A A A	Dificultad de mantener la uniformidad de temperatura
B B B B B	Los pesos de los camiones no concuerdan con los de las amasadas
B B A A C B A C	Asfalto libre sobre la mezcla del camión
B B	Polvo libre sobre la mezcla del camión
A A A A A A A B A C A	Áridos gruesos no revestidos
A A A A A A B B A B A B B A B C A A	La mezcla en el camión no es uniforme
A B B A A	La carga en el camión se presenta seca de un lado
A A C B C A	La mezcla se aplana en el camión
A A A A A	Mezcla quemada
A A A A A A B C B C A	Mezcla demasiado marrón o gris
B B A A A A B C B C A	Mezcla demasiado rica
A A A A	La mezcla despide humos en el camión
A A A A A A A	La mezcla despide vapor en el camión
A A A A A	La mezcla tiene un aspecto [illegible] en el camión

A. [illegible] B. [illegible] C. [illegible]

FIG. 68 —POSIBLES CAUSAS DE IMPERFECCIONES EN LOS PAVIMENTOS TERMINADOS

[illegible]	Tipos de imperfecciones de los pavimentos que pueden presentarse al extender mezclas para pavimentación en caliente
X X X X	Exudación
X X X	Aspecto pardo mate
X X X X X	Manchas excesivamente ricas o grasas
X X X X X X X X X X X X X X X X	Textura superficial defectuosa
X X X X X X X X X X X X X X X X X X X X X X	Superficie áspera o desigual
X X X X X X X X X X X X X	Disgregación
X X X X X X X X X X X X	Juntas defectuosas
X X X X X X X X X X	Huellas de [illegible]
X X X X X X X X X X X X X X X X	Ondulaciones
X X X X X X X X	Agrietamiento ([illegible])
X X X	Agrietamiento ([illegible])
X X X X X X X	Piedras partidas por la apisonadora
X X X X X X X	Desgarramiento de la superficie durante el apisonado
X X X X X X X X X X X X	Deslizamiento de la superficie sobre la base

- Mezcla calentada excesivamente: Esto como antes se mencionó, queda evidenciado por la aparición de humo azul. Si esto sucede deberá checarse inmediatamente la temperatura pues si ésta queda fuera de especificación se rechazará la mezcla.
- Mezcla relativamente fría: Esto se puede detectar si la mezcla presenta una apariencia rígida, ó bien que las partículas mayor no se encuentren totalmente cubiertas.
- Mucho asfalto: La mezcla no presenta taludes.
- Poco asfalto: La mezcla presenta una apariencia granular, cubrimiento de las partículas insuficientes y carencia del ligero brillo negro. El pavimento se nota café y la mezcla no se compacta satisfactoriamente.
- Mezclado no - uniforme: Se observan zonas grumosas o de color café en medio de zonas negras, con brillo intenso.
- Exceso de agregado grueso: La mezcla presenta trabajabilidad pobre y compactada presenta una textura abierta y/o muy rica - en asfalto.
- Exceso de agregado fino: Se nota que la mezcla está pobre como si estuviera hirviendo, y/o al compactarse presenta una - textura más cerrada.

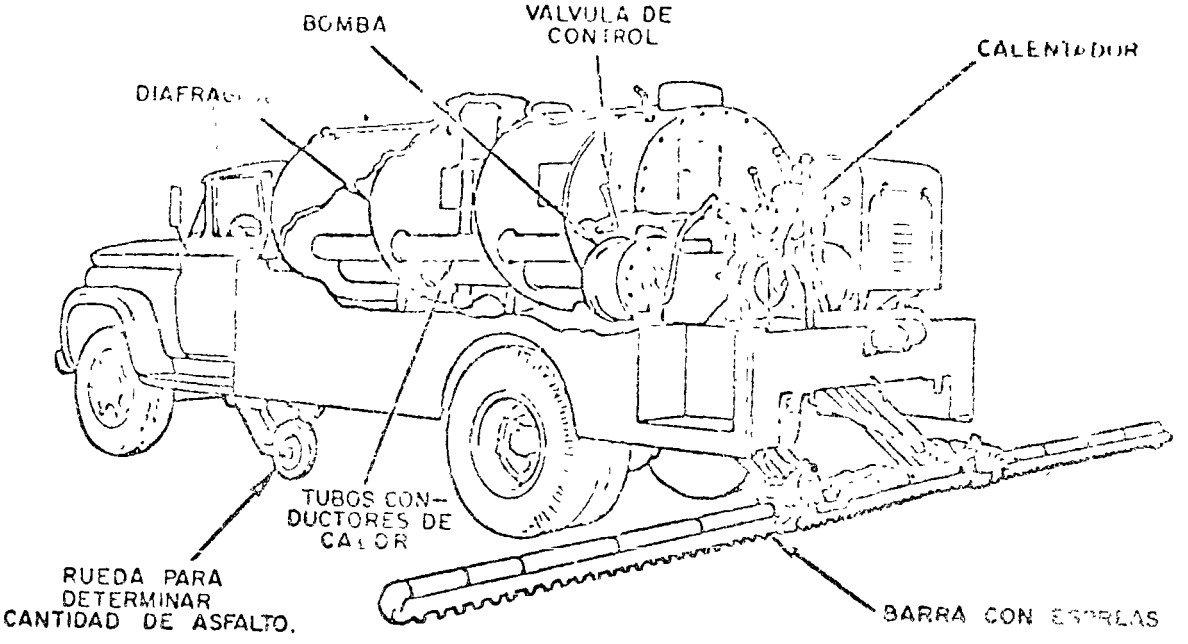
Exceso de agua: La mezcla suelta vapor y burbujas como si estuviera hirviendo, también puede presentar la mezcla una apariencia jabonosa y como si tuviera exceso de asfalto.

Varios: Se puede tener segregación debida a la mala manipulación o bien contaminaciones (gasolinas, aceites)...

3.- Construcción de pavimento:

Una vez que los agregados han sido seleccionados y combinados, la

FIG 69 PETROLIZADORA



TIPOS DE ESPARCIDORES MECANICOS DE MATERIAL PETREC.

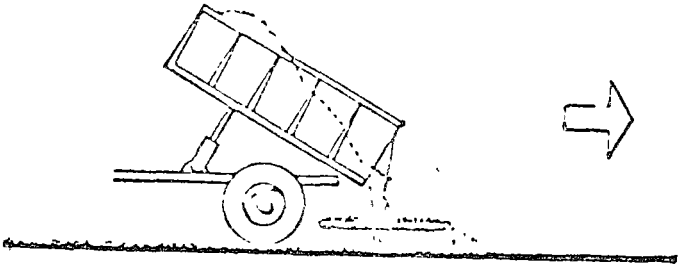


FIG.171 ESPARCIDOR DE ROTACION.

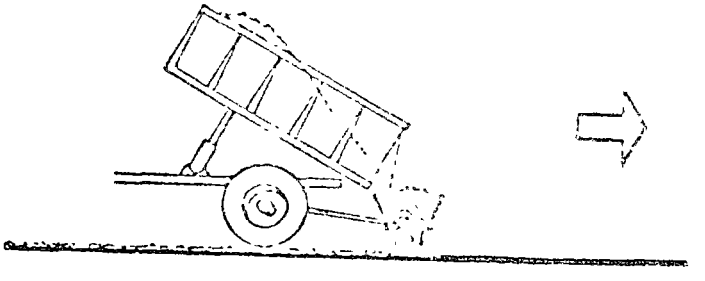


FIG.172 ESPARCIDOR DE TOLVA (MONTADO EN RUEDAS).

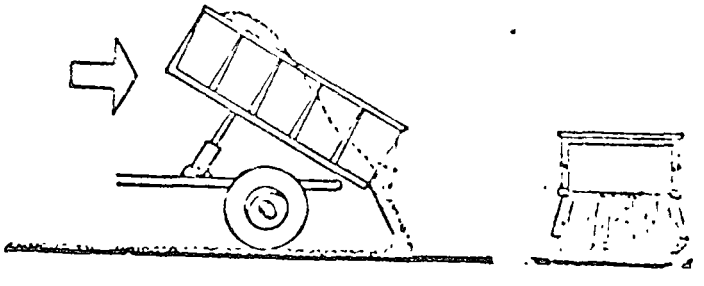


FIG 173 ESPARCIDOR DE PALETA.

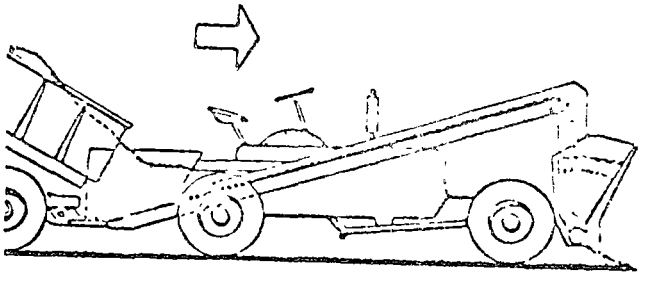


FIG.174 ESPARCIDOR DE TOLVA AUTO PROPULSADO

mezcla ha sido diseñada, la planta montada, calibrada e inspeccionada, se produce la mezcla y se lleva al lugar de su tendido La mezcla se lleva al lugar por medio de camiones y depositada, , sobre la máquina pavimentadora (ver fig.) o bien colocada en camellones en frente de la máquina. La máquina extiende la mezcla, al desplazarse, con el ancho y espesor suelto requerido. Al hacer esta operación el material sufre una pequeña compactación transcurrido un pequeño lapso, cuando la mezcla se encuentra aún caliente se compacta con rodillos lisos y/o neumáticos. Posteriormente veremos cual es el uso más adecuado para estos, y otras máquinas compactadoras. La compactación se debe continuar hasta que se tenga el peso específico requerido ó que la temperatura haya bajado a un punto tal que una compactación posterior produzca resultados indeseados.

Para la construcción del pavimento, como antes se mencionó, se debe tener equilibrio en el equipo tanto de la planta como del transporte, colocación y compactación.

Un equipo adicional es una pipa con aspersores de asfalto para proporcionar el riego de impregnación y el riego de liga.

La compactación consiste de 3 fases a saber:
La compactación inicial. Es una compactación adicional a la producida por la máquina pavimentadora.
Es en esta etapa en donde se logra practicamente el peso específico deseado. La compactación intermedia densifica un poco más y sella la superficie. La compactación final borra las marcas que quedaron en las etapas anteriores.

Los tipos de compactadores más usuales para las operaciones anteriores son:

Rodillo liso.

Rodillo neumático.

Compactadores vibratorios.

Combinación de rodillo liso y neumático.

Los rodillos lisos se pueden utilizar para las 3 fases de la compactación.

Los neumáticos son utilizados a veces para la compactación inicial, pero generalmente se les prefiere para la fase intermedia.

Los vibratorios se utilizan tambien en las fases inicial e intermedia.

PAVIMENTOS Y LABORATORIO

DISEÑO DE MEZCLA ASFÁLTICA

Se proporcionan los datos de granulometría, densidades, CKE, % retenido de aceite, estabilidad y cohesión.

Se tiene además:

LL = [illegible]%

LP = 20 %

VRS = 80 %

Desgaste Los Angeles = 32%

Equivalente de arena = 72 %

Intemperismo acelerado = 4[illegible]%

Desprendimiento por fricción = 28%

1º Calcular la granulometría, y clasificar el material

2º Ajústese la granulometría para que cumpla las especificaciones granulométricas para concreto asfáltico.

3º Diga si el material es adecuado para concreto asfáltico, y por qué?

4º Calcúlese el % de cemento asfáltico óptimo aproximado por medio de los métodos CKE y retenido de aceite.

5º Calcule los pesos parciales y acumulados por bachada para cada contenido de asfalto, para cuando menos cinco contenidos de asfalto diferentes.

6º Obténgase el contenido óptimo de asfalto por el método de Hveem con los datos proporcionados. Comparar con las especificaciones y hacer un breve comentario del dato obtenido (respecto al peso seco del agregado)

7º Grafique la granulometría de diseño y las especificaciones para concreto asfáltico, así como la curva de Fuller para un tamaño máximo de ½".

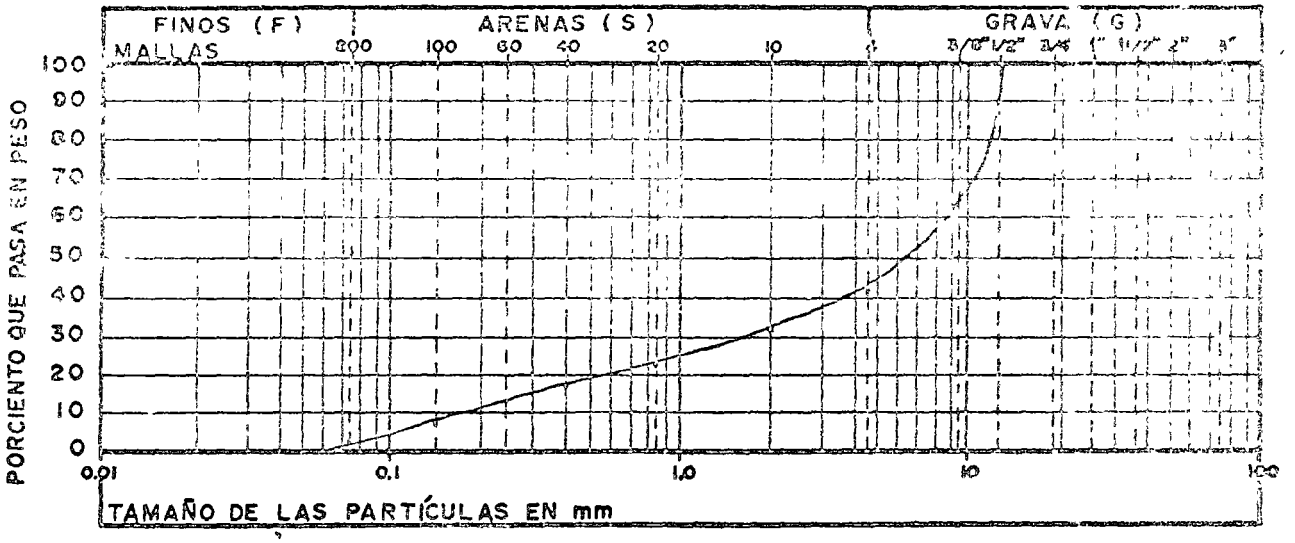
SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN GENERAL DE SERVICIOS TÉCNICOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
OFICINA DE PRUEBAS FÍSICAS

ESTUDIO: _____ ENSAYE 1/2 [illegible]
OBRA: _____ LOCALIZACIÓN: _____
SONDEO Nº _____ MUESTRA Nº _____
PROFUNDIDAD: _____ FECHA: _____
OPERÓ: _____ CALCULÓ: _____

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

PESO DE LA MUESTRA . _____ gr.

MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA NUM. 4				MATERIAL CRIBADO POR LA MALLA NUM 4			
Malla	Peso retenido	Retenido parcial	Material que pasa	Malla Núm.	Peso retenido	Retenido parcial	Material que pasa
	W (gr)	j (%)	(%)		W (gr)	j (%)	(%)
3"				10	47.4	[illegible]	[illegible]
2"				20	45.4	9.0	[illegible]
1 1/2"				40	26.0	5.5	[illegible]
1"				60	[illegible]	4.5	[illegible]
3/4"				100	23.1	4.9	[illegible]
1/2"				200	30.9	6.6	[illegible]
3/8"	[illegible]	35.2	64.8	pasa 200	6.0	1.3	
Núm 4	[illegible]	22.4	42.4	SUMA	200.0		
pasa Núm 4	13700	42.4					
SUMA	32277						



D10 = 0.16
D30 = 1.70
D60 = 9.00

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{9.00}{0.16} = 56.2$

$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}\ D_{60}} = \frac{(1.7)^2}{0.16 \times 9.0} = 2.$

>3" = 0.0 %
G = 57.6 %
S = 41.1 %
F = 1.3 %
<Núm. 40 = 17.30 %

CLASIFICACIÓN S.O.P. Y DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL (GW), GRAVA POROSA, BIEN GRADUADA, CON ARENA, BLANCA.

ABSORCIÓN Y DENSIDAD APARENTE DE MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA DE 3/8"

PESO HÚMEDO (Wm)	gr.	VOLUMEN DESALOJADO	cm³
PESO SECO (Ws)	gr.	PESO SECO (Ws)	gr
AGUA ABSORBIDA (Wm-Ws=Ww)	gr.	DENSIDAD APARENTE ($\frac{Ws}{Vm}$)	
ABSORCION $\frac{Ww}{Ws} \times 100$	%	PESO VOL. SECO Y SUELTO	kg/m³

FOPM-19-04-02-C08

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

DIRECCION GENERAL DE LABORATORIOS Y CONTROL DE CALIDAD

DEPARTAMENTO DE ENSAYE DE MATERIALES

REPORTE DE CONCRETO ASFALTICO

MATERIAL GRANULOMETRIA AJUSTADA EXPEDIENTE

ENSAYE NUM 78-E MUESTRA NUM. FECHA RECIBO

ENVIADA POR FECHA INFORME AGOSTO 1972

PROCEDENCIA

PRUEBAS SOBRE MATERIAL PETREO

CLASIFICACION

PESO VOL. SUELTO

% QUE PASA MALLA

1"

3/4"

1/2"

3/8" 32.0

1/4"

Nó. 4 22.3

" 10 40.0

" 20

" 40 21.4

" 60 15.3

" 100 9.8

" 200 .6

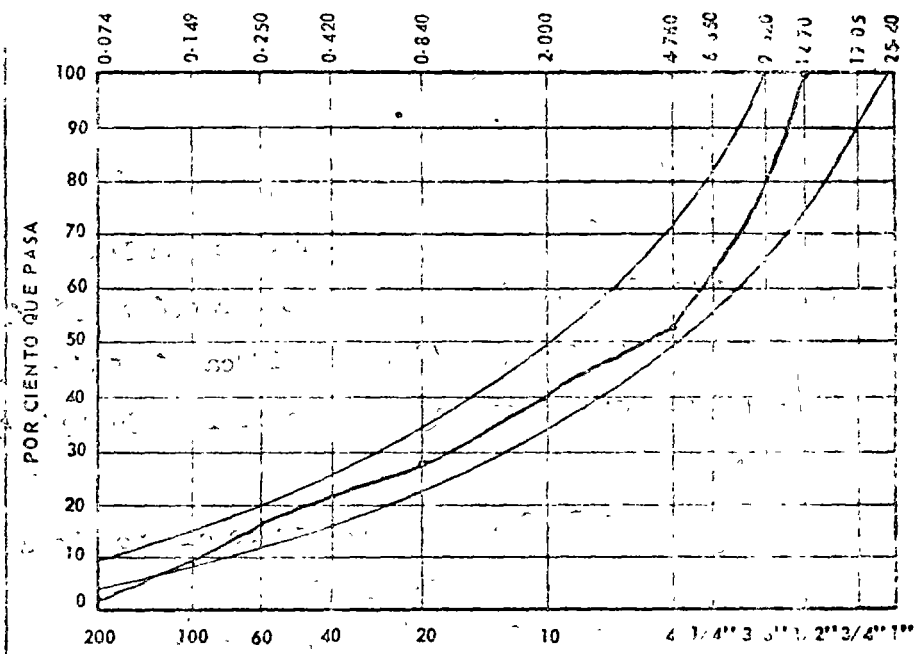
DENSIDAD

ABSORCION

% DESGASTE

EQUIVALENTE DE ARENA

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



CARACTERISTICAS DEL ASFALTO

TIPO

TEMPERATURA RECOMENDABLE DE APLICACION

PENETRACION

PRUEBAS EN LA MEZCLA ASFALTICA

CONT. OPT. DE ASFALTO (%) (*)

PESO VOL. MAX. EN MEZCLA COMPACTA (Kg/cm3)

ADITIVO RECOMENDADO

GRADO DE COMPACTACION EN CARPETA %

CONT. ASFALTO EN MEZCLA (*)

PEMEABILIDAD DE LA CARPETA

(*) NOTA: EL CONTENIDO DE ASFALTO SE REFIERE AL RESIDUO ASFALTICO DEL PRODUCTO UTILIZANDO' EXPRESADO COMO % EN PESO DEL MATERIAL PETREO SECO.

RECOMENDACIONES

EL LABORATORISTA	EL JEFE DE	EL JEFE DE LA OFICINA

[illegible]

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	50	100	200
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	7.[illegible]	1.[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	9.[illegible]	1.

[illegible]

[illegible]

- [illegible]
- [illegible]
- [illegible] 7[illegible] [illegible] máximo, [illegible]
- [illegible] máximo [illegible] aceptable.
- [illegible] por lo que no hace a los resultados [illegible]
- [illegible] adecuado para el uso en concreto asfáltico.
- Absorción: [illegible] os 1,.1

  [illegible] Gruesos [illegible]

  Especificación: De [illegible] a 3 [illegible] por lo tanto, es inadecuado su empleo en este tipo de mezclas.

[illegible] este material no es adecuado para el empleo en concretos asfálticos, por su alta absorción, por su alto contenido [illegible] vacíos en la mezcla y por no [illegible] [illegible] está [illegible].

ENSAYE 78-E EXPEDIENTE _____ FECHA: Agosto 1972

C.K.E.		FINO		% Aceite Ret. GRUESOS	
324.00	318.45	318.55	312.30	106.25	106.28
318.45	213.38	312.30	215.78	103.70	103.70
5.55	105.07	6.25	96.92	2.55	2.58
5.28		6.475		2.40	2.49
5.88				2.45	

DESGASTE
P MUESTRA=
PM. Desg. Fino=
% DESGASTE= 32

PESO VOL SUELTO Kg/m³

DENSIDAD DE FINOS		DENSIDAD DE GRUESOS
A - Peso Seco DEL MAT. EMPLEADO = 262.9 gr.		A - Peso Seco DEL MAT EMPLEADO = [illegible] gr.
B - PESO MAT c/SUP SECA Y SAT = 300.0 gr.		B - PESO MAT c/SUP. SECA Y SAT = 157.6 gr.
V - VOLUMEN DEL MATRAZ = 500.0 cm³		C - PESO SUMERGIDO DEL MAT. = 85 gr.
* W - PESO DEL AGUA AGREGADA = 362.7 gr.		
PM - PESO DEL MATRAZ = 147.8 gr		— PROBETA —
PM + A = 295.2 gr.	— PROBETA —	D - P HUMEDO = 157.6 gr.
PM+A+S = 595.2 gr.	D - P HUMEDO = 300.0 gr.	E - V. DESALOJADO = 74.0 c.c.
P TOTAL = 810.5 gr.	E - V DESALOJADO = 132 c.c	DENSIDAD = D/E = 2.13
AGUA AGREG	DENSIDAD = D/E = 2.27	
— ABSORCION —		— ABSORCION —
P M HUMEDO = 300.0 gr.	Agua = 37.1 gr.	P.M. HUMEDO = 157.6 gr. — Agua = 19.9 gr.
P M SECO = 262.9 gr.	% = 14.1	P.M. SECO = 137.7 gr. — % = 14.5

$$D_F = \frac{A}{V - W} = \frac{262.9}{500 - 362.7} = 1.91$$

$$D_{AP\,F} = \frac{A}{(V-W)-(B-A)} = \frac{262.9}{(500-362.7)-(300-262.9)} = 2.62$$

$$D_{G.} = \frac{A}{B - C} = \frac{137.7}{157.6 - 85.0} = 1.9$$

$$D_{AP\,G.} = \frac{A}{A - C} = \frac{137.7}{137.7 - 85.0} = 2.61$$

PRESION DE EXPANSION						
FECHA	HORA	EXPANSIOMETRO	1	2	3	4
		LECT. FINAL				
		LECT. INICIAL				
		DIFERENCIA				
		KILOGRAMOS				
		ESFZO. Kg/cm²				

LABORATISTA: _____ CALCULISTA: _____

* W = P. TOTAL - B - P.M. = 810.5 - 300.0 - 147.8 = 362.7 gr.

CALCULOS DE LAS BACHADAS.

MALLA	% QUE PASA	MALLAS		% QUE PASA (SE RETIENE)	PESO PARCIAL	PESO ACUMULADO
		A" PASA	B" RET.			
1/2"	100.0	1/2"	3/8"	20.0	240.0	240.0
3/8"	80.0	3/8"	4	27.7	333.5	573.5
4	52.3	4	10	12.3	148.0	721.5
10	40.0	10	20	11.9	143.0	864.5
20	28.1	20	40	6.7	81.0	945.5
40	21.4	40	60	5.6	67.0	1012.5
60	15.8	60	100	5.0	72.0	1084.5
100	9.8	100	200	8.2	98.5	1183.0
200	1.6	200		1.6	19.0	1202.0

[illegible] EM ASF PARA DIF PORCENTAJES. (GR.)	% CEMENTO	PESO TOTAL ACUMULADO (GRS)
1200 x 0.03 = 36	3	1200 + 36 = 236
1200 x 0.04 = 48	4	200 + 48 = 248
1200 x 0.05 = 60	5	200 + 60 = 260
1200 x 0.06 = 72	6	1200 + 72 = 272
1200 x 0.07 = 84	7	1200 + 84 = 284

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

Expediente: _____

DATOS DE PROYECTO DE MEZCLA EN CALIENTE.

SERIE DE. OBRA _____

PRUEBA 78-E LOC. _____

40 0 % A.G. 58.2 % A.F. FECHA Agosto 1972

PESO ESP. ASF. 1.02 PEN. ASF. 90 NUM. LAB. ASF. _____

PESO ESP. AGR. AG = 2.61 A.F. 2.62 MEZCLA _____ NUM LAB. AGR. _____

GRANULOMETRIA, CKE y PORCENTAJE DE ASFALTO

TAMANO DE MALLA.	1½	1	¾	½	⅜	4	8	16	30	50	100	200	270
LIMITE ESPECIFICACIONES			100	100/80	90/70	70/50	50/35	/	29/18	/	15/8	10/4	/
% QUE PASA					80.0	52.3	40.0	28.1	21.4	15.8	9.8	1.6	
FACTOR DE SUP. ESPECIFICA pie²/lb						002	004	008	016	030	0.80	100	
SUPERFICIE ESPECIFICA					2.13	1.05	1.60	2.25	2.94	4.79	7.84	1.60	

* CKE: AF. 5.81 AG. 2.40 Kf. 1.58 Kc. 1.02 Km. 1.58-0.14 = 1.44

% ASF. ESTIMADO CON ENSAYE CKE. 5.7

% ASF. EN PESO CRITERIOS PROY. _____ SUP. ESP. TOTAL. 24.2 pie²/lb

IDENTIFICACION DE PROBETA	7	8	9	10	11
% ASFALTO POR PESO DE AGREGADOS	3	4	5	6	7
% ASFALTO POR PESO DE MEZCLA	2.91	3.85	4.75	5.65	6.50
PESO EN EL AIRE, EN g	965	975	981	983	992
PESO EN EL AGUA, EN g.	427	432	455	453	455
DIFERENCIA DE PESOS, EN g.	538	543	526	535	537
PESO APARENTE POR UNID. DE VOL.	1.79	1.80	1.87	1.85	1.85
** PESO ESPECIFICO MAXIMO TEORICO	2.49	2.46	2.43	2.40	2.37
% HUECOS-MEZCLA TOTAL	28.0	26.80	23.0	23.0	22.0
PESO UNITARIO kg/m³	1790	1800	1870	1850	1850

ESTABILOMETRO

CARGA TOTAL Kgs.	Lbs.					
226	500	7.0	7.0	7.8	7.5	9.0
453	1 000	9.5	9.5	11.0	10.5	14.0
907	2 000	14.0	14.0	16.5	17.5	24.0
1 360	3 000	21.0	20.0	23.9	27.0	37.0
1 814	4 000	30.0	28.0	31.8	39.0	51.0
2268	5000	40.0	38.0	42.5	52.0	67.0
2721	6000	54.0	49.5	56.0	71.0	85.5
CARGA VERT A UNA PRESION HOR= 100						
VUELTAS MANIVELA		3.50	3.85	3.85	3.50	2.80
ESTABILIDAD CORREGIDA POR ALT.		33.70	33.1	31.5	28.7	26.40

COHESIOMETRO

TEMPERATURA °C	60	60	60	60	60
ALTURA EFECTIVA, PULG.	2.66	2.70	2.61	2.66	2.61
PESO DE PERDIGONES. (gr.)	1185	1369	1400	1234	1134
VALOR DE COHESIOMETRO.	352	399	426	365	345

* Los valores de AF y AG son valores corregidos.

** $\frac{W_a}{W_a - W_w}$

Laboratorista: Calculistas:

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
LABORATORIO DE PAVIMENTOS

ESTABILIDAD Y COHESION EN MEZCLAS ASF.

ESTUDIO _____ ENSAYE 78-E
OBRA _____ LOCALIZACION _____
SONDEO Nº _____ MUESTRA Nº _____
PROFUNDIDAD _____ FECHA AGOSTO 1972
CALCULISTA _____

CALCULO DE LA ESTABILIDAD

$$S = \frac{22.2}{\frac{P_H \times D}{P_V - P_H} + 0.222}$$

$P_V = 400$ lb/pulg.^{2}

S = Valor de estabilidad

P_H = Presión horizontal, en lbs/pulg.^{2}. Para P_V = 400 lbs/pulg.^{2}, (ó sea para una carga de 5,000 lbs)

D = Desplazamiento ó número de vueltas de la manivela

% Asf	P_H	D	I	II	III	IV	S	Altura de la muestra en pulgs	S Corregido por altura
			$P_H \times D$	$P_V - P_H$	I/II	III+0.222	22.2/IV		
2.91	40.0	3.50	140	360.0	0.390	0.612	36.3	2.66	33.7
3.85	38.0	3.85	146	362.0	0.404	0.626	35.5	2.70	33.1
4.22	42.5	3.85	164	357.5	0.457	0.679	32.8	2.61	31.5
5.65	52.0	3.90	182	348.0	0.522	0.744	29.9	2.66	28.7
6.50	67.0	2.80	187	333.0	0.561	0.783	28.4	2.61	26.4

CALCULO DE LA COHESION

$$C = \frac{L}{W(0.20\,H + 0.044\,H^2)}$$

C = Valor de cohesión en grs/pulg.^{2}

L = Peso de los perdigones en grs

W = Diámetro del espécimen en pulgs.

H = Altura del espécimen para cohesión en pulgs.

% Asf.	L (GRS.)	H (PULGS.)	V	VI	VII	W (PULGS.)	VIII	IX	C
			0.20 H.	H^2	0.044 VI		V+VII	W×VIII	L/IX
2.91	1185	2.66	0.532	7.10	0.312	4	0.844	3.376	352
3.85	1369	2.70	0.540	7.30	0.321	4	0.861	3.444	399
4.22	1400	2.61	0.522	6.80	0.299	4	0.821	3.284	426
5.65	1234	2.66	0.532	7.10	0.312	4	0.844	3.376	365
6.50	1134	2.61	0.522	6.80	0.299	4	0.821	3.284	345

CALCULO DEL PESO ESPECIFICO MAXIMO TEORICO DE MEZCLAS ASFALTICAS

EXPEDIENTE. 78-E FECHA. _____ CALCULISTA. _____

PESO ESP MAX. TEORICO DE LA MEZCLA = VII = $\dfrac{100}{\dfrac{\%\ \text{Asfalto}}{\text{P.E. Asf.}} + \dfrac{\%\ \text{Aridos}}{\text{PE. Aridos}}}$

I	II	III	IV	V	VI	VII
%Asfalto con relación al peso de los agregados.	$\dfrac{100}{1+\text{I}}$	100 − II	$\dfrac{\text{III}}{\text{P.E. Asfalto}}$ *	$\dfrac{\text{II}}{\text{P.E. Agregados}}$ *	IV + V	$\dfrac{100}{\text{VI}}$
3.0	97.09	2.91	2.90	37.2	40.10	2.49
4.0	96.15	3.85	3.84	36.8	40.64	2.46
5.0	95.25	4.75	4.74	36.5	41.24	2.43
6.0	94.35	5.65	5.64	36.1	41.74	2.40
7.0	93.50	6.50	6.48	35.8	42.28	2.37

* PE. = Peso Especifico

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

SERIE DE PRUEBA: 78-E DATOS DE PROYECTO DE MEZCLA EN CALIENTE. OBRA:

EMPLAZAMIENTO:

G. 40 % AF. 58.2 % ; PASA MALLA 200 1.6 % FECHA: Agosto 1972

PESO ESP. ASF: 1.002 PENETRACION ASFALTO: 90 NUM LAB. PARA ASF USADO.

PESO ESP. MED. AGREG: 2.61 NUMS. LAB. PARA AC. USADOS:

% ASF. PROB. NUM.	% ASF. PROF. NUM. *	PESO GRAMOS		VOL. TOTAL	PESO ESP.		VOLUMEN, % DEL TOTAL			HUECOS, %			PESO UNITARIO	ESTABILIDAD
		EN AIRE	EN AGUA	cm^3	POR UNIDAD DE VOLUMEN	MAX. TEOR. X *	ASFALTO	AGREGADOS	HUECOS	AGREGADOS	LLENOS ASFALTO	MEZCLA TOTAL	Lb/Pie^3	COLOC. POR ASF.
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
ASFALTO % PESO AGREGADOS	ASFALTO % PESO MEZCLA			C − D	$\frac{C}{E}$		$\frac{B \times F}{P.E.\ ASF}$	$\frac{(100-B) \times F}{P.E.\ AGR.}$	100−H−I	100 − I	$\frac{H}{K}$ 100	$100 - \frac{100F}{G}$	$\frac{1000F}{[illegible]}$ Kg/m³	
3	2.91	965	427	538	1.79	2.49	7.26	66.8	25.94	33.2	21.8	28.0	1700	33.7
4	3.85	975	432	543	1.80	2.46	9.46	66.2	24.34	33.8	27.9	26.8	1800	33.1
5	4.75	981	455	526	1.87	2.43	11.55	68.9	19.55	31.1	37.3	23.0	1870	31.5
6	5.65	988	453	535	1.85	2.40	13.55	66.9	19.55	33.1	40.9	23.0	1850	28.7
7	5.50	992	455	537	1.85	2.37	16.40	66.2	17.40	33.8	48.4	22.0	1850	26.4

* — ASF. % PESO MEZCLA $100 - \frac{100}{1 + \text{columna } A/100}$

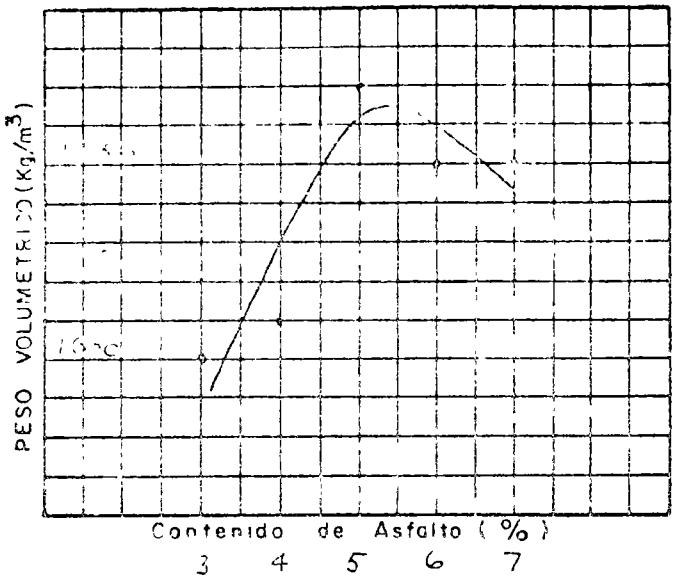
* PESO ESP. MAX. TEORICO $\frac{100}{\frac{\%\ ASF.}{P.E.\ ASF.} + \frac{\%\ AGREGADOS}{P.E.\ AGREGADOS}}$

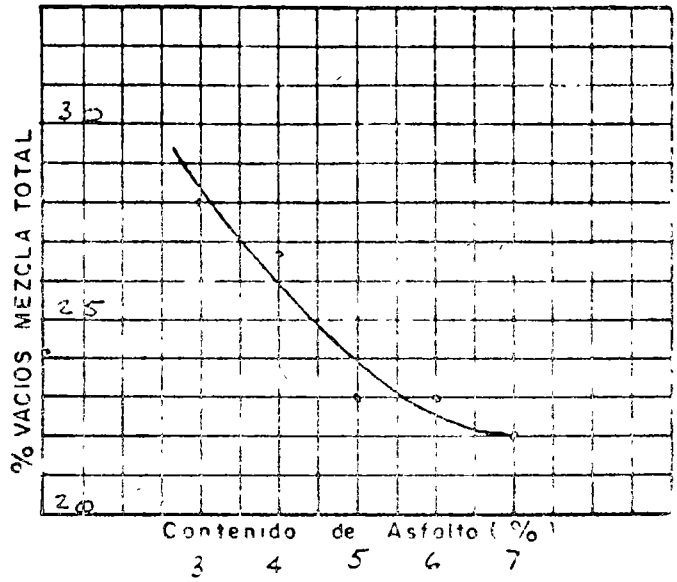
LABORATORISTA:

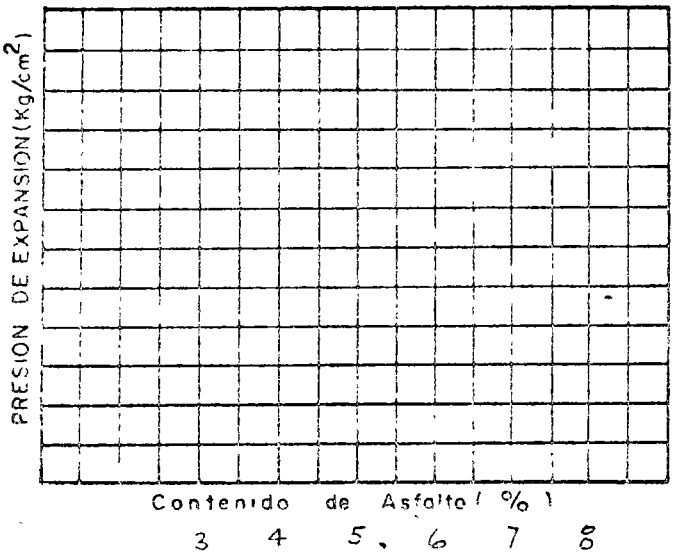
CALCULISTA:

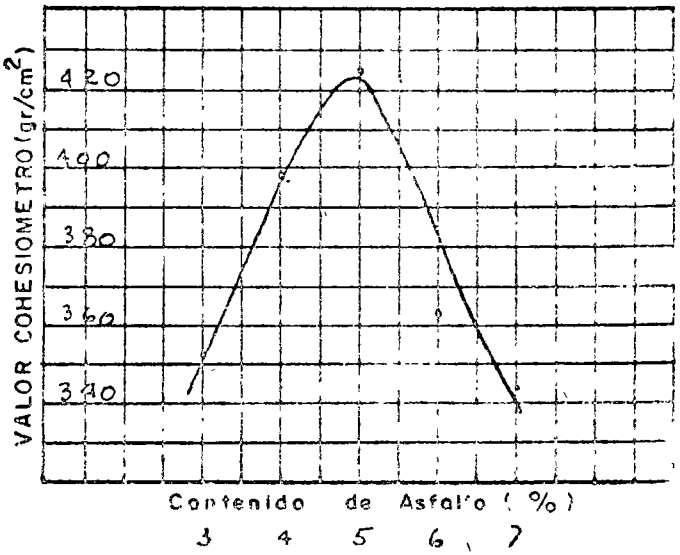
S. O. P.
DIR. GRAL. DE SERVS. TECS.
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA.

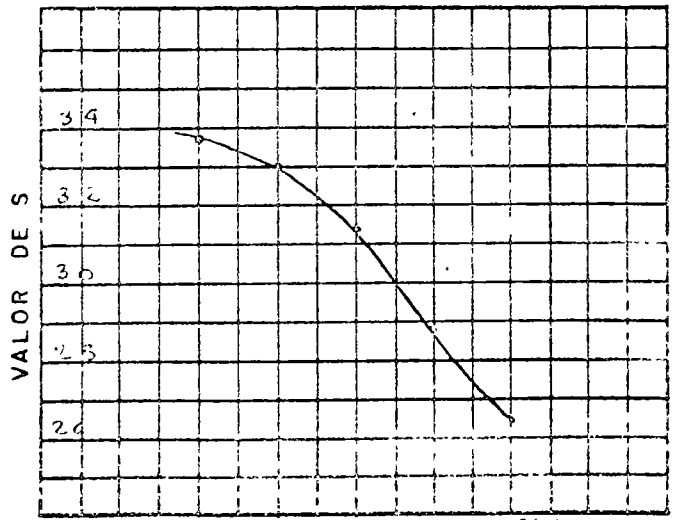
METODO DE HVEEM
GRAFICA DE LOS RESULTADOS
DE LOS ESTUDIOS DE LABORATORIO
Expediente.











Obra :

Ensaye 78-E Fecha: AGOSTO-72

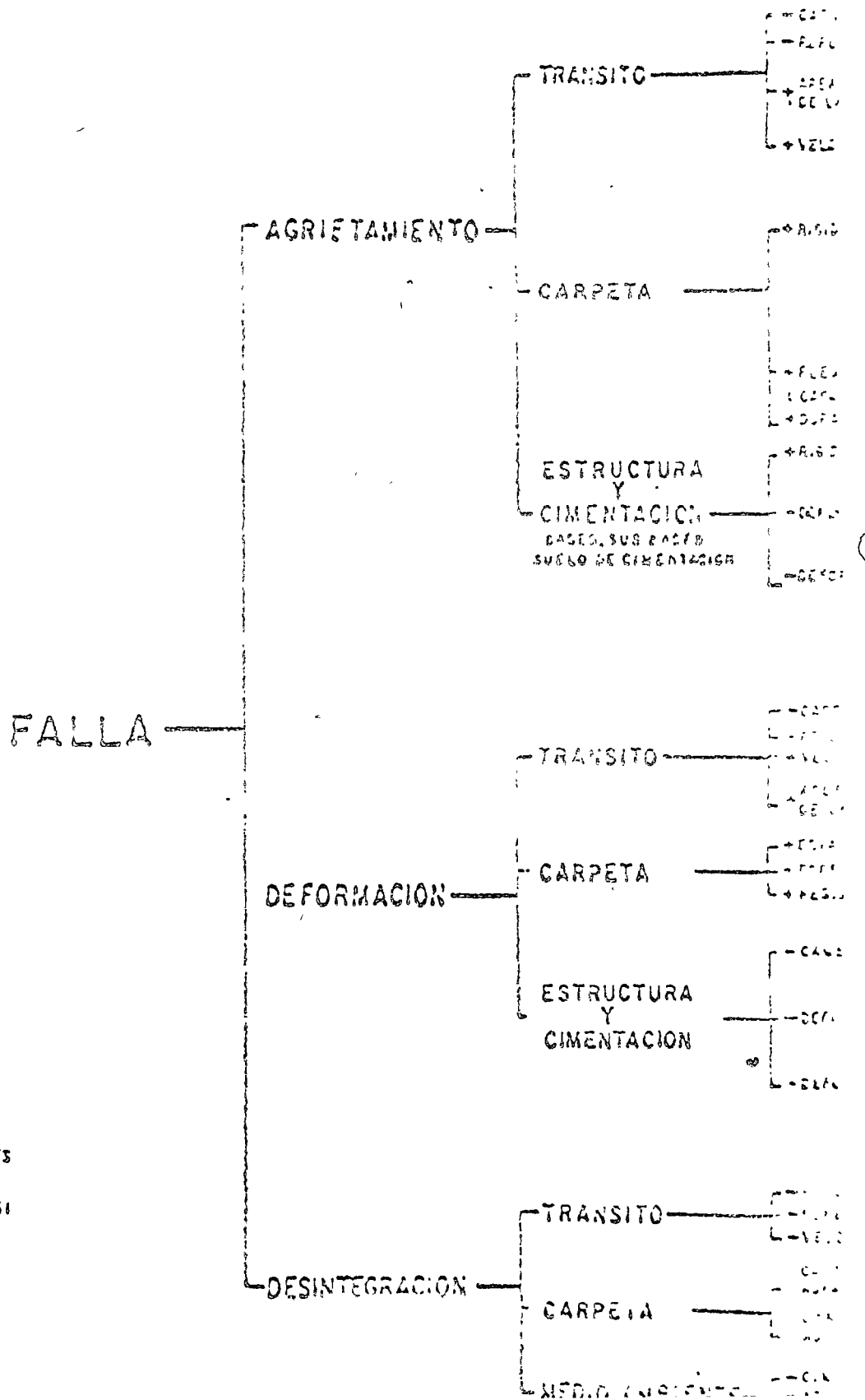
Clasif. Mat.:

Operador. Calculó.

Graficó Revisó.

DAS PARA
DE PAV.

1 EL PROBLEMA	2 MANIFESTACIONES O SEÑALES VISIBLES DE PELIGRO O FALLA	3 FACTORES O CAUSAS ULTIMAS	4



SIMBOLOS

— VARIABLES QUE SON PERJUDICIALES O DESTRUCTIVAS SI AUMENTAN

++ VARIABLES QUE SON BENEFICIOSAS SI AUMENTAN.

VARIABLES QUE DEBEN SER EVALUADAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

ES O CAU-TIVAS	4 VARIABLES PRINCIPALES	5 VARIABLES SECUNDARIAS	6 VARIABLES ADICIONALES	7 METODO DE PRUEBA O EVALUACIO
	CARGA POR RUEDA			1 PESO
	REPETICIONES			2 CONTEO
O	AREA DE INFLUENCIA DE LA CARGA	AREA DE CONTACTO LLANTA-PISO (N)		3 MEDIDA DEL AREA
		NUMERO DE LLANTAS		4 CONTEO
		ESPACIAMIENTO EJES		5 MEDIDA DEL ESPACIAMIENTO
	VELOCIDAD			6 REGISTRO DE TIEMPOS
	RIGIDEZ	CARACTERISTICAS DEL ASFALTO	CONSISTENCIA (VISCOSIDAD, PENETRACION)	7 VISCOSIMETRO PENETROMETRO
			TEMPERATURA	8 TERMOMETRO
			CANTIDAD DE ASFALTO (% EN LA MEZCLA)	9 MEDIDA Y CALCULO
		CARACTERISTICAS DEL AGREGADO	AREA SUPERFICIAL DE LOS AGREGADOS	10 ANALISIS GRANULOMETRICO
			DENSIDAD	11 PESO Y CALCULO
		ESPESOR DE LA LOSA		12 MEDIDA
ETA	FLEXIBILIDAD	CARACTERISTICAS DEL ASFALTO	CONSISTENCIA (VISCOSIDAD, PENETRACION)	7 VISCOSIMETRO - PENETROMETRO
			FRAGILIDAD	13 PRUEBA DE ABRASION
			ESPESOR DE LA PELICULA	14 CANTIDAD/AREA SUPERFICIAL
		AGREGADO		15 ANALISIS GRANULOMETRICO
	CARGAS DEBIDAS A SOBRECARGAS	ESPESOR DE LA LOSA		12 MEDIDA
	DURABILIDAD	DURABILIDAD DEL ASFALTO		16 PRUEBA DE ABRASION
		DURABILIDAD DE AGREGADOS		17 DURABILIDAD
	RIGIDEZ DE BASE Y SUBBASE	TIPO DE BASE	RESISTENCIA A LA TENSION	17 DURABILIOMETRO
			ESPESOR	12 MEDIDA
UCTURA	FRICCION			18 ESTABILIOMETRO
	COHESION			19 COHESIOMETRO, LIMITES, E
	INERCIA			20 PESO
	DEFORMACION ELASTICA	ELASTICIDAD DE LAS PARTICULAS		
		AIRE		
		HUMEDAD		
	CARGA POR RUEDA			1 PESO
	REPETICIONES			2 CONTEO
ITO	VELOCIDAD			6 REGISTRO DE TIEMPOS
	AREA DE INFLUENCIA DE LA CARGA	AREA DE CONTACTO LLANTA PRESION		3 MEDIDA DEL AREA
		NO. DE LLANTAS		4 CONTEO
		ESPACIAMIENTO EJES		5 MEDIDA DEL ESPACIAMIENTO
	ESTABILIDAD	CANTIDAD DE ASFALTO		22 ESTABILIOMETRO
A		FRICCION ENTRE PARTICULAS		
	ESPESOR			12 MEDIDA
	RESISTENCIA DE LA GARRETA			19 COHESIOMETRO
	CAMBIO DE VOLUMEN	CONSOLIDACION		24 LECTURA DE NIVELES DE ENTRADA
		EXPANSION		25 FUNCION DE ENTRADA CON VOLUMEN
		EXCESO DE CARGA	SOPORTE LATERAL	26 EFECTO DEL PAVIMENTO ADJUNTO
L TURA	DEFORMACION ELASTICA	FRICCION		18 ESTABILIOMETRO
		COHESION		19 COHESIOMETRO, LIMITES, E
CION		INERCIA		20 PESO
	DEFORMACION ELASTICA	PARTICULAS ELASTICAS		
		AIRE		21 RADIOMETRO
		HUMEDAD		22 PESADO Y SECADO
	PRESION DE LA LLANTA			27 MEDIDA PRESION DEL AIRE
ITO	REPETICIONES			2 CONTEO
	VELOCIDAD			6 REGISTRO DE TIEMPOS
	CARACTERISTICAS DEL ASFALTO	CANTIDAD INSUFICIENTE		9 C.K.E
		FRAGILIDAD		13 PRUEBA DE ABRASION
A	CARACTERISTICAS DEL AGREGADO	POROSIDAD		22 PRUEBA DE ABRASION
		ADHERENCIA ASFALTO-AGREGADO		

CLASIFICACION DE FALLAS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

CONDICION	NOMBRE COMUN O TIPO DE DEFECTO	CAUSA
LLAS DE VIMENTACIO		
Insuficiencias en la pavimentación o en la composición de la carpeta asfáltica	Desintegración (disgregación)	Escasez de asfalto Endurecimiento del asfalto Acción del agua
	Agrietamiento	Endurecimiento del asfalto Bajas temperaturas Escasez de asfalto
	Inestabilidad (deformación plástica)	Exceso de asfalto Exceso de agua Partículas del agregado lisas y pulidas
Carencia de apropiada relación recíproca entre la estructura de la carpeta y la base	Grietas por Deslizamiento	Escasez de adherencia entre las capas Capa de superficie demasiado delgada Alta presión de las llantas en el tránsito
Debilidad en la base, sub-base o en los suelos de cimentación de la terracería	Agrietamiento	Deformación plástica de la capa de apoyo Cimentación elástica (fenómeno de rebote elástico)
	Grietas profundas, ondulaciones transversales	Deformación plástica de la base Base insuficiente
	Rotura completa de parte a parte	Cimentación deficiente (de mala calidad)

TIPOS Y CAUSAS DE FALLAS EN LOS PAVIMENTOS FOR PENIMA

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
D . G . P . L .
Departamento Geotecnia
Oficina de Pavimentos

CONDICIONES PAVIMENTO FLEXIBLE

Camino o Aeropuerto : _____

Observador . _____

Fecha . _____

		Tramo de A
TIPO GRIETA	Fisuración	
	Longitudinal	
	Transversal	
	Poliédrico (75 cm Aprox.)	
	Poliédrico (15 cm Aprox.)	
	En forma de mapa (>30 cm)	
	Reflexión	
	Menor que 0.3175 cm. (1/8")	
	Menor que 0.635 cm. (1/4")	
	Mayor que 0.635 cm. (1/4")	
0: Ninguna		
1: Menor	Desprendimiento Local	
2: Moderado	Desprendimiento general	
3: Mayor	Deformación Transv Marcada	
4: Severo	Deformación	
10 Muy Bien	Distorsión	
9 } A	Asentamiento Subrasante	
8 }	Bacheo Superficial	
7 } Bien	Bacheo Profundo	
6 } B	Reconstrucción Localizada	
5 } Regular	Rugosidad Superficial	
4 } C	Drenaje Superficial	
3 } Pobre	Subdrenaje	
2 } D	Condiciones generales	
1 } Muy Pobre	Calificación General.	
0 }	Trabajos Requeridos	

Observaciones (Drenaje)

_____

Observaciones : _____

INSTRUCTIVO SIMPLIFICADO PARA DETERMINAR LOS DETERIOROS EN SUPERFICIES DE PAVIMENTO FLEXIBLE.

GRIETAS

1. Fisuración.- Grietas capilares generalmente dispersas, sin orientación definida. Pueden deberse a una superficie pavimentada muy vieja, es decir a las contracciones de un asfalto endurecido y oxidado.

2. Longitudinal.- Son paralelas al eje del camino, conviene anotar si aparecen al centro en los tercios medios o en las orillas. Generalmente se deben a fallas del terreno de cimentación de terraplenes o a juntas de construcción mal acabadas.

3. Transversal.- Son grietas perpendiculares al eje del camino generalmente debidas a contracciones por cambios bruscos de temperatura. Son muy frecuentes en zonas sujetas a heladas.

4. Poliédrica (7.5 cm aprox.).- También se les llama de alambre de gallinero. Sus módulos alcanzan hasta 7.5 cm de separación. Generalmente acusan contenidos de agua elevados en las capas inferiores; se deben a debilidades en la subrasante o en la base y pueden degenerar en bache. Como otra causa pueden determinarse a espesores muy delgados de la carpeta respecto al tránsito.

5. Poliédrica (15 cm aprox.).- Se les denomina popularmente como piel de cocodrilo y sus módulos alcanzan hasta 15 cm de separación, generalmente son ortogonales, lo mismo que los anteriores y también acusan contenidos de agua elevados en las capas inferiores y se deben generalmente a subrasantes elásticas o con rebote elástico.

6. En forma de mapa (mayor de 30 cm).- Son grietas ortogonales con separación hasta de 30 cm debidas a la contracción del asfalto por oxidación o por temperatura.

7. Grieta de reflexión.- Son aquellas que habiendo existido en capas inferiores llegan a reflejar en capas de nueva construcción aunque estas últimas sean de buena calidad.

8. Menor que 1/8" indica abertura de la grieta cualquiera que sea su forma menor que ¼" idem.

9. Mayor que ¼", idem

DESPRENDIMIENTOS

1. Local.- Se refiere a la emigración de material correspondiente a la carpeta debido al paso de los vehículos y se acusa por material pétreo suelto a los lados de las rodadas en forma local.

DEFORMACIONES

1. Deformación transversal marcada.- Se refiere a aquellas deformaciones que ha sufrido el pavimento por el paso de los vehículos provocando canalización a lo largo del camino por donde pasan las llantas.

2. Deformación.- En el registro falta la palabra longitudinal y se refiere a la deformación que se produce como si la carpeta "se arrugara" y que generalmente produce vibraciones fuertes en los vehículos. Puede deberse principalmente a exceso de asfalto en la carpeta o bien a escaso de espesor en ésta.

3. Distorsión.- Es la deformación que se produce en forma aleatoria y aislada a manera de chipotes. Puede deberse a exceso de asfalto o a defecto de construcción.

4. Asentamiento de subrasante.- Es la deformación local que generalmente produce fallas en los pavimentos de manera que se puede deber a condiciones muy definidas. Del caso puede aparecer por ejemplo en donde hay claros de alcantarilla mal compactados.

BACHEOS

1. Superficial.- Se refiere a desprendimientos de carpeta únicamente, generalmente se les llaman "calaveras" y pueden estar localizados o generalizados. En este caso conviene hacer una estimación de los porcentajes con respecto al área total del pavimento en la sección analizada.

2. Profundo.- Interesan las capas de base o sub-base y en ocasiones pueden estar acusados por zurcos, por desprendimientos generalizados o por cualquiera de los defectos anteriormente mencionados ya en estado sumamente avanzado.

3. Reconstrucción localizada.- Se refiere a los baches ya tratados o bien a aquellos trabajos que se han tenido que realizar para abrir una alcantarilla, reconstruir tramos muy críticos, etc.

Los deterioros anteriores deben calificar de 0 a 4, dependiendo de su grado de avance, según se indica en la tabla.

CONDICIONES DE SUPERFICIE

Se califica de 1 a 10 según que vaya de muy pobre a muy bien.

1. Rugosidad superficial.- Indica si el pavimento está liso o tiene una rugosidad adecuada.

2. Drenaje superficial.- Se refiere a que la lluvia sea bien drenada debido al bombeo. Su deficiencia se acusa por encharcamiento en la superficie.

3. Subdrenaje.- Se refiere a si el camino cuenta con él o no y si las capas inferiores se saturan por falta de éste.

4. Condiciones generales.- Se refieren a su estado de conservación en cunetas, contracunetas, etc.

En el renglón de calificación general califíquese al camino de una manera subjetiva, comparativamente con otros caminos que el calificador conozca (autopista recien construida tendría calificación de 10, camino roto tendría calificación de 0).

En el renglón de trabajo requerido se referirá a si esos tramos necesitan atención inmediata.

1.- Principles of pavement Desing. Yoder
2.- Airport Planning and Design. Horonjeff
3.- Bituminous Materials in Road Construction
Her Majesty's Stationary office. England
4.- Asphalt Technology and Construction
Educational Series No. 1 (ES-1)
The asphalt Institute
Asphalt Institute Building
College Park, Maryland 20740
5.- Tomo II, Caminos. Escario
6.- Pavimentos Asfálticos. Martin y Wallace
7.- Asfaltos. M. Velazquez
8.- Les Emulsions de Bitume et leurs techniques D'application.
Sindicat des fabricants d'émulsions routières de bitume
52, Champs-Elysées, Paris
9.- Manuales del Instituto de Asfalto

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

XV CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL DE LA S A H O P

DISEÑO SISTEMATIZADO DE LA ESTABILIZACION DE SUELOS

M. en C. CARLOS FERNANDEZ LOAIZA
NOVIEMBRE, 1977

I. DISEÑO SISTEMATIZADO DE LA ESTABILIZACION DE SUELOS. METODO DE LA FUERZA AEREA DE ESTADOS UNIDOS.

1. Introducción

El diseño de la estabilización de un suelo, tomando en cuenta al aditivo más idóneo, plantea a la fecha un problema que para su solución requiere del estudio de las posibles reacciones y formaciones de nuevas especies minerales que tomarán lugar en el proceso de estabilización. Esta es una labor delicada y en ocasiones requerirá el auxilio de técnicos muy especializados. En proyectos de poca importancia, tal intervención de especialistas puede no ser del todo justificada y es pensando en estos casos, que el autor de la presente ponencia ha considerado incluir en ella, el procedimiento sistemático para el diseño de estabilizaciones, empleado por la Fuerza Aérea de los Estados Unidos.

No debe perderse de vista, sin embargo, que el ignorar la naturaleza de los tipos de minerales que contenga el suelo a estabilizar, puede conducir a serios fracasos. En el procedimiento referido en este inciso no se toma muy en cuenta a la reactividad de los aditivos con los agregados, por lo que dicho procedimiento deberá tomarse con las debidas precauciones y limitaciones.

Conviene tener presente, que por sus propias funciones, la Fuerza Aérea de Estados Unidos se ve obligada a construir tanto pavimentos de funcionamiento temporal (por ejemplo en zonas de combates) ó bien de funcionamiento permanente (por ejemplo las pistas de despegue de sus aeropuertos en Estados Unidos), por lo que han considerado a estos dos casos en su sistema de diseño.

En la Fig I-1, se muestra en forma esquemática el enfoque global sistemático del diseño y se puede notar que no solamente se contempla el caso de la estabilización química, aunque sí reviste interés primario, sino que también se admite como alternativa a la estabilización mecánica (Compactación, Preconsolidación, etc.).

Una vez que se ha decidido, con base en factores de orden práctico o económico, el tipo de estabilización a realizar, habrá que decidir cual es la capa más conveniente a tratar de acuerdo con la disponibilidad de los materiales, su calidad y costo.

La siguiente etapa sería la elección del método de estabilización más adecuado. El tipo de pavimento regirá como un primer punto a esta elección pues en unos casos la resistencia puede ser la que revista mayor importancia (Base de pavimentos flexibles, por ejemplo), mientras que en otros lo puede ser la adherencia o unión de las partículas (caso de subbases de pavimentos rígidos para evitar el bombeo), o inclusive la impermeabilidad.

Los factores ambientales pueden influenciar a la resistencia última del suelo estabilizado, tanto como la calidad de los materiales a emplear en la estabilización; una cantidad excesiva de lluvia puede alterar la efectividad de una estabilización pues podría por ejemplo lavar y percolar la sal adicionada a un suelo, o bien la existencia de aguas ácidas puede anular los efectos estabilizantes de un aditivo alcalino al quedar ambos en contacto. Por otro lado la temperatura ejerce también influencia en la velocidad de las reacciones químicas, razón por la cual debe tomarse en cuenta al elegir los métodos de estabilización en ciertas épocas del

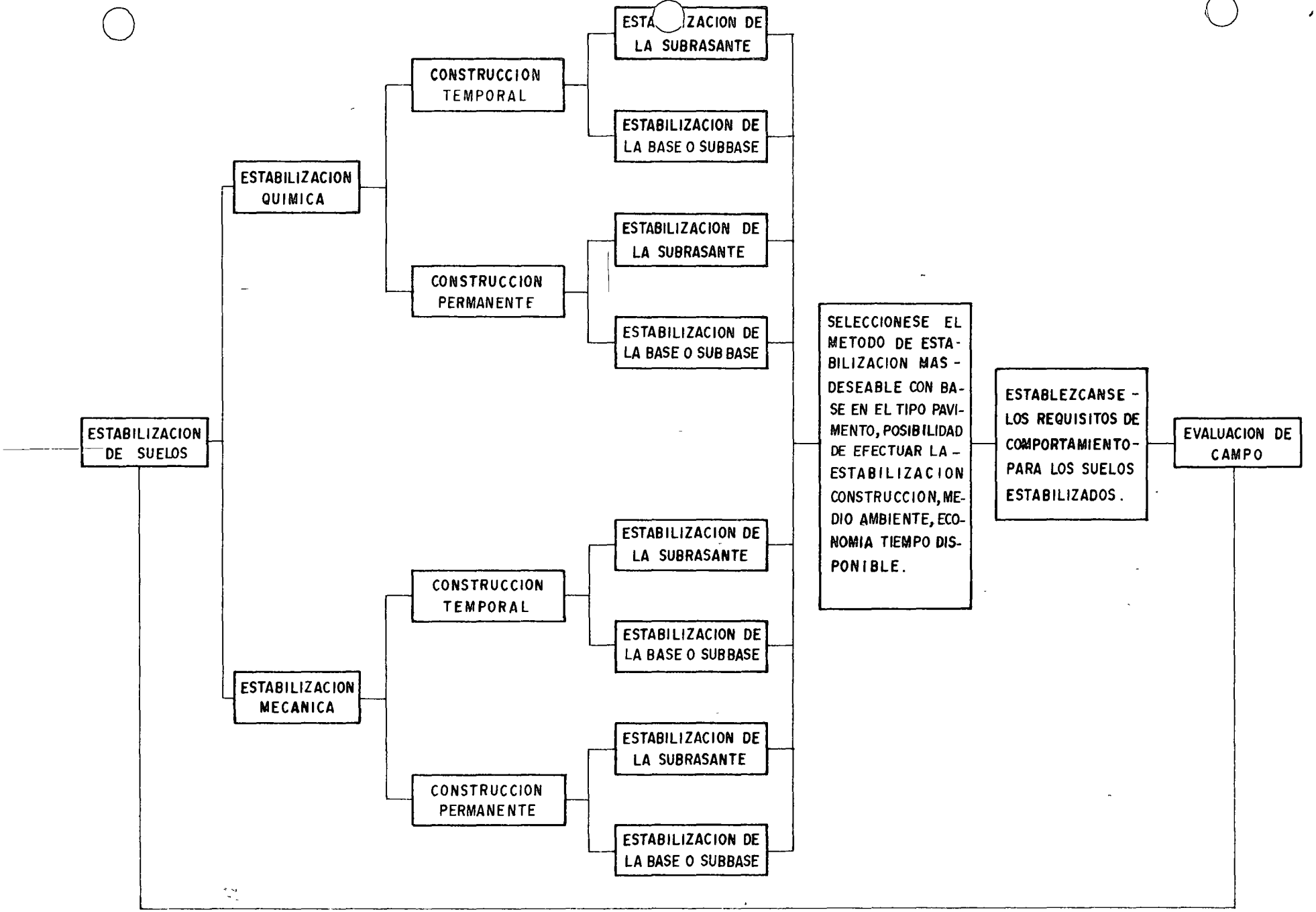


FIG.I-1 Sistema índice de clasificación propuesto por la Fuerza Aerea U.S.A. con fines de estabilización de suelos

año. El perfecto conocimiento del funcionamiento y limitaciones del equipo disponibles es de suma importancia, pues esto permitirá que el Ingeniero pueda apriori eliminar ciertos productos que no resulten de aplicación práctica; pues por ejemplo, no sería de esperar un buen trabajo de estabilización si se quiere mezclar una arcilla plástica muy húmeda con cemento Portland si para ello se cuenta solamente con arados de disco y motoconformadoras, ya que en este caso sería indispensable contar con sistemas de secado y pulverización.

Una vez seleccionado el método de estabilización deberán establecerse las premisas de comportamiento con las que el suelo deberá cumplir, dependiendo de las propiedades que se deseé obtener en el suelo estabilizado, pues se pueden tener casos en los que se quiera evitar la aparición de canalizaciones por fallas plásticas, o bien evitar el desarrollo de cambios volumétricos por cambios de humedad ó el aumento en la resistencia al desgaste, etc.

Finalmente deberán efectuarse evaluaciones periódicas para verificar el funcionamiento de la estabilización y lo que es más aún, la aplicabilidad del método de diseño que se está exponiendo.

Tomando en cuenta por un lado, la influencia del contenido de finos y su calidad y por otro lado, el hecho de que estas dos características son básicas para la clasificación de los suelos, se ha pensado en incluir a estos factores como el primer paso hacia la elección del tipo de aditivo a emplear. Esto se ilustra en la Fig I-2. Ahora bien, con base en las especificaciones dadas por algunas Dependencias, entre las que destacan "The National Lime Association", "The Portland Cement Association", "Federal Highway Administration", "Highway Research Board" y "The Asphalt Institute",

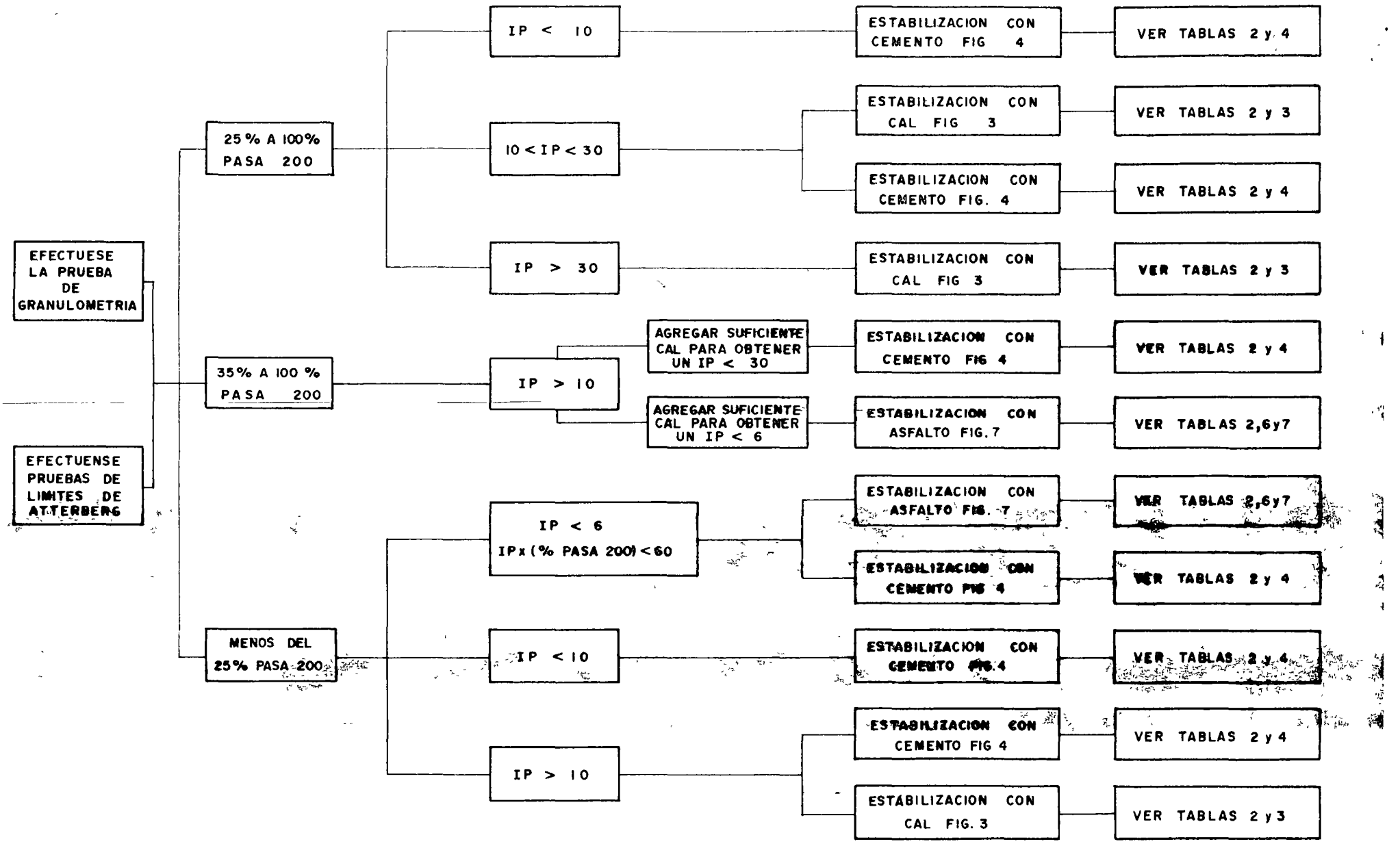


FIG. I-2 Selección del agente estabilizante para la construcción No Expedita de bases (Fuerza Aerea U.S.A.) .

se elaboró el diagrama de flujo de la Fig I-2, que incluye estabilizaciones con cal, cemento ó productos asfálticos. - Como se ve, la elección del tipo de estabilizante se hace - en una primera instancia conociendo la granulometría del material y la plasticidad de los finos. En la referida Figura se pone de manifiesto la necesidad de que una vez seleccionado él o los estabilizantes convenientes se deberá proceder al exámen de otros subsistemas, representados éstos por otras figuras y tablas, que indican las pruebas a efectuar, las normas de estabilización y precauciones de construcción importantes. Se podrá notar en la Fig I-2, que también se - contempla el caso de estabilizaciones mixtas a base de cal y cemento o cal y productos asfálticos, siendo el abatimiento de la plasticidad el objetivo de la adición de la cal para poder emplear así el estabilizante principal.

2. Estabilización con cal

Anteriormente se hizo énfasis en las reacciones que - presentan diversos suelos con la cal y como se vió, la acidez presente en el suelo, la presencia de materia orgánica y sulfatos, inhiben la acción de la cal.

En la Fig I-3 se muestra el subsistema para el diseño de la estabilización con cal; en ella se aborda en primer - término al problema de la acidez en el suelo y el criterio que se establece es el de determinar la proporción de cal - necesaria para producir, una hora después del mezclado, un pH de 12.4.

Los detalles de la prueba a efectuar se pueden consultar en el artículo de Eades y Grim "A Quick Test to Determine Lime Requirements for Lime Stabilization" HRR 139. La fuerza aérea recomienda que el porcentaje de cal que se de-

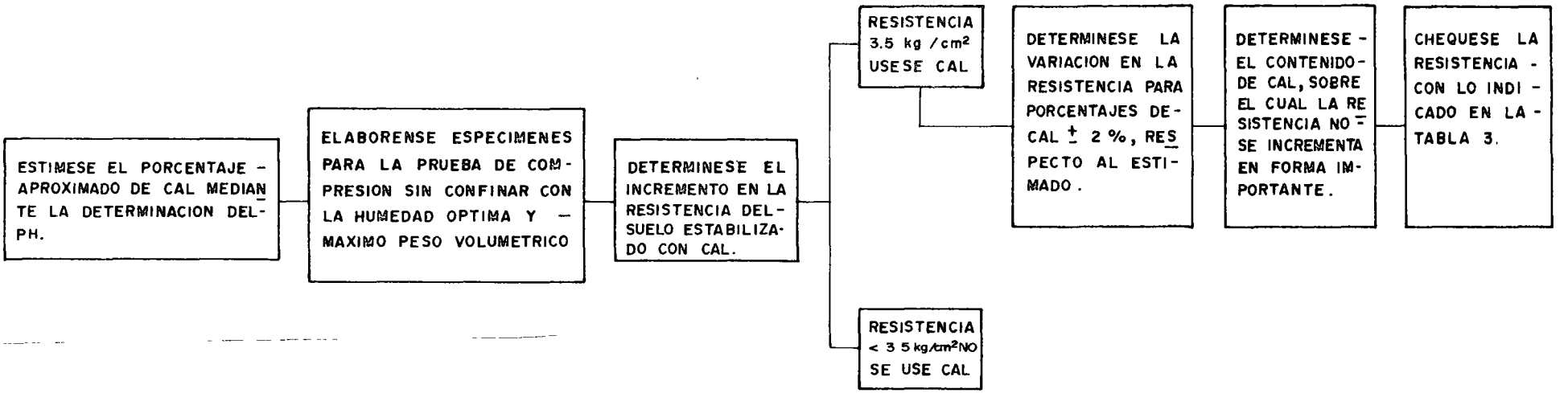


FIG.I-3 Subsistema para la estabilización con cal, de la capa base. (Fuerza Aerea U.S.A.) .

be emplear debe encontrarse, seguramente con base en la economía, entre 2 y 5% para suelos granulares y entre 3 y 7% para suelos finos. Con estos porcentajes y tomando como punto de partida la obtención de un $_pH$ de 12.4 se deberán elaborar probetas, para someterlas a pruebas de compresión simple, teniendo éstas el peso volumétrico máximo y la humedad óptima y determinando así el incremento en la resistencia del suelo. En este punto es conveniente indicar, como es bien sabido, la gran variedad de criterios que existe para la evaluación de una estabilización. Entre dichos criterios podría citarse a la prueba de Valor Relativo de Soporte, prueba de compresión simple, pruebas triaxiales, pruebas de resistencia a la tensión por flexión, pruebas de ruptura por fatiga, pruebas de cohesiómetro, de estabilidad, de congelamiento y descongelamiento o de humedecimiento y secado, etc. La mayoría de estas pruebas no son rutinarias, ni están mundialmente reconocidas o estandarizadas, sin embargo, la fuerza aérea propone el criterio de Thompson, sintetizado en la tabla I-3 (Volumen 92 de ASCE, de Mecánica de Suelos) para la determinación del porciento de cal que se deberá emplear en la estabilización.

3. Estabilización con cemento

En la Fig I-4 se muestra el subsistema empleado por la Fuerza Aérea de Estados Unidos para llevar a cabo el diseño de una estabilización con cemento Portland. Como en el caso de la cal, se considera que los compuestos ácidos debidos principalmente a la presencia de materia orgánica activa en el suelo inhiben la reacción de éste con el cemento, razón ésta que hace que el primer paso en el diseño sea la determinación del $_pH$ del suelo después de haber transcurrido 5 minutos de haber efectuado su mezclado con el cemento

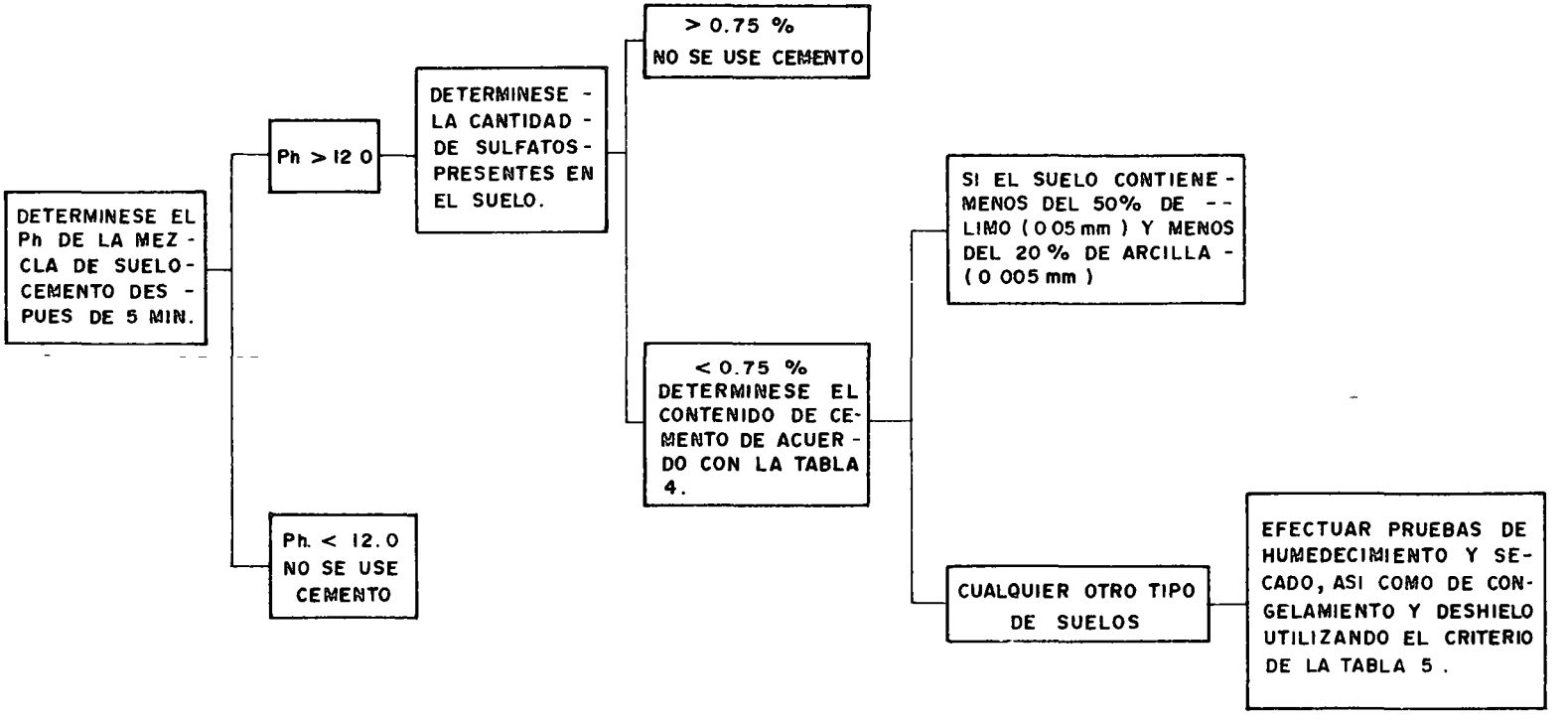


FIG. I-4 Subsistema para la estabilización con cemento, de la capa base (Fuerza Aerea U. S. A.) .

y agua. Si el $_pH$ es mayor de 12.0 se considerará que no - - existen problemas de acidez, pero si dicho valor es menor - de 12.0 entonces la Fuerza Aérea no recomienda el empleo -- del cemento Portland. En este punto es conveniente aclarar, en opinión del autor de esta Ponencia, que no necesariamente un $_pH$ menor de 12.0 haga prohibitivo el uso del cemento - - pues como se vió al hablar de la estabilización con cemento en el inciso correspondiente, puede resultar práctico eliminar la acidez en el suelo previamente, mediante la adición de algún aditivo que la neutralice dejando así al suelo apto para aplicar el estabilizante principal. Sin embargo, este aspecto no está contemplado en el método de la Fuerza -- Aérea de Estados Unidos.

Una vez que se ha encontrado que, en cuanto a acidez, el suelo es adecuado, se procede a determinar mediante métodos químicos la cantidad de sulfatos presentes en el suelo o en el agua de mezclado pues se ha encontrado que un contenido de más del 1% en aquel ó de 0.05% en ésta, puede reducir considerablemente a la efectividad del Cemento Portland. Nuevamente se hace hincapié en que no debe descartarse la - posibilidad de investigar algún aditivo que neutralice la - acción de los sulfatos. No obstante, la Fuerza Aérea fija - como criterio de selección un contenido de sulfatos de - -- 0.75%. Para porcentajes superiores a éste, no deberá em---- plearse cemento Portland; si el porcentaje es menor a 0.75% entonces se proporciona la tabla I-4 en la que se indica el contenido de cemento a emplear para las determinación del - peso volumétrico máximo AASHO estándar y la humedad óptima, datos éstos que servirán de base para elaborar las probetas, con diferentes porcentajes de cemento, que servirán para -- efectuar las pruebas de Humedecimiento y Secado ó congela-- miento y deshielo y en las cuales, deberá obtenerse como mí

nimo lo indicado en la tabla I-5 para poder asegurar una -- buena durabilidad en la mezcla estabilizada.

4. Estabilización con productos asfálticos

Con base en estudios efectuados por diversas Dependencias entre las que destacan, The Asphalt Institute, U. S. Navy, Chevron Asphalt Company y el Departamento de Obras Públicas del estado de California EUA., la Fuerza Aérea de -- los Estados Unidos desarrolló el subsistema para llevar a - cabo el diseño de una estabilización con el empleo de pro-- ductos asfálticos. El primer paso de acuerdo con la Fig I-1, consiste en analizar la Fig I-7 la que nos indica a su vez la necesidad de remontarnos a las tablas I-6 e I-7 para seleccionar el tipo de producto asfáltico a emplear. La tabla I-6 hace referencia a otras tablas y figuras a las que deberá remitirse el proyectista dependiendo del tipo de asfalto que se deseé emplear y la tabla I-7 indica las características granulométricas y de plasticidad con las que deberá cumplir el suelo que se pretenda estabilizar.

En el caso de que se decida emplear cemento asfáltico, se deberá tomar en cuenta al índice de temperatura, definido en la tabla I-8, para seleccionar el grado de penetración adecuado. Empleando un rango de porcentajes de cemento as-- fáltico cercano al indicado en la tabla I-9, se efectúan -- pruebas tipo Marshall para obtener el contenido óptimo de - cemento asfáltico de acuerdo con el criterio mostrado en la tabla I-10.

Si la estabilización se intenta realizar a base de Asfaltos Rebajados, de acuerdo con la U. S. Navy, se puede seleccionar el tipo de asfalto rebajado a emplear, utilizando la Fig I-5, a la que se entra en las abscisas con el porcen

taje de material que pasa la malla nº 200 y la temperatura a la que se vaya a usar para el mezclado. Conocido el tipo de asfalto y con el empleo de la ecuación I-1, se determina la proporción de asfalto rebajado que se deberá emplear como base, es decir, que el porcentaje que resulte de la aplicación de la referida fórmula deberá utilizarse para la elaboración de especímenes a los que se les aplicará la prueba Marshall y adicionalmente se elaborarán otros especímenes con porcientos de asfalto rebajado ligeramente arriba y abajo del determinado con la aplicación de la fórmula I-1. El porcentaje óptimo será el obtenido de las gráficas de la prueba Marshall y de acuerdo con el criterio indicado en la tabla I-13. La prueba Marshall deberá llevarse a cabo de acuerdo con el procedimiento estandarizado por el Instituto del Asfalto (E.E.U.U.) para el caso de Asfaltos Líquidos.

Si el tipo de producto a utilizar es Emulsión Asfáltica, se deberá emplear en primera instancia la Fig I-6 para determinar el tipo de emulsión a utilizar, Aniónica o Catiónica, dependiendo de la clasificación petrográfica del agregado y de su contenido de álcalis o sílice. Conocido el tipo de emulsión a emplear, se definirá por medio de la tabla I-11 el grado de rompimiento de la emulsión más adecuada tomando en cuenta a la humedad del suelo y el porcentaje que pasa la malla nº 200.

Una vez definido el tipo y rompimiento de la emulsión, se puede emplear la tabla I-12 con el objeto de determinar el porcentaje preliminar de emulsión; para que con base en él, se obtenga un rango de porcentajes con los que se deberán fabricar especímenes, que se probarán de acuerdo con la prueba Marshall, recomendada por el Instituto del Asfalto para asfaltos líquidos. Los resultados obtenidos servirán para seleccionar el contenido óptimo de acuerdo con lo indicado en la tabla I-13.

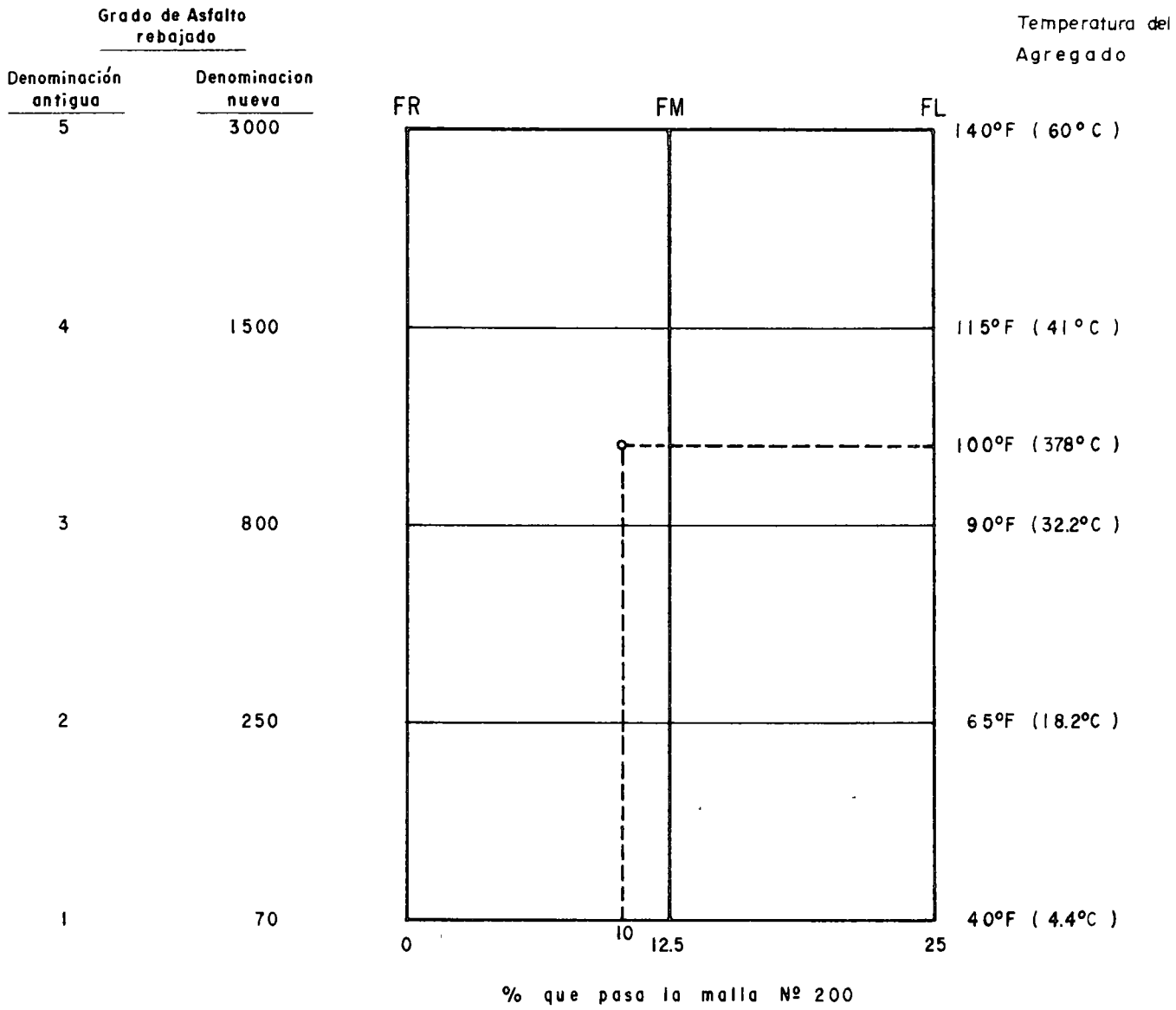


Figura I-5 Selección del tipo de asfalto rebajado para la estabilización.

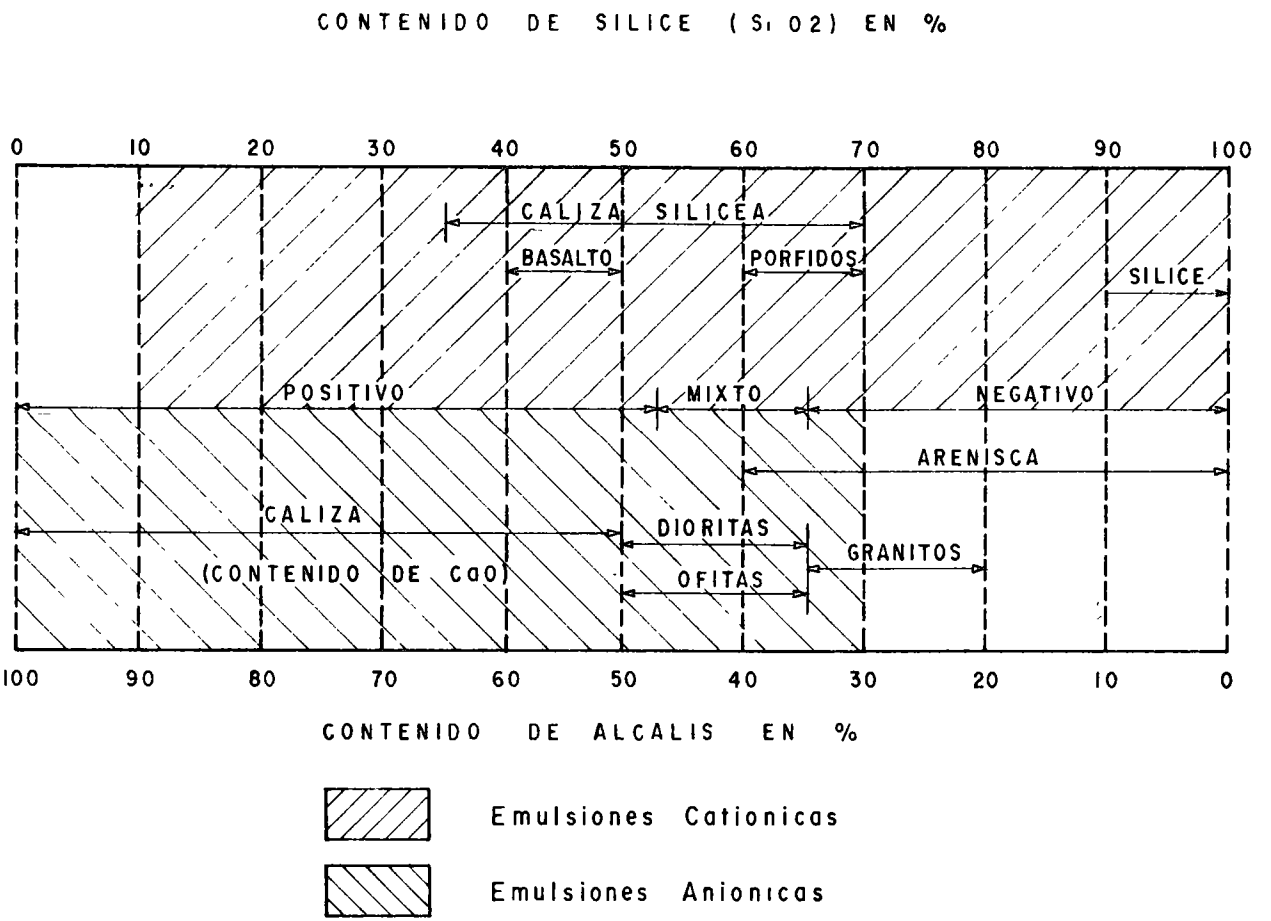


Figura I-6 Clasificación de los Agregados.

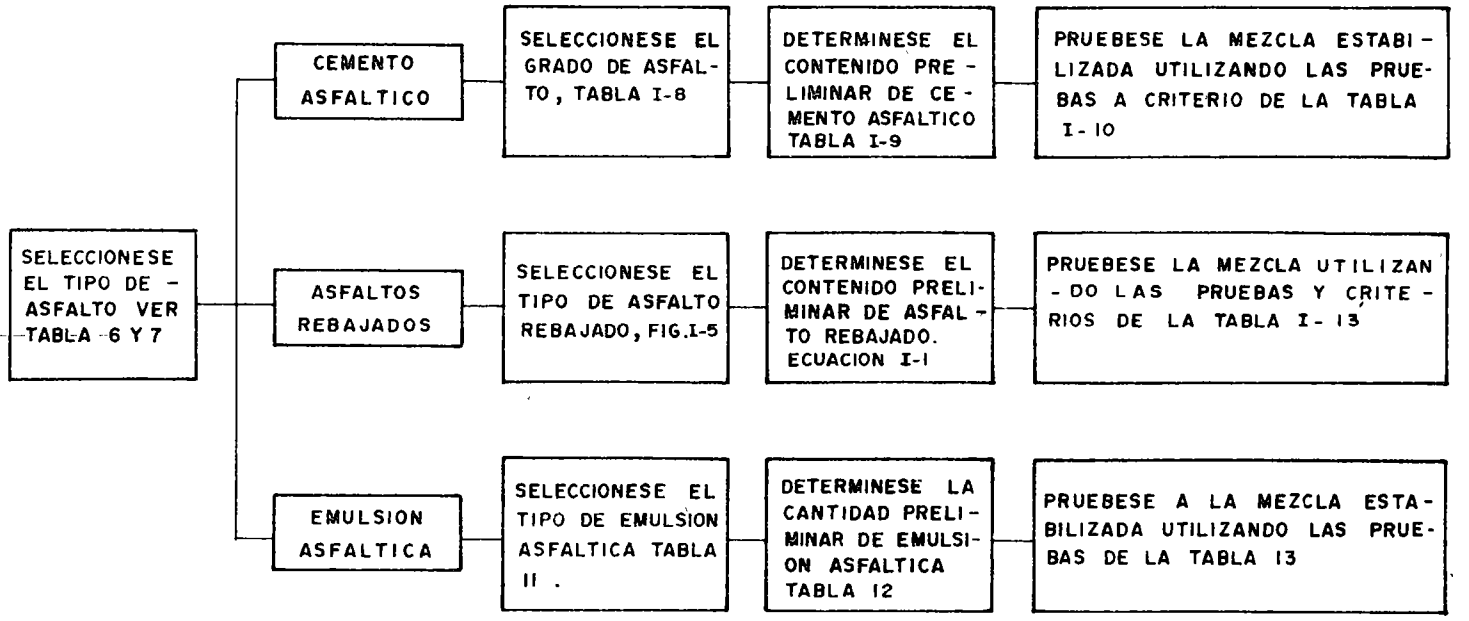


FIG. I-7 Subsistema para la estabilización con productos asfálticos de la capa base (Fuerza Aerea U. S. A.).

ECUACION I-1

$p = 0.02\ (a) + 0.07\ (b) + 0.15\ (c) + 0.20\ (d)$; en donde:

p= Porcentaje de producto asfáltico con respecto al peso seco del agregado.

a= Porcentaje del agregado retenido en la malla nº 50

b= Porcentaje del agregado retenido en la malla nº 100 y que pasa la 50.

c= Porcentaje del agregado retenido en la malla nº 200 y que pasa la 100.

d= Porcentaje del agregado que pasa la malla nº 200

TABLA I-1

CRITERIOS PARA LA ESTABILIZACION CON PRODUCTOS ASFALTICOS

AUTOR	% QUE PASA 200	I.P.	I.P. x (% QUE PASA 200)
Winterkorn	8 a 50	18	---
American Road Builders	0 a 35	10	---
Herrin	0 a 30	10	---
Asphalt Institute	3 a 15	6	60
Chevron Asphalt Co.	0 a 25	No plástico	72
Douglas Oil Co.	0 a 30	7	---

TABLA I-2

PRECAUCIONES RESPECTO A LA CONSTRUCCION Y EL MEDIO AMBIENTE

ESTABILIZACION	FACTOR	
Cal	Medio Ambiente	Si la temperatura del suelo es menor de 4 °C y no se espera que se incremente dentro de un mes, las reacciones químicas no ocurrirán rápidamente, y por consiguiente, la ganancia en resistencia será mínima. Deberá programarse a la mezcla de suelo-cal para soportar ciclos de congelamiento y deshielo.
	Construcción	No deberá permitirse el paso de vehículos pesados sobre el suelo estabilizado antes de 10 a 14 días a partir de la construcción del suelo cal.
Cemento	Medio Ambiente	Si la temperatura del suelo es menor de 4 °C y no se espera que se incremente en un mes, las reacciones químicas no ocurrirán rápidamente, y por consiguiente, la ganancia en resistencia será mínima. Deberá programarse a la mezcla para que la ganancia en durabilidad garantice que tolerará los ciclos esperados de congelamiento y deshielo. Evítese la construcción en períodos de lluvia intensa.
	Construcción	No deberá permitirse el paso de vehículos pesados sobre la mezcla de suelo estabilizado antes de 7 a 10 días a partir de la construcción del suelo cemento.
Productos Asfálticos	Medio Ambiente	Cuando se utilicen cementos asfálticos, la construcción deberá llevarse a cabo, sólo cuando se pueda lograr la compactación adecuada. Si se colocan capas delgadas la temperatura deberá ser, en el medio superior a - 4 oC. Cuando se utilicen rebajados y emulsiones, las temperaturas en el medio y en la superficie a cubrir deberán ser superiores a la de congelamiento. Los productos asfálticos deberán cubrir perfectamente a las partículas antes de la compactación.
	Construcción	Con los cementos asfálticos se deben emplear plantas centrales. Deben preferirse tiempos calurosos para la construcción de todo tipo de estabilizaciones asfálticas.

TABLA I-3

REQUISITOS TENTATIVOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION PARA MEZCLAS DE SUELO CAL, EN KG/CM^2

USO ANTICIPADO	RESISTENCIA RESIDUAL NECESARIA KG/CM^2 (b)	REQUISITOS DE RESISTENCIA PARA VARIAS CONDICIONES ANTICIPADAS DE SERVICIO (a)			
		8 DIAS DE SATURACION.	CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO (c)		
			3 CICLOS	7 CICLOS	10 CICLOS
Subrasante	1.4	3.5	3.5	6.3	8.4
Subbase Pav. Rig.	1.4	3.5	3.5	6.3 3.5 (d)	8.4
Pav. Flex. (e) 10" (Base + Carp)	2.1	4.2	4.2	7.0 4.2 (d)	9.1
(e) 8"(Base+Carp)	2.8		4.9	7.7 5.3 (d)	9.8
(e) 5"(Base+Carp)	4.2	6.3	6.3	9.1 7.0 (d)	11.2
Base	7.0 (f)	9.1	9.1	11.95 10.5 (d)	14.0

(a) Resistencia requerida después del curado de campo (después de la construcción) para proveer la resistencia residual adecuada.

(b) Resistencia mínima esperada después del primer ciclo de invierno.

(c) Número de ciclos de congelamiento y deshielo esperados durante el primer invierno, en servicio.

(d) Las pérdidas de resistencia por el congelamiento y deshielo, basadas en 10 ciclos, excepto para los valores a 7 ciclos basados en ecuaciones de regresión establecidas.

(e) Espesor total de pavimento que sobreyace a la subbase; los requisitos se basan en las distribuciones de Boussinesq; se aplica a los pavimentos rígidos si se utilizan materiales cementados como base.

(f) Debería considerarse a la resistencia a la flexión en el diseño de espesores.

TABLA I-4

CANTIDADES DE CEMENTO PARA VARIOS SUELOS

CLASIFICACION SUCS (a)	RANGO USUAL EN EL CONTENIDO DE CEMENTO (b) % EN VOL	% EN PESO	CONTENIDO DE CEMENTO, ESTIMADO PARA LA PRUEBA DE PESO VOL-HUM (% EN PESO)	CONTENIDO DE CEMENTO PARA LAS PRUEBAS DE HUMED. SECADO Y CONG-DESHIELO (% EN PESO)
GW,GP,GM,SW, SP,SM	5 a 7	3 a 5	5	3 a 5 a 7
GM,GP,SM,SP	7 a 9	5 a 8	6	4 a 6 a 8
GM,GC,SM.SC	7 a 10	5 a 9	7	5 a 7 a 9
SP	8 a 12	7 a 11	9	7 a 9 a 11
CL,ML	8 a 12	7 a 12	10	8 a 10 a 12
ML,MH,OH	8 a 12	8 a 13	10	8 a 10 a 12
CL,CH	10 a 14	9 a 15	12	10 a 12 a 14
OH,MH,CH	10 a 14	10 a 16	13	11 a 13 a 15

(a) Con base en las recomendaciones de la FUERZA AEREA U.S.A.

(b) Para la mayoría de los suelos del Horizonte A, el contenido de cemento debería incrementarse en 4% si el suelo es de gris a gris oscuro y 6 % si es negro.

TABLA I-5

CRITERIO DEL PCA. PARA MEZCLAS DE SUELO CEMENTO USADAS EN CAPAS DE BASE

CLASIFICACION SUCS (a)	PERDIDA EN PESO DURANTE 12 CICLOS CONSECUTIVOS DE HUMEDECIMIENTO Y SECADO O DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO. (PORCENTAJE)
GW,GP,GM,SW SP,SM	≤ 14
GM,GC,SM,SC	≤ 14
SP	≤ 14
GM,GC,SM,SC	≤ 10
CL,ML	≤ 10
ML,MH,OH	≤ 10
CL,CH	≤ 7
CH,MH,CH	≤ 7

(a) Basado en la correlación presentada por la FUERZA AEREA U.S.A.

TABLA I-6

SELECCION DEL TIPO ADECUADO DE ASFALTO CON FINES DE ESTABILIZACION

MEZCLA	ARENA-ASFALTO	SUELO-ASFALTO	ASFALTO CON GRAVA TRITURADA O GRAVA-ARENA-ASFALTO
Caliente	*Cementos asfálticos: 60 a 70 clima caliente. 85 a 100 120 a 150 clima frio		*Cementos asfálticos: 45 a 50 clima caliente 60 a 70 85 a100 clima frio
Fría	Asfaltos rebajados (Ver Figura 5)	Asfaltos rebajados (Ver Figura 5)	Asfaltos rebajados (Ver Figura 5)
Emulsiones	Emulsiones (Ver tabla 11 y Figs 6 y 7 para seleccionar el tipo de Emulsión)	Emulsiones (Ver tabla 11 y Figs 6 y 7, para seleccionar el tipo de Emulsión)	Emulsiones (Ver tabla 11 y Figs 6 y 7, para determinar el tipo de Emulsión)

* Los números se refieren al grado de penetración del cemento asfáltico.

TABLA I-7

PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS MATERIALES ADECUADOS PARA LA ESTABILIZACION CON PRODUCTOS ASFALTICOS.

PROPIEDAD	ARENA-ASFALTO		SUELO ASFALTO	GRAVA ARENA ASFALTO
Granulometría (% que pasa)				
11/2"				100
1.0"	100			
3/4"				60 a 100
Nº 4	50 a 100		50 a 100	35 a 100
Nº 10	50 a 100			
Nº 40			35 a 100	13 a 50
Nº 100				8 a 35
Nº 200	5 a 12	Bueno	3 a 20	
		Regular	0 a 30 y 20 a 30	0 a 12
		Malo	>30	
Límite Líquido		Bueno	<20	
		Regular	20 a 30	
		Malo	30 a 40	
		Inadecuado	>40	
Indice Plástico	10	Bueno	<5	
		Regular	5 a 9	
		Malo	9 a 12	<10
		Inadecuado	>12	

TABLA I-8

DETERMINACION DEL GRADO DE CEMENTO ASFALTICO
PARA LA ESTABILIZACION DE BASES

INDICE DE TEMPERATURA DEL PAVIMENTO (a)	GRADO DEL ASFALTO (PENETRACION EN 0.1 mm)
Negativo	100 a 120
0 a 40	85 a 100
40 a 100	60 a 70
100 ó más	40 a 50

(a) La suma para el período de un año, de los incrementos superiores a 25°C de los promedios mensuales de las temperaturas máximas diarias. Cuando se cuenta con 10 ó más años de registro debería utilizarse el promedio de las temperaturas máximas -- diarias durante el período de registro. Cuando el registro corresponda a menos de 10 años, debería utilizarse los datos - del año más caluroso. Cuando en ningún mes se excede a 25°C, resulta el índice negativo. Los índices negativos se evaluan, simplemente substrayendo de 25°C, el mayor promedio mensual.

TABLA I-9

SELECCION DE CONTENIDOS DE CEMENTO ASFALTICO PRELIMINARES PARA LA CONSTRUCCION DE CAPAS DE BASE

FORMA DEL AGREGADO Y TEXTURA SUPERFICIAL	PORCENTAJE DE CEMENTO ASFALTICO CON RESPECTO AL PESO SECO DEL AGREGADO
Redondeado y liso	4
Angular y rugoso	6
Intermedio	5

CRITERIO DEL METODO DE MARSHALL PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO DE CEMENTO ASFALTICO

PROPIEDAD	TIPO DE MEZCLA	PUNTO EN LA CURVA 7.0Kg/cm²	PUNTO EN LA CURVA 14.0Kg/cm²	CRITERIO 7.0Kg/cm²	CRITERIO 14.0Kg/cm²
Estabilidad	Carpeta de Concreto asfáltico	Máx. de la curva	Máx. de la curva	226 Kg ó mayor	816 Kg ó mayor
	Base negra	Máx. de la curva (b)	Máx. de la curva (b)	226 Kg ó mayor	816 Kg ó mayor
	Arena-Asfalto	Máx. de la curva	----	226 Kg ó mayor	
Peso Unitario	Carpeta de Concreto asfáltico	Máx. de la curva	Máx. de la curva	No se usa	No se usa
	Base negra	No se usa	No se usa	No se usa	No se usa
	Arena Asfalto	Máx. de la curva	----	No se usa	No se usa
Flujo	Carpeta de Concreto asfáltico	No se usa	No se usa	4.5mm ó menos	4mm ó menos
	Base negra	No se usa	No se usa	4.5mm ó menos	4mm ó menos
	Arena-Asfalto	No se usa	No se usa	4.5mm ó menos	4mm ó menos
% de vacíos en la mezcla total	Carpeta de Concreto asfáltico	4 (3)	4 (3)	3a5 (2a4)	3a5 (2a4)
	Base negra	5 (4)	6 (5)	4a6 (3a5)	5a7 (4a6)
	Arena-asfalto	6 (5)	- (-)	5a7 (4a6)	- (---)
% de vacíos llenos con asfalto	Carpeta de Concreto asfáltico	80 (85)	75 (80)	75a85(80a90)	70a80 (75a85)
	Base negra	70 (75)	60 (65)(b)	65a75(70a80)	70a80 (55a75)
	Arena-asfalto	70 (75)	-- (---)	65a75(70a80)	-- (---)

(a) Los valores en paréntesis se deberán usar cuando se empleén datos obtenidos, de especímenes impregnados, en la determinación del peso específico volumétrico. (absorción de agua mayor de 2.5%), "p" es la presión en las llantas.

(b) Si en promedio la inclusión de contenidos de asfalto para estos puntos caen fuera de especificaciones, el contenido de asfalto debería ajustarse para que los vacíos en la mezcla total queden dentro de especificaciones.

TABLA I-11

SELECCION DEL TIPO DE EMULSION ASFALTICA PARA ESTABILIZACIONES

PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA Nº200	CONTENIDO DE AGUA EN EL SUELO HUMEDO (5% ó más)	SECO (0 a 5%)	
0 a 5	SS-1h (ó SS-KH)	SM-K (ó SS-1h)	(a)
5 a 15	SS-1, SS-1h (ó SS-K,SS-KH)	SM-K (ó SS-1h,SS-1)	(a)
15 a 25	SS-1, (ó SS-K)	SM-K	

NOTA: Determínese de la Figura I-6 si se utiliza una emulsión aniónica o catiónica.

(a) Deberá humedecerse previamente al suelo con agua antes de utilizar estos tipos de emulsiones asfálticas.

TABLA I-12

CONTENIDOS DE EMULSION ASFALTICA

% QUE PASA LA MALLA 200	% DE EMULSION ASFALTICA CUANDO EL PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA Nº 10 ES:					
	50 ó menos	60	70	80	90	100
0	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2
2	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5
4	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7
6	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9
8	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2
10	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4
12	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4	8.6
14	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4
16	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2
18	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9
20	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7
22	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5
24	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2
25	6.2	6.4	6.6	6.9	7.1	7.3

TABLA I-13

CRITERIO DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS CON EL METODO DE MARSHALL PARA ASFALTOS LIQUIDOS

PRUEBA MARSHALL	CRITERIO CON BASE EN UNA TEMPERATURA DE PRUEBA DE 77°F (25° C)	
	MINIMO	MAXIMO
Estabilidad (lbs)	750 (340 Kgs)	----
Flujo (0.01 pulgs)	0.07" (1.778 mm)	0.16" (4.66 mm)
(0.254 mm)	0.07" (1.778 mm)	0.16" (4.66 mm)
Vacíos en la mezcla, (%)	3	5

REFERENCIAS

I.- DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

1.- Thickness Design for Concrete Pavement. Portland Cement - Association.

2.- Concrete Roads, Design and Construction, Road Research Laboratory. HMSO. London, England 1955.

3.- American Concrete Institute. A design Procedure for Continously Reinforced Concrete Pavements for Highways. ACI Journal, June 1972.

4.- Theory of Concrete Pavement Design. H.M. Westergard

5.- Recomended Practice for Design of Concrete Pavements (ACI. 325 - 58)

6.- State of the Art of Rigid Pavement Design. Highway Research Board. 1973.

II.- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.

1.- Diseño Estructural de Carreteras con Pavimentos Flexibles. Ings. Santiago Corro Caballero y Guillermo Prado O. Informe 325. Instituto de Ingeniería. UNAM.

2.- Flexible Pavement Structural Section Design Guide for California Counties and cities. Department of Public Works Division of Highways. State of California U.S.A.

3.- American Association of State Highway Officials. "AASHO Interim guides for Design of Pavement structures"

4.- National Crushed Stone Association, "Flexible Pavement Design Guide for Highways" NCSA Publication, Washington, D.C. 1972

III.- DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES.

1.- Principles of Pavement Design, 2a. Edición. E.J. Yoder, Wiley. Interscience.

2.- A Guide to the Structural Design of Flexible and Rigid Pavement for New Roads. Ministry of Transport, Road Research Laboratory and Highway Engineering Division, Road Note 29, HMSO London, England.

3.- American Association of State Highway Officials "AASHO Interim Guides for Design of Pavement Structures"

4.- Memorias del XV Congreso Internacional de Carreteras, México 1975

IV.- FALLAS Y EVALUACION EN PAVIMENTOS.

1.- The AASHO Road Test, Highway Research Board Special Report - 61-E, 1962.

2.- Control of Pavement Slipperness and Asphalt Pavement Cracking. Special Report 101, Highway Research Board.

3.- State of the Art of Pavement Condition Evaluation. Highway - Research Board.

4.- Pavement Rehabilitation, Materials and Techniques. National Cooperative Highway Research Program. Record 9, Highway Research Board.

5.- State of the Art of Skid Resistance Research. T.I. Csathy, W. C. Burnett, M.D. Armstrong. Highway Research Board.

6.- Faulting of Portland Cement Concrete Pavement, D.L. Spellman, J.H. Woodstrom, and B.F. Neal, California Division of Highways.

7.- Maintenance Practices for Concrete Pavements. Portland Cement Association.

8.- Principles of Pavement Design E.J. Yoder 2a. Edicion. Wiley, Interscience.

9.- Design and Evaluation of Flexible and Rigid Pavements. Dept. of Transport. Canada, Section I.

V.- ESTABILIZACION DE SUELOS CON CEMENTO PORTLAND

1.- Soil Cement Construction Handbook. Portland Cement Association.

2.- Soil Cement Laboratory Handbook. Portland Cement Association

3.- Recomendations pour le traitement des graves au ciment en vue de la Réalisation de Couches de Base. J. Legrand, J. Bonnot Bulletin Liaison Lab. Routieres Ponts et Chaussées No. 29

4.- California Mix Design for Cement Treated Bases, F.N. Hveem, - E. Zube. Materials and Research Department. California Division of Highways. Sacramento, California.

5.- Directive pour la réalisation des assises de chaussées en - grave - ciment. Ministere de L'equipement et du Logement. Paris, France.

6.- Directive pour la réalisation des assises de chaussés en -- graves - laitier et sables - laitier. Ministere de L'equipement et du Logement. Paris, France.

7.- California Standard Specifications. Department of Public - Works. Division of Highways. State of California, U.S.A.

8.- Boden stabilisierung mit Zement und Mager beton im Europais chen Strassenban. Sommer H. Beton - verlag. Dusseldorf.

9.- Memorias del XV Congreso Internacional de Carreteras, México. 1975.

10.- Suelo Cemento. IMCYC.

VI.- ASPECTOS ECONOMICOS Y DISEÑO SISTEMATIZADO DE PAVIMENTOS.

1.- Mathematics of Finance. Frank Ayres Jr., Schaum's Outline Series.

2.- Pavement Design and Management Systems. Transportation Research Record. 512

3.- The Meaning and Purpose of Rational Pavement Management. J. A.C. TH. Brouwers. 1975. Study Centre for Road Construction. The Netherlands. S.C.W. Record 1

4.- The Annual Cost of Highways. H.R. Baldock Highway Research Board, Record 12. 1963

5.- A study of Annual Costs of Flexible and Rigid Pavements for State Highways in California. R.A. Moyer, J.E. Lampe, Highway Research Board Record 77.

6.- Rational Pavement Management based on Objetive Criteria. P.M.W. Elsenar. 1975 Study Centre for Road Construction,the Netherlands. S.C.W. Record 1.

7.- Systems Approach to Design, Evaluation And Management of Pavements. W. Ronald Hudson 1975. Study Centre for Road Construction, the Netherlands, S.C.W. Record. 1

8.- Principles of Pavement Design. 2nd. Edition. E.J. Yoder. Wiley Interscience.

9.- A Working Model for Pavement Design and Management. W. Ronald Hudson 1975. Study Centre for Road Construction, The Netherlands. S.C.W. Record 1.

10.- Pavement Investment Decision - Making and Management System. W.A. Phang. Highway Research Board Record 407.

11.- Flexible Pavement Design and Management. National Cooperative Highway Research Program Report 140.

12.- Comprehensive Systems Analysis for Rigid Pavements. Ramesh K, Kher, W. Ronald Hudson, B.Frank Mc. Cullough, Highway Research Board Record 362.

13.- Sensitivity Analysis to determine the Relative Influence of Materials Characterization on a Fatigue - Damage Model. Highway Research Board.

14.- A Working Systems Model for Rigid Pavement Design Ramesh K. Kher, W. Ronald Hudson, B. Frank Mc. Cullough, Highway Research Board. Record 407.

15.- Pavement Feed-back Date System. Highway Research Board. Record 466.

16.- Utilization of Economic Analysis by State Highway Departments David M. Glancy. Highway Research Board. Record 77.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

XV CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL DE LA SAHOP

METODO PRACTICO DE CLASIFICACION DE SUELOS CON FINES DE ESTABILIZACION

M. EN C. CARLOS FERNANDEZ

Noviembre, 1977

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

2. Elementos esenciales en el reconocimiento de suelos

El reconocimiento visual y manual o bien mediante clasificaciones sencillas es el primer paso para la determinación de la composición y propiedades esperadas en un suelo, el segundo paso importante es la determinación del tipo de minerales que contiene el suelo, pues de ellos depende en forma directa la estabilidad volumétrica, la cohesión y en especial la reactividad a la estabilización. La determinación del tipo de mineral, cuando de estabilizaciones se trata, es una herramienta de mayor utilidad que por ejemplo la plasticidad estimada a través de límites de consistencia. Los tipos de minerales se pueden determinar mediante el empleo de microscopios electrónicos, difracción de rayos x, espectrometría con rayos infrarrojos y análisis químicos. Sin embargo, en la mayoría de los casos y para fines prácticos puede inferirse el tipo de minerales mediante observaciones de campo sencillas, como más adelante se indica.

De los cientos de minerales que se han encontrado en los limos finos y arcillas contenidos en un suelo, basta para fines prácticos con fines ingenieriles, el reconocimiento de la existencia de menos de diez de ellos. Estos y sus características principales se muestran en la Tabla B1.

3. Métodos prácticos para la identificación de los minerales de un suelo

Se puede reconocer con cierto grado de aproximación a la mayoría de los grupos minerales con base en observaciones y pruebas sencillas de campo. Uno de los métodos más importantes es el método empleado por los Ingenieros Australianos el cual será descrito posteriormente y que se basa en observaciones directas para más adelante obtener una infor-

mación preliminar valiosa de los suelos en el campo, sin necesidad de efectuar pruebas de laboratorio. Este método sirve también como una ayuda para programar un muestreo racional así como la elección de las pruebas más adecuadas con fines ingenieriles. El método referido se basa en las tres premisas siguientes:

a) Observaciones generales del lugar y del perfil de suelos. Para llevar a cabo esto es necesario efectuar, de preferencia, pozos a cielo abierto o bien extraer muestras inalteradas. Se podría también aprovechar la existencia de cortes en la región o bien realizar la extracción de muestras alteradas estructuralmente. Deberá tomarse nota de los colores del suelo y del agua en los encharcamientos cercanos. De acuerdo con las observaciones hechas podría inferirse lo indicado en las Tablas núms B2 y B3, respecto a los minerales en las arcillas.

b) Apreciación de la textura del suelo. La textura del suelo se deberá estimar con la ayuda de agua de lluvia o destilada. Con un poco de experiencia se pueden estimar las relativas proporciones de arenas, limos o arcillas existentes en una muestra. Una textura arenosa en el suelo amasado con agua, indicaría la presencia de arena, una textura grasosa, la presencia de arcilla y la ausencia de ambas indicaría limos. Si se permite que el suelo se seque en los dedos, el suelo arenoso no se adherirá a ellos, el limo se desprenderá fácilmente y la arcilla se adherirá fuertemente a ellos.

c) Inmersión del especimen del suelo, completamente en agua de lluvia o destilada. El procedimiento recomendable se ha designado como "Prueba del Grumo". Es ne-

TABLA B-1 PRINCIPALES TIPOS DE MATERIALES

GRUPO	MINERALES	TAMAÑO PROMEDIO	CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES
Arena muy fina	Cuarzo	$>1\mu$	Abrasiva, sin cohesión.
Mica	Muscovita, biotita	$>1\mu$	Sin cohesión, se intemperiza fácilmente, difícilmente compactable.
Carbonato	Calcita, dolomita	Variable	Se pulveriza fácilmente.
Sulfato	Yeso	$>1\mu$	Ataca al cemento
Alófano	Aluminosilicatos amorfos, atapulgita, alúmina y sílica hidratadas.	Variable	Alta relación de vacíos, alta plasticidad.
Caolín	Caolinita y haloysita.	$\simeq 1\mu$	No expansivo, baja plasticidad, baja cohesión.
Ilita	Ilita y micas parcialmente degradadas	$\simeq 0.1\mu$	Expansiva, plasticidad media, baja permeabilidad.
Montmorilonita	Montmorilonita y bentonita.	$\leq 0.01\mu$	Altamente expansiva, muy plástica, permeabilidad extremadamente baja.
Clorita	Clorita, Vermiculita	$\simeq 0.1\mu$	Expansión baja, resistencia al cortante baja.
Materia orgánica	Presencia de acido húmico y humatos.	Variable	Alta permeabilidad, difícilmente compactable, se puede degradar rápidamente por oxidación.

TABLA B-2 INFERENCIAS DE LA OBSERVACION VISUAL

OBSERVACIONES	COMPONENTES ARCILLOSO DOMINANTE
Aguas turbias de coloraciones amarillo-café a rojo-café.	Montmorilonitas, ilitas y salinidad de suelos.
Aguas claras	Calcio, magnesio o suelo rico en hierro, suelos altamente ácidos, arenas.
Aguas claras con tonos azules	Caolines no salinos
Zanjas de erosión o tubificaciones en el suelo natural.	Arcillas salinas, usualmente montmorilonitas.
Ligeras erosiones o tubificaciones en el suelo natural.	Caolinitas
Desprendimientos de suelos	Caolinitas y cloritas
Microrelieves superficiales	Montmorilonitas
Formaciones rocosas graníticas	Caolinitas, micas
Formaciones rocosas basálticas topografía con drenaje pobre.	Montmorilonitas
Formaciones rocosas basálticas, topografía con buen drenaje.	Caolinitas
Formaciones rocosas de areniscas	Caolinitas
Formaciones rocosas de lutitas y pizarras.	Montmorilonitas o ilitas, usualmente con salinidad de suelos.
Formaciones rocosas calizas	Montmorilonitas alcalinas, y cloritas con propiedades muy variables.
Formaciones recientes de piroclásticos.	Alófanos

TABLA B-3 INFERENCIAS DE LA OBSERVACION DEL PERFIL DE SUELOS

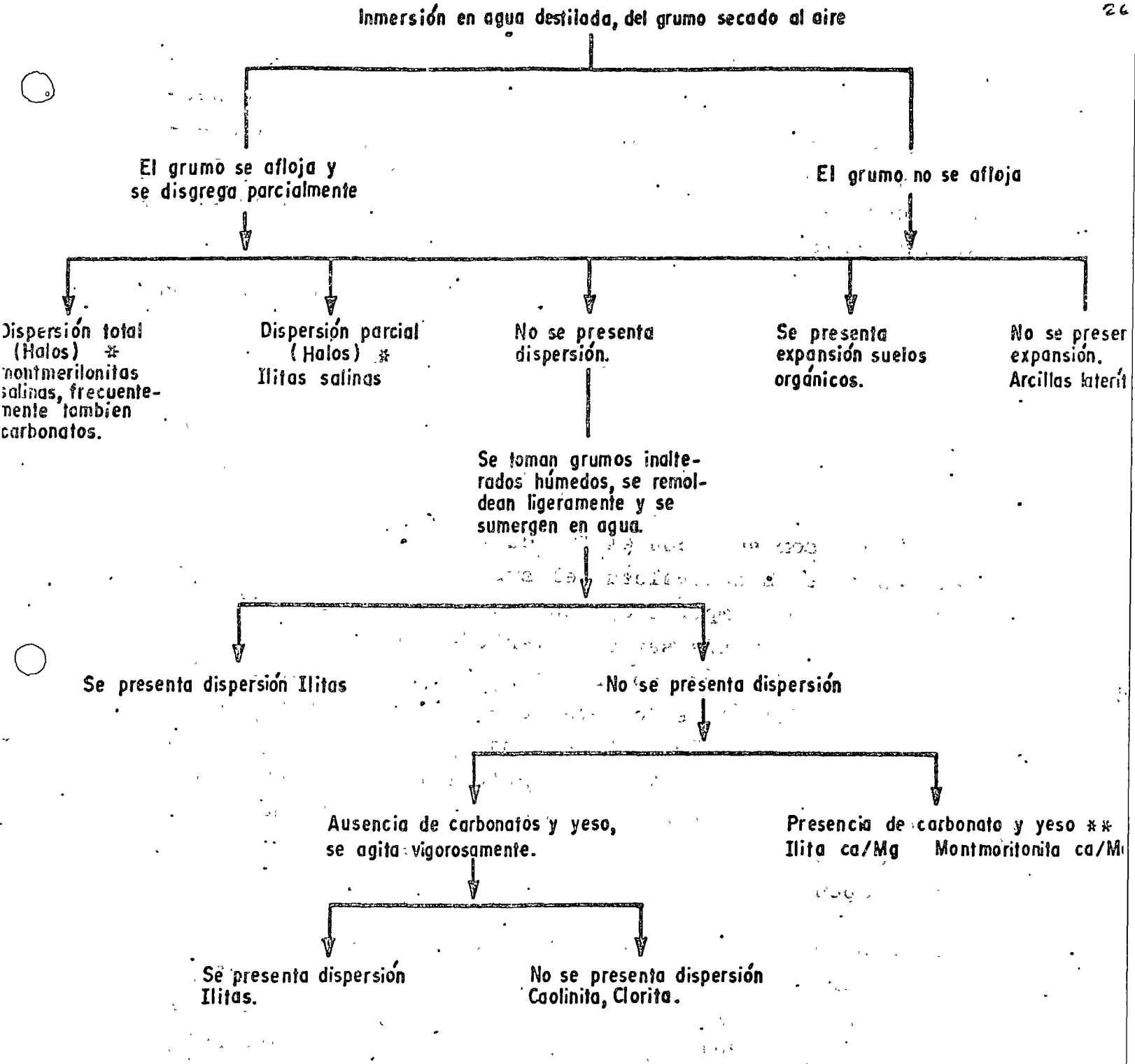
Arcillas moteadas o jaspeadas, con coloraciones rojo, naranja y blanco	Caolinitas
Arcillas moteadas o jaspeadas, con coloraciones amarillo, naranja y gris.	Montmorilonitas
Arcillas gris oscuro y negras	Montmorilonitas
Arcillas café o café rojizo	Ilitas con algo de Montmorilonita.
Arcillas gris claro o blancas	Caolinitas y bauxitas
Partículas pequeñas de alta refracción (micas).	Suelos micáceos
Cristales pequeños, fácilmente disgregables.	Suelos ricos en yeso o zeolitas
Nódulos suaves, diseminados, solubles en ácido.	Carbonatos
Nódulos duros, café rojizo	Hierro, lateritas
Agrietamiento intenso, con grietas amplias, profundas y con espaciamientos de 5 a 6 cm.	Ilitas ricas en calcio y montmorilonitas.
Igual al anterior pero con espaciamientos en las grietas hasta de 30 cm o más.	Ilitas
Suelos disgregables de textura abierta con cantidades apreciables de arcillas.	Suelos usualmente asociados con carbonatos, alófanos, o caolín, pero nunca montmorilonita y rara vez ilita.
Suelos disgregables de textura abierta con cantidades apreciables de arcilla, de color negro.	Suelos orgánicos, turba
Suelos disgregables de textura abierta con bajo contenido de arcilla.	Carbonatos, limos y arenas
Suelos que presentan una apariencia rugosa en la superficie expuesta al intemperismo.	Montmorilonitas con salinidad de suelos.
Horizontes de suelos blancuzcos, de espesores relativamente pequeños y cerca de la superficie (hasta a 60 cm de la superficie).	Arriba del horizonte blancuzco se tienen limos finos, y abajo arcilla dispersa.

cesario que en esta prueba se utilize agua destilada o de lluvia de buena calidad. No deberán agregarse -- agentes dispersantes ni humedecedores. El procedimiento consiste en colocar un pequeño grumo de suelo secado al aire (aproximadamente del tamaño de un frijol), dentro de un vaso de vidrio claro lleno de agua destilada o de lluvia. "Es muy importante que no se altere el grumo en ninguna forma, salvo el sacado, antes de su inmersión en agua". Se observa el comportamiento - del grumo, después de la inmersión, durante un lapso de hasta 10 minutos, tomando en cuenta el esquema de la figura B-1.

Todas las observaciones de campo deben anotarse en -- forma apropiada anotando además de los datos de localización, datos como los siguientes:

- Profundidad a partir de la superficie
- Color. Cuando se presenten motas, anotar sus colora ciones.
- Inclusiones. Indicar si se trata de carbonatos, hierro, raíces, materia orgánica, etc.
- Textura y consistencia
- Dispersión en agua
- Tipo de perfil
- Geología. Tipo de rocas o formaciones en la región
- Aguas superficiales. Coloración, turbidez, etc.
- Erosión. Tipo de erosión
- Presencia de deslizamientos
- Microrelieve en los suelos
- MINERAL INFERIDO

4. Utilización del reconocimiento de los suelos. Propiedades de los Suelos.



* La dispersión se detecta mediante la formación de halos nebulosos finos alrededor de cada grumo, fácilmente visibles contra un fondo oscuro, mientras más pronunciado sean los halos, más alta será la dispersión. El asentámiento del suelo el líquido que permanece claro durante menos de 10 minutos será un signo de la ausencia de dispersión.

** Si no se reconoce facilmente la presencia de carbonatos, esta se puede verificar mediante la efervescencia del suelo al colocar una gota de acido en éste. (El ácido de una batería puede ser suficiente.)

Fig. B-1 Esquema de la prueba de inmersión del grumo en agua

El propósito del reconocimiento de los suelos descrito anteriormente es el de permitir decisiones lógicas respecto al tipo de estabilización más adecuado así como las pruebas a efectuar. De esta manera se pueden lograr economías considerables sin riesgos para el proyectista de la estabilización.

Para que el reconocimiento de los suelos sea más efectivo debe de complementarse con el conocimiento de las propiedades del suelo y de sus componentes. Con este fin, en la Tabla B-4 se indican las propiedades ingenieriles de los diferentes componentes de un suelo. Debe tenerse en cuenta que las tablas, como la presentada, son generales y que pueden presentarse excepciones. El uso adecuado de dichas tablas debe ser sólo con el fin de tener una estimación preliminar de la naturaleza del suelo en cuestión. Para trabajos de poca importancia la exactitud de esta estimación preliminar puede ser suficiente si se presentan todos los signos de diagnóstico; si se presentan algunos conflictos en las indicaciones deberán efectuarse pruebas detalladas de laboratorio. En trabajos importantes, la estimación preliminar se puede utilizar para formular decisiones correspondientes al probable tipo de estabilizante más adecuado así como a la elección de los procedimientos de prueba correspondientes.

Las propiedades de suelos heterogéneos pueden inferirse, como una primera aproximación, de las de los suelos componentes dominantes y subdominantes. En la Tabla B-5 se presenta un ejemplo del uso de las tablas anteriormente referidas.

5. Respuesta de los suelos a la estabilización

Posteriormente se indicarán en detalle las aplicaciones específicas de los diferentes procedimientos de estabiliza-

TABLA B-4 Propiedades ingenieriles de los componentes de un suelo.

Propiedades \ Componentes	ARENA	LIMO	MICA	CARBONATO	SULFATO	CAOLIN	ILITA	MONTMORILONITA	CLORITA	ALOFANO	MATERIA ORGANICA
Permeabilidad Seco	+ +	−	m	m	m	− −	− −	− −	−	m	+ +
Permeabilidad Húmedo	+ +	+	+	m	m	−	− −	− −	−	+ +	+ +
Estabilidad volumétrica	+ +	+ +	+ +	+ +	+ +	+	−	− −	−	m	+
Plasticidad y Cohesión	+ −	− −	−	−	−	m	+	+ +	m	+ +	m
Resistencia Seco		+	+	+	+	m	+	+ +	m	m	−
Resistencia Húmedo		− −	m	+	m	−	m	− −	−	−	− −
Compactación con la humedad óptima.	+	m	− −	+ +	+	−	m	− −	m	+ +	− −
Estabilidad al Intemperismo.	+ +	+	− −	+ +	−	+	m	+	m	−	− −
Abrasividad	+ +	m	−	−	m	−	− −	− −	−	−	−
PROBLEMAS CUANDO EL MATERIAL ES UNIFORME	PROBLEMAS CUANDO EL MATERIAL ES UNIFORME		LA BIOTITA CAUSA MAS PROBLEMAS QUE LA MUSCOVITA	SOLUBLE EN ACIDOS	ATACA A LOS CEMENTOS PORTLAND		TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD	TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD	TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD		

m = moderado
+ = Alto
++ = Muy alto
− = bajo
−− = muy bajo

* Los efectos de la salinidad e el suelo pueden ser críticos para ciertas estructuras ingenieriles y deberán evaluarse por separado de acuerdo con l

TABLA B-5 EJEMPLO DE APLICACION DEL METODO AUSTRALIANO PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS

1. ESPESOR: 2 m

2. COLOR: Gris oscuro a negro (Montmorilonita, de la Tabla B-3).

3. TEXTURA: Arcilloso

4. CONSISTENCIA: Muy dura en estado seco a muy firme húmeda (Montmorilonita, de la Tabla B-4).

5. PORCIENTO ESTIMADO DE FINOS: 95 %

6. AGRIETAMIENTO: Intenso y profundo con separaciones entre grietas del orden de 5 a 6 cm (Ilita o Montmorilonita, de la Tabla B-3).

7. GRUMO EN AGUA: El grumo no se aflojó al introducirlo en agua, ni se presentó dispersión. Se remoldeó y se volvió a introducir en agua y tampoco se presentó dispersión. (Montmorilonita o ilita, de la Fig B-1).

8. AFLORAMIENTOS ROCOSOS: Formaciones basálticas (Montmorilonita, Tabla B-2).

9. DRENAJE: Pobre (Montmorilonitas, Tabla B-2)

10. AGUAS SUPERFICIALES: Turbias, amarillo-café (Montmorilonita, de la Tabla B-2).

11. ATAQUE DEL AGUA: Zanjas y tubificaciones (Montmorilonita de la Tabla B-2).

12. OBSERVACIONES: Contiene carbonato

MINERAL INFERIDO: MONTMORILONITA

ción, sin embargo, se considera adecuado resumir las respuestas generales de los diferentes tipos de suelos cuando se utilizan diferentes tipos de estabilizantes, de tal manera que teniendo el reconocimiento preliminar de los suelos pueda también llevarse a cabo la elección preliminar del método de estabilización más adecuado.

Se ha utilizado como una norma general, el utilizar cementos Portland para las arenas y cal para las arcillas. Esta norma tiene bastante validez pero no toma en consideración muchos otros procedimientos de estabilización que pueden resultar más efectivos y económicos. En la Tabla B-6, se presentan las técnicas de estabilización química usualmente aplicadas junto con las razones de su utilización. Esta Tabla cubre solamente los tres métodos de estabilización más comunes en la práctica, es decir: la adición de cemento, la adición de cal y la adición de productos asfálticos. Posteriormente se describirán otros métodos especiales pero de aplicación más restringida ya sea por razones económicas o de orden práctico.

6. Importancia del medio ambiente

Hasta aquí, no ha sido necesario examinar ciertas propiedades del suelo y de las condiciones ambientales que son de gran importancia en el correcto uso ingenieril del suelo y en particular de los suelos estabilizados. Probablemente el factor más importante de éstos es el diferente grado de saturación que puede tener un suelo.

El hecho de que un suelo se encuentra sin saturar o saturado, tiene importantes implicaciones que hay que tener presentes en el uso ingenieril de un suelo, a saber:

- Compactación de suelos saturados. El suelo arcilloso es difícil de compactar pues las presiones de poro no se disipan rápidamente, se tiene baja trabajabilidad y condiciones de transitabilidad pobres. Estos dos problemas se pueden resolver, en algunos casos, mediante la adición de cal.

- Compactación de suelos no saturados. Las arcillas de plasticidad alta a media, especialmente las salinas, presentan graves problemas para la homogenización de la humedad óptima y además tienden a secarse en forma no uniforme.

- Estabilización química de suelos saturados. Los asfaltos y las emulsiones asfálticas pueden no penetrar o no romper y la adición de cemento Portland manifestará resistencias menores que en el caso de utilizar un suelo más seco.

- Estabilización química de suelos no saturados. Los productos estabilizantes pueden requerir agua para que se produzca su reacción (la cal y el cemento presentarán una reacción pobre a menos que se agregue agua). Una vez que se adicione agua, su distribución uniforme en la masa de suelo será tan importante como la del mismo estabilizante.

Otro tópico que no ha sido muy discutido es la permeabilidad de los suelos tomando en cuenta a los minerales constituyentes, o bien a la floculación. Pues por ejemplo, si tenemos un suelo con perfil doble en donde la capa superior esté constituido por un suelo limoso o arenoso y la capa inferior por una arcilla plástica, deberá de tomarse en cuenta la probabilidad de tener niveles freáticos colgados en la capa superior y considerar sus efectos en la capa

inferior. Como un corolario de lo anterior se tiene que en tiempos de intensa sequía el suelo de la capa inferior retendrá una cantidad considerable de humedad lo que puede ser muy útil por ejemplo para una acción puzolánica.

Un aspecto importante se relaciona con la presencia de yeso en el suelo, cuyos efectos son potencialmente deletéreos en las estabilizaciones con cemento Portland. Se ha encontrado que en algunos suelos, el espesor de ellos contaminado con yeso se relaciona con la precipitación pluvial y la evaporación y con el grado de aridez de la zona. En lugares donde las precipitaciones son altas la capa contaminada con yeso es muy superficial, encontrándose la capa contaminada más profunda a medida que la región es más árida.

Finalmente, cabe hacer mención al hecho de que la estabilización de un suelo puede no realizarse en el campo aunque los estudios de laboratorio manifiesten lo contrario, esto se puede deber a situaciones no tomadas en cuenta en el laboratorio, pues por ejemplo si el agua de compactación empleada en el campo es ácida y la empleada en el laboratorio no lo es, se originarán en el campo reacciones que no se presentarán en el laboratorio. De lo anterior se deduce la necesidad de que en un estudio de estabilización se lleve a cabo una evaluación lo más completa posible de todos los factores que pudieran intervenir tanto durante la construcción como posteriormente a ella.

TABLA B-6 RESPUESTA A LA ESTABILIZACION DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS

COMPONENTE DOMINANTE	ESTABILIZANTE RECOMENDADO	OBJETIVOS
Arenas	Arcilla de baja plasticidad.	Para estabilización mecánica.
	Cemento Portland	Incrementar el peso volumétrico y la cohesión.
	Asfaltos	Incrementar la cohesión.
Limos	Dependerá del tipo de minerales que contenga.	- - - - - -
Alófanos	Cal	Acción puzolánica e incremento en el peso volumétrico.
Caolín	Arena	Para estabilización mecánica.
	Cemento	Para resistencias tempranas.
	Cal	Trabajabilidad y resistencia tardía.
Ilita	Cemento	Igual que el caolín
	Cal	Igual que el caolín
Montmorilonita	Cal	Trabajabilidad y resistencia. Reducción de expansiones y contracciones.

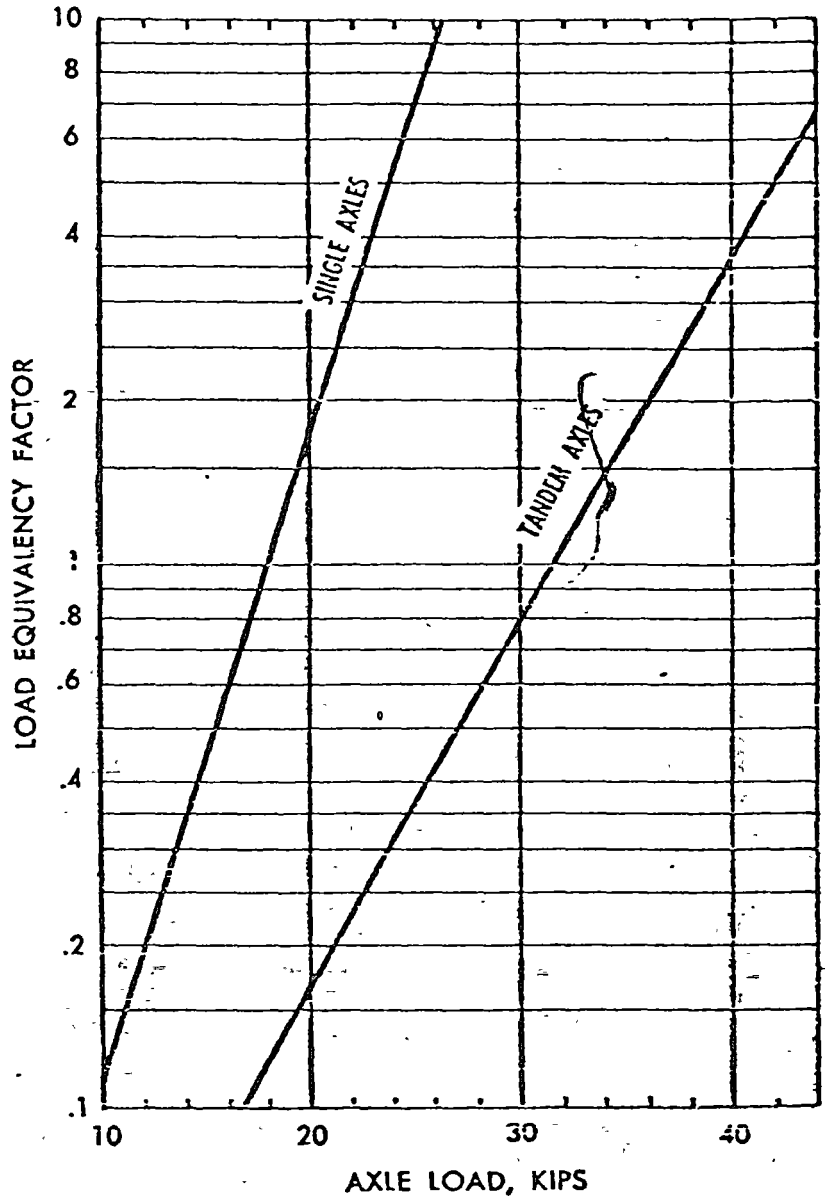


Figure 5.
Load Equivalency Factors for loads equal to or greater than 10,000 lb

Figure 6 shows how to determine the truck factor from loadometer data. For convenience, axle loads are grouped as shown in column 1. The load equivalency factor (from Fig. 5) is listed in column 2. Axles per day per 1000 trucks and combinations (obtained from column 34 of Table W-4) are given in column 3. The products of column 2 times column 3, to obtain the number of equivalent 18,000-lb single-axle loads per 1000 trucks, are given in column 4, which is eventually totaled.

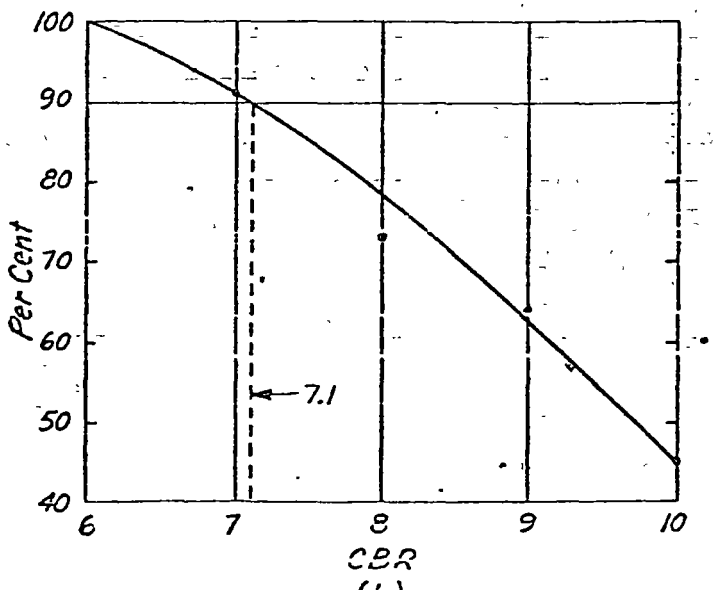
Trucks having single-axle loads less than 8,000 lb and tandem-axle loads less than 14,000 lb, are included in the truck count, but no equivalency factor is assigned. Truck counts normally include these lighter loads.

The ITN is then calculated by multiplying the number of heavy trucks (using Eq.

Assume a DTN = 2100 and a design CBR = 7. Using Figure 8, locate the CBR value on scale B and the DTN value on scale C. A straight line between these two points will intersect scale A at 10.3 in. T_A. Values of T_A are then rounded to the next highest ½ in. or to 10½ in. in this case. Minimum recommended thicknesses of total asphalt pavement structure, T_A, are given in Table 4.

(1) CBR	(2) No.	(3) Values equal to or greater than	(4) Per Cent
6	1	11	100
7	2	10	91
8	1	8	73
9	2	7	64
10	2	5	45
11	2	3	27
12	1	1	9
	11		

(a)



(b)

Figure 7. Sample determination of design CBR

Aggregates available locally often do not meet all the requirements for making asphalt-concrete surface courses. For example, vast quantities of pit-run sands or gravels are readily and economically available in many areas. These materials, when hot-mixed with asphalt cement, provide economical and durable asphalt bases. Likewise these materials are often mixed with cutback asphalts and emulsified asphalt to prepare durable and economical asphalt bases. However, when liquid asphalts are used, the mixes require proper curing before placing the pavement surface.

Since these asphalt pavement courses do not have the structural quality of asphalt concrete, they must be thicker and protected from traffic load intensities with asphalt concrete. The total required thickness of the asphalt pavement is found by:

$$T = T_s + (T_A - T_s)f \qquad (3)$$

where

T = total required thickness of asphalt pavement,
T_A = total required thickness of asphalt concrete surface and base,
T_s = total required thickness of asphalt concrete surface, and
f = factor depending on type asphalt base used.

The term $(T_A - T_s)f$ in Eq. 3 is the minimum required thickness of an asphalt base. The values for T_s and f are given in Table 5.

Assume a T_A = 10½ in. for a DTN = 2100. Instead of having an asphalt concrete base, a hot-mix sand asphalt is to be used. The total required thickness will be:

$$T = 4 + (10.5 - 4)1.3 = 4 + 8\tfrac{1}{2} = 12\tfrac{1}{2} \text{ in.}$$

Again, the total thickness is rounded off to the next highest ½ in. In this case, the thickness of the hot-mix sand asphalt base will be 8½ in.

TABLE 5

THICKNESS FACTORS AND MINIMUM SURFACE REQUIREMENTS FOR PLANT-MIXED ASPHALT BASE

Asphalt Base	Thickness Factor, f	Minimum Thickness of Asphalt Concrete Surface, T_s, in.		
		DTN Less Than 10	DTN = 10 - 100	DTN More Than 100
Asphalt concrete	1	0	0	0
Hot-mix sand asphalt	1.3	2	3	4
High-quality, well controlled, well graded aggregate, but using cutback or emulsified asphalt	1.4	2	3	4
Other mixes using cutback or emulsified asphalt	1.4	3	4	5

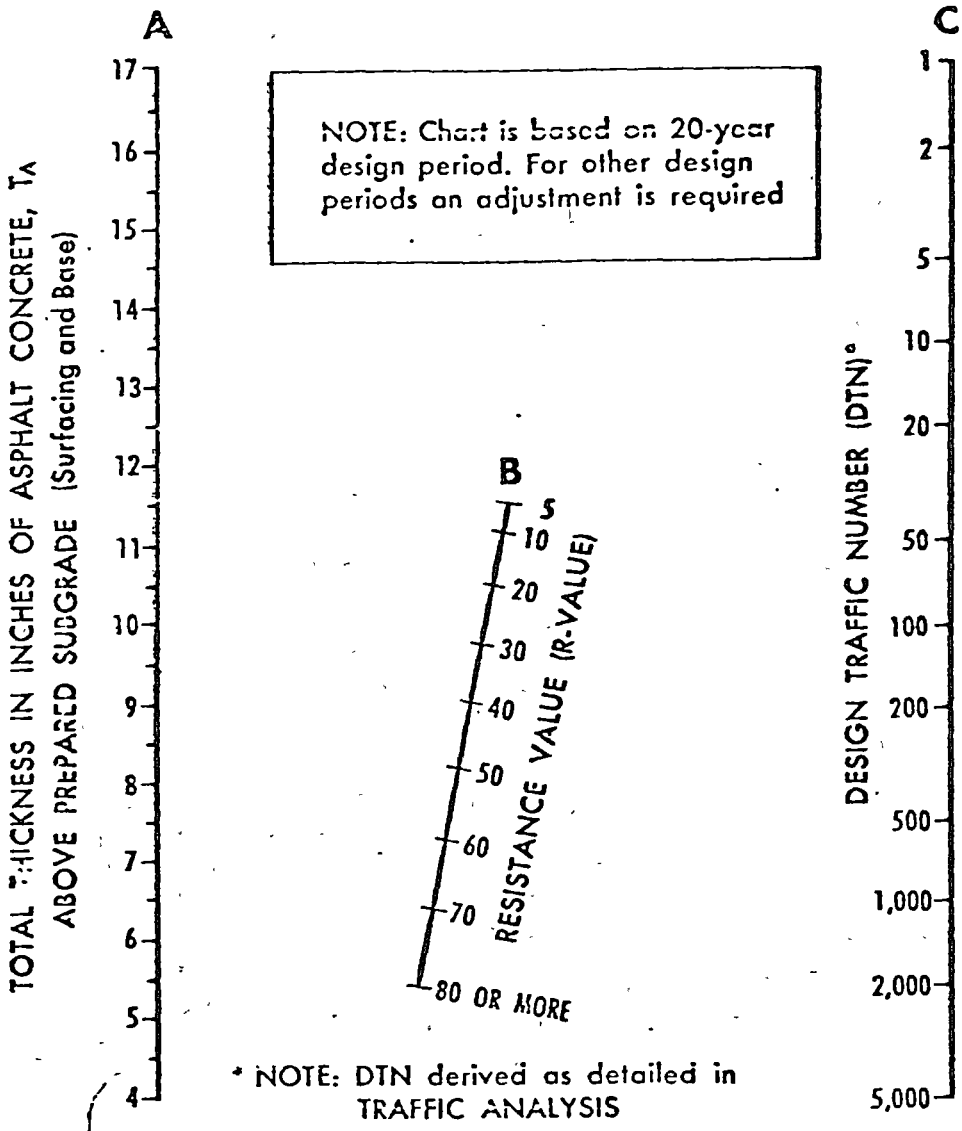


Figure 9. Thickness design nomograph for asphalt pavement structures using subgrade soil R-values

Asphalt Bases Other Than Asphalt Concrete

The thickness design procedure described thus far assumes that the entire pavement structure will be asphalt concrete (high quality, thoroughly controlled hot mixtures of asphalt cement and well-graded, high quality aggregate, thoroughly compacted into a uniform dense mass). However, a different surface course mix may be needed to provide desirable surface properties for skid resistance, hydroplaning prevention, light reflection, or other reasons. Usually, these surfaces are ½ to 1 in. thick and are in addition to the total design thickness of the pavement structure.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

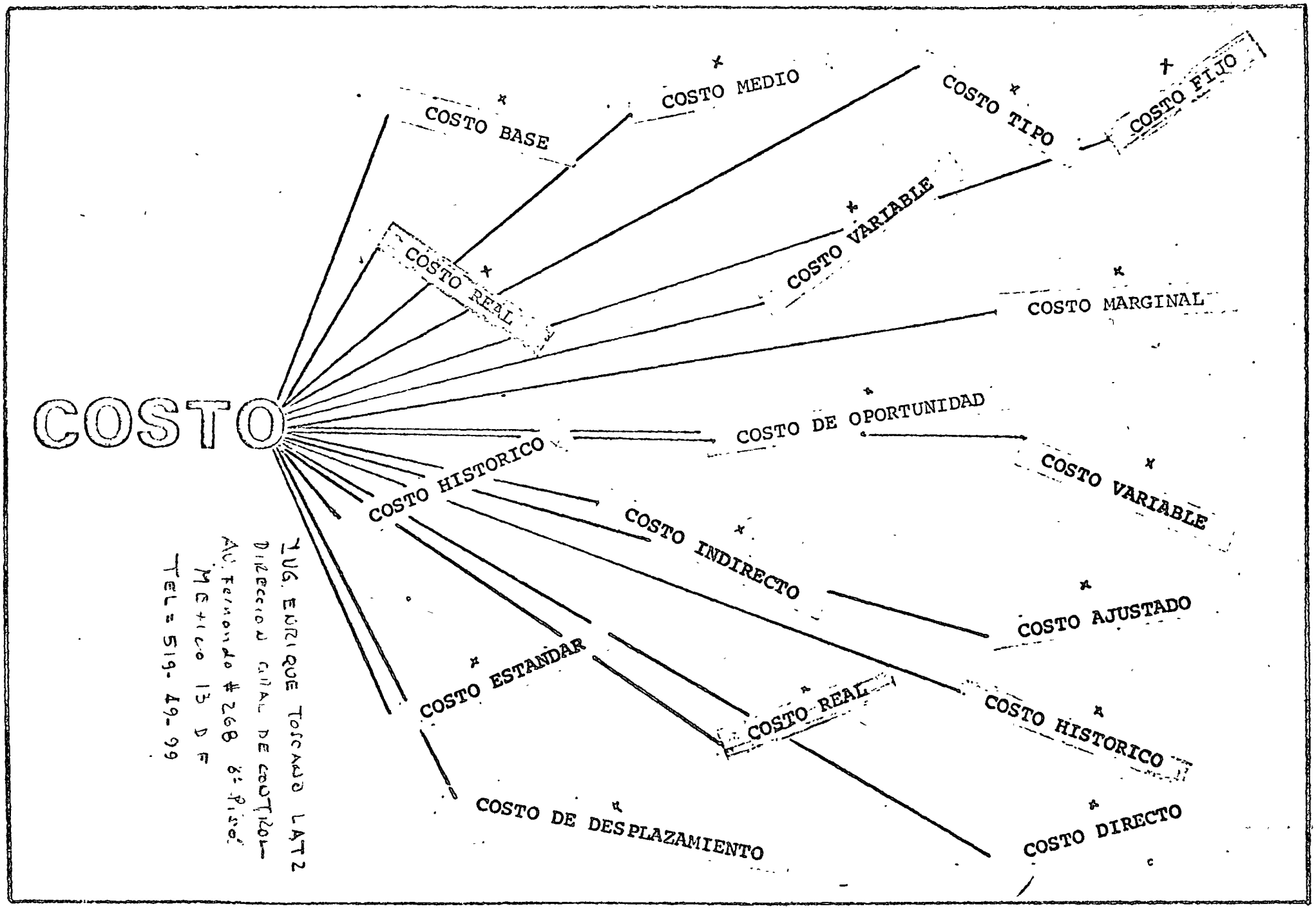
ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL

DE LA S.A.H.O.P.

ANALISIS DE COSTOS

Ing. Enrique Toscano Latz

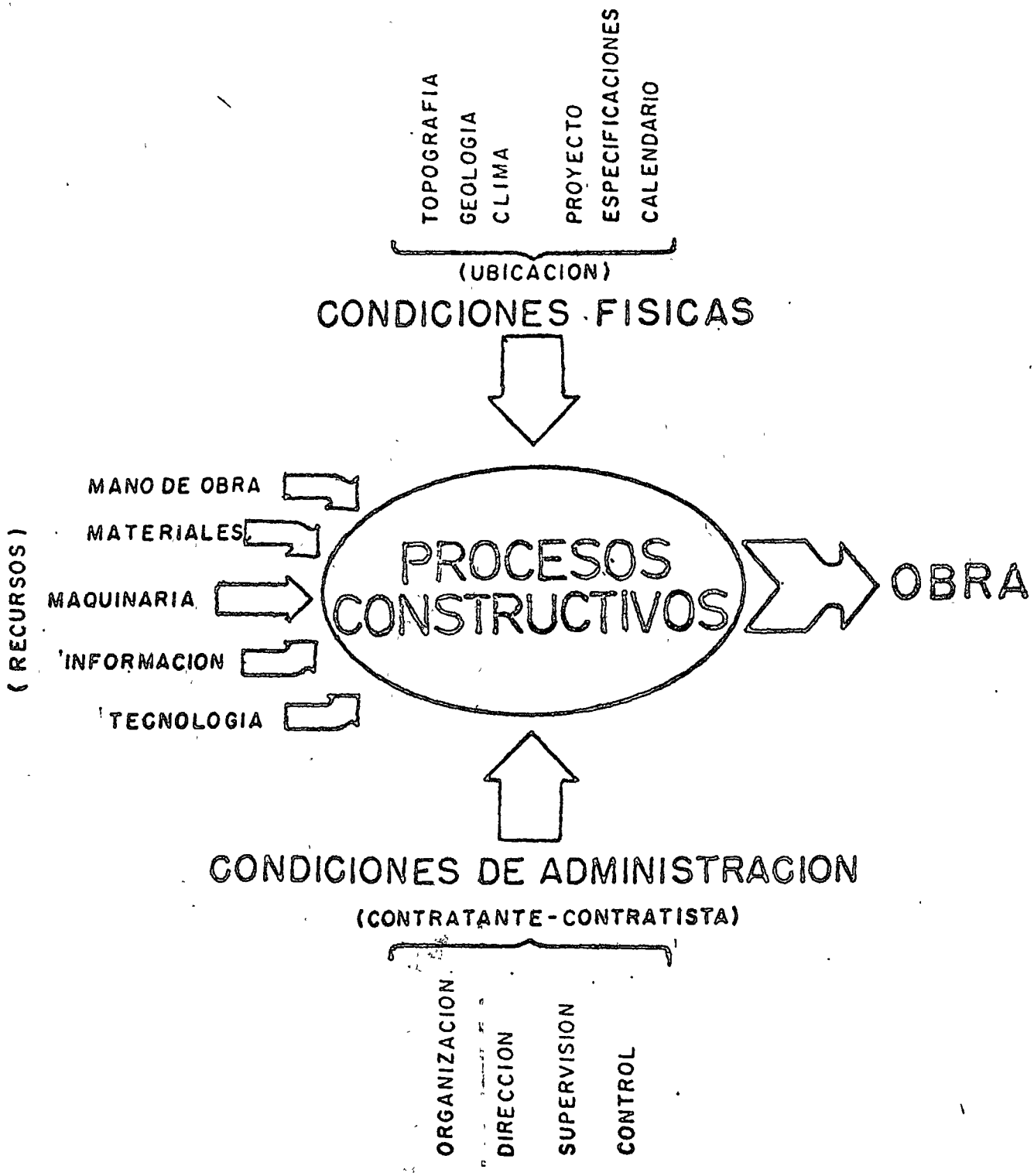
Noviembre, 1977



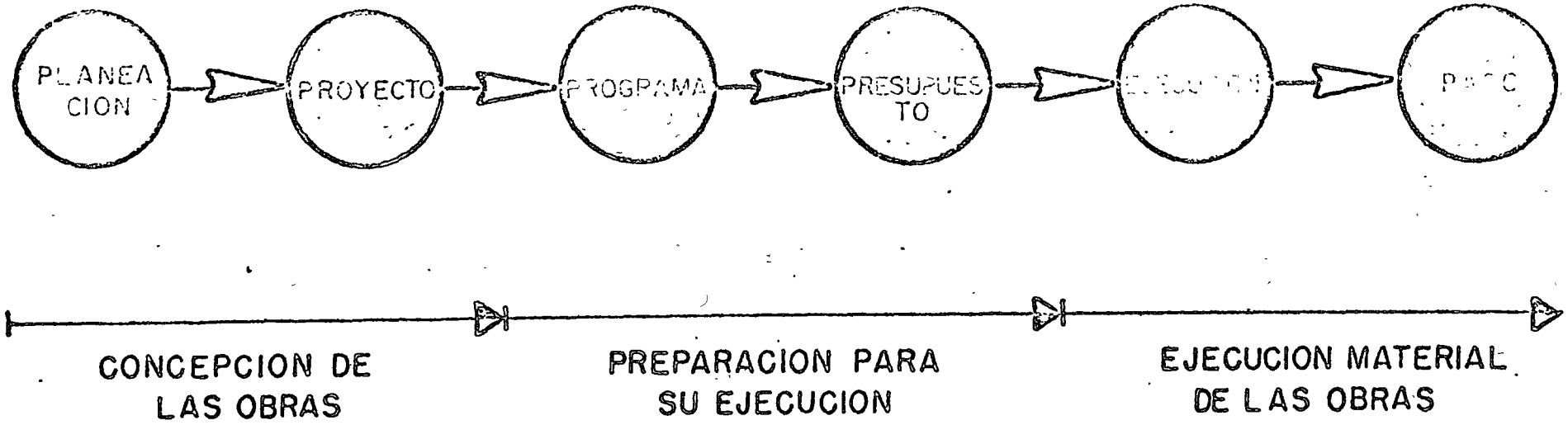
ING. ENRIQUE TOLCANDO LATZ
DIRECCION GENERAL DE CONTROL
AV. FERNANDO # 268 8° PISO
MEXICO 13 D F
TEL = 519-49-99

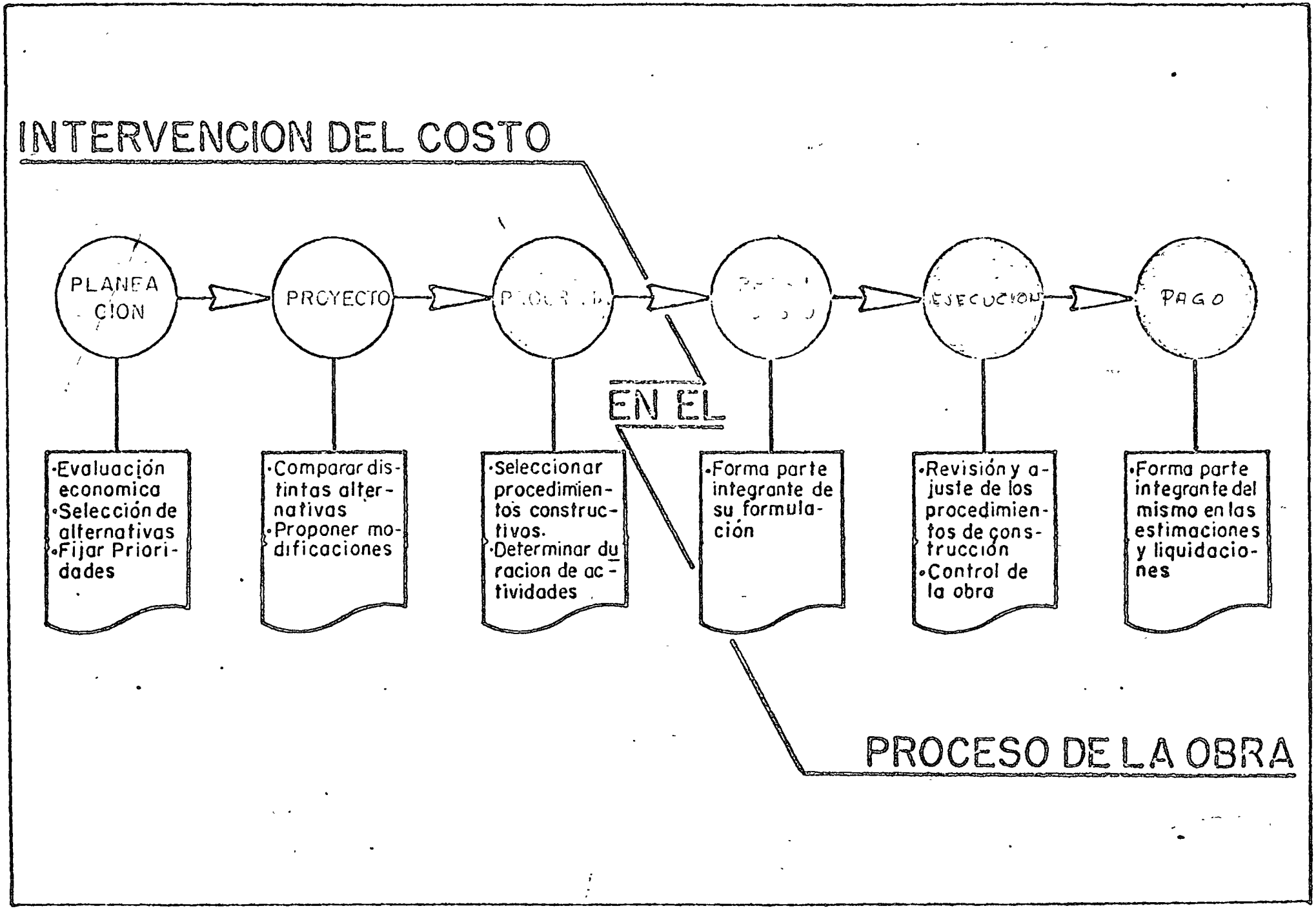
DOS ACEPCIONES GENERALES	1ª COSTO DE PRODUCCION COSTO ∑ RECURSOS Y ESFUERZOS ⟩ PARA PRODUCIR ALGO SE MIDE EN DINERO $
	2ª COSTO DE SUSTITUCION COSTO = [SACRIFICIO O DESPLAZAMIENTO] DE UNA COSA POR OTRA SE MIDE EN SACRIFICIOS, ESPERA

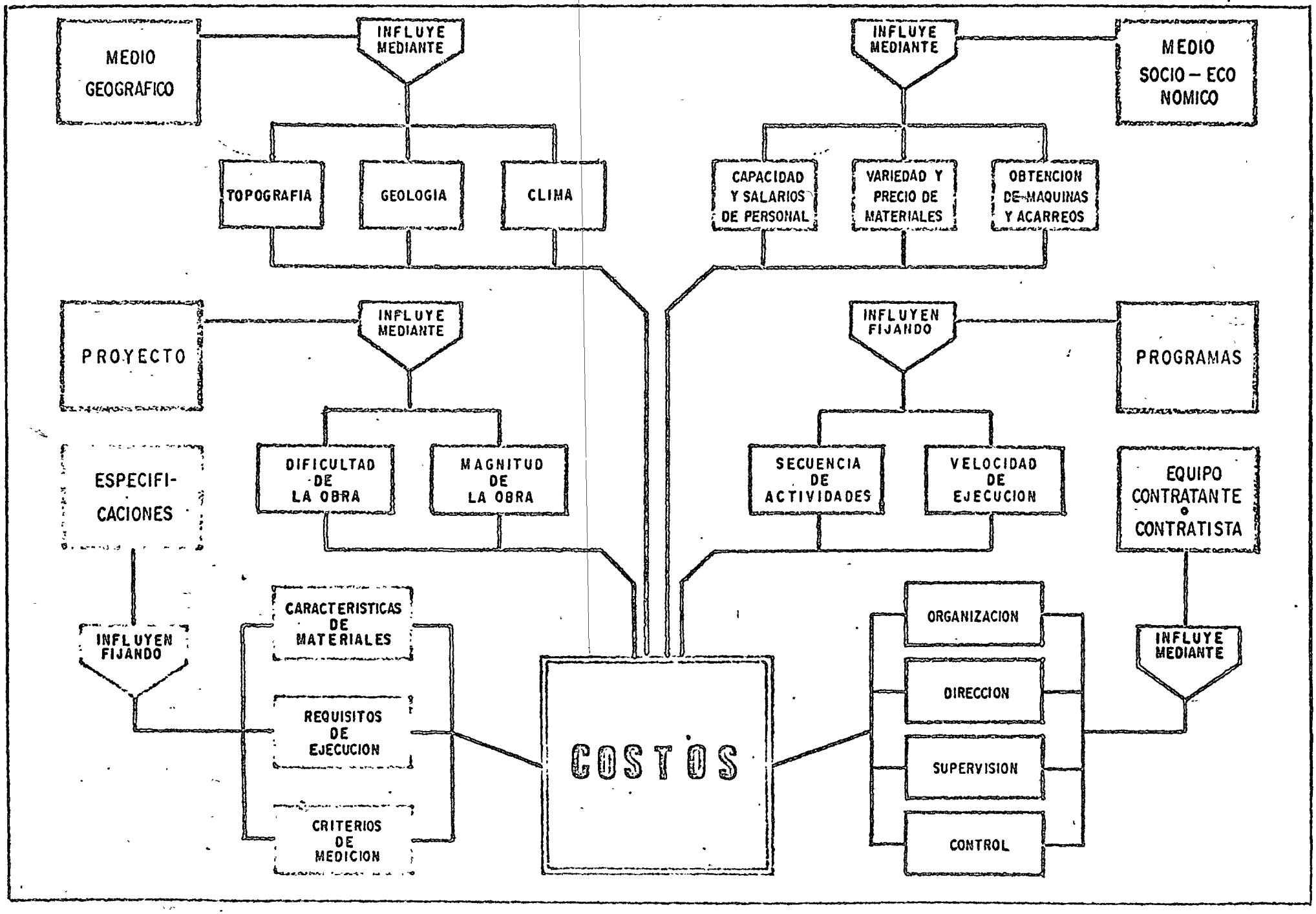
LA ACTIVIDAD CONSTRUCTIVA



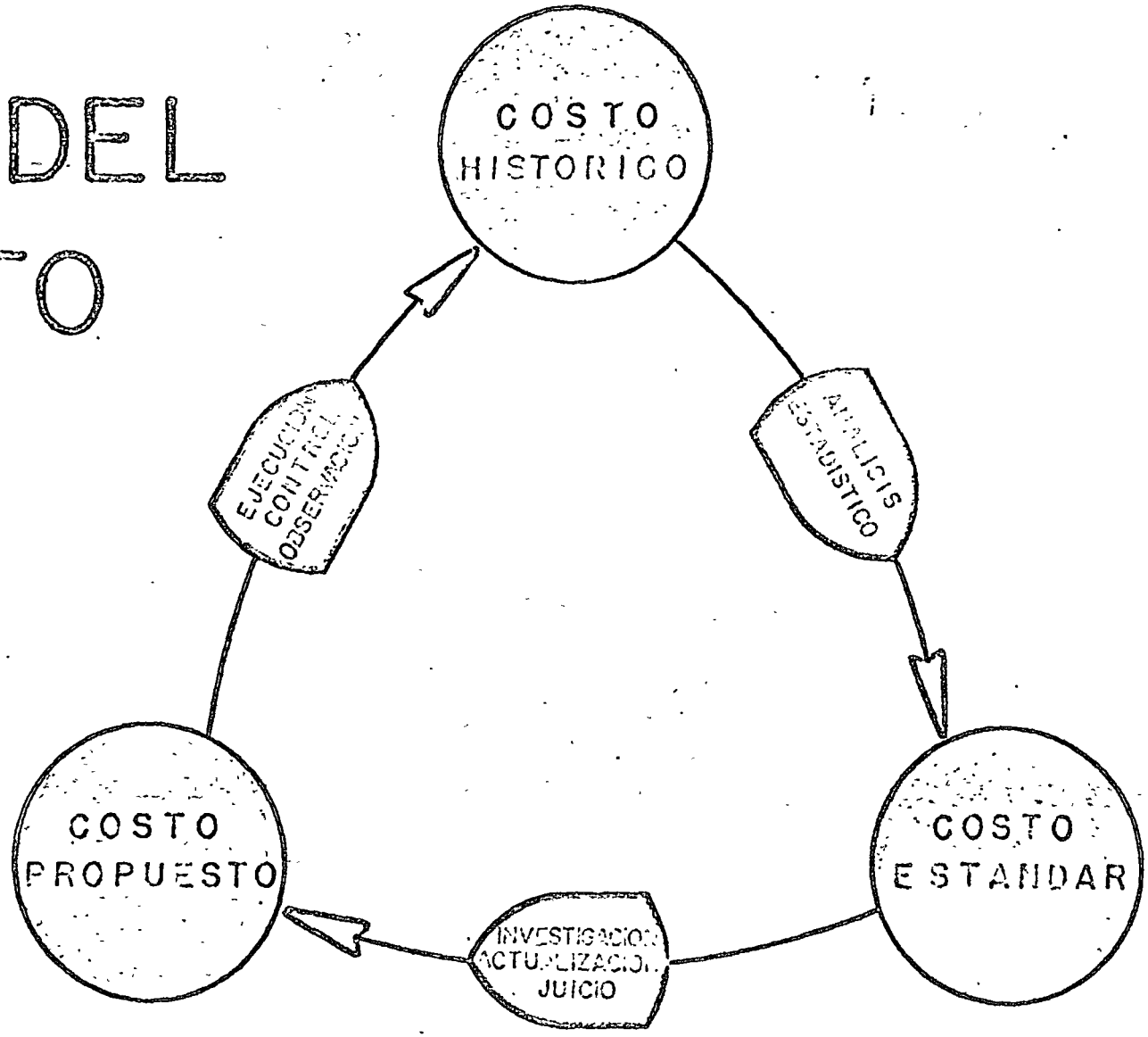
PROCESO DE REALIZACION DE LAS OBRAS



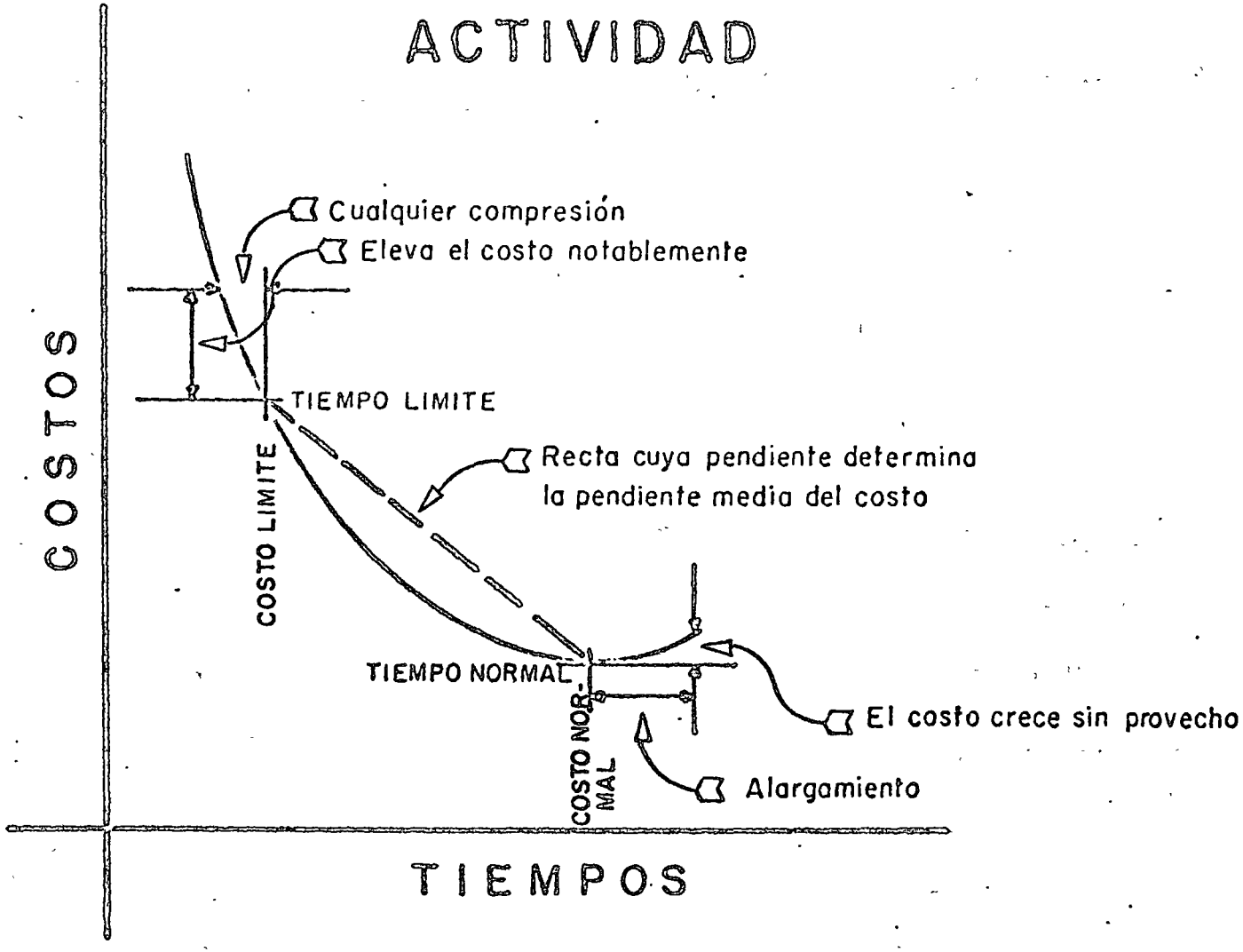

INTERVENCION DEL COSTO
PLANEA CION
PROYECTO
EJECUCION
PAGO
EN EL
•Evaluación economica
•Selección de alternativas
•Fijar Prioridades
•Comparar distintas alternativas
•Proponer modificaciones
•Seleccionar procedimientos constructivos.
•Determinar duracion de actividades
•Forma parte integrante de su formulación
•Revisión y ajuste de los procedimientos de construcción
•Control de la obra
•Forma parte integrante del mismo en las estimaciones y liquidaciones
PROCESO DE LA OBRA


MEDIO GEOGRAFICO
INFLUYE MEDIANTE
TOPOGRAFIA
GEOLOGIA
CLIMA
INFLUYE MEDIANTE
MEDIO SOCIO – ECO NOMICO
CAPACIDAD Y SALARIOS DE PERSONAL
VARIEDAD Y PRECIO DE MATERIALES
OBTENCION DE MAQUINAS Y ACARREOS
PROYECTO
INFLUYE MEDIANTE
DIFICULTAD DE LA OBRA
MAGNITUD DE LA OBRA
INFLUYEN FIJANDO
PROGRAMAS
SECUENCIA DE ACTIVIDADES
VELOCIDAD DE EJECUCION
ESPECIFI-CACIONES
INFLUYEN FIJANDO
CARACTERISTICAS DE MATERIALES
REQUISITOS DE EJECUCION
CRITERIOS DE MEDICION
COSTOS
EQUIPO CONTRATANTE o CONTRATISTA
INFLUYE MEDIANTE
ORGANIZACION
DIRECCION
SUPERVISION
CONTROL

CICLO DEL COSTO



RELACION COSTO-TIEMPO PARA CULQUIER ACTIVIDAD



FACTORES DE DEPENDENCIA.

- CONTROLABLES:
  - Proyecto
  - Especificaciones
  - Programa
- INCONTROLABLES:
  - Topografía
  - Geología
  - Cond. Legales y Laborales
  - Clima
  - Oferta y demanda

PRECIO UNITARIO

FACTORES DE CONSISTENCIA.

- DIRECTOS
- INDIRECTOS
- UTILIDAD
- OTROS CARGOS

PRECIO UNITARIO

DIRECTOS

MANO DE OBRA
- Salario base
- Tiempo extra
- Bonificaciones
- Prestaciones
- Equipo de seguridad.
- Rendimientos

MATERIALES
- Precio
- Comisiones
- Fluctuaciones
- Transportes
- Maniobras
- Almacenajes
- Mermas
- Desperdicios
- Usos
- Cantidades

MAQUINARIA
- Fijos
  - Depreciación
  - Inversión
  - Seguros
  - Almacenaje
  - Mantenimiento
- Consumos
  - Combustibles
  - Lubricantes
  - Llantas
- Operación
- Transporte
- Rendimiento

HERRAMIENTA
- Tipo
- Distribución
- Precio
- Duración
- Consumo
- Perdidas

INSTALACIONES
- Como directo solo cuando pueda cargarse a un concepto especifico de trabajo
- Como indirecto cuando son de utilizacion general de la obra

INDIRECTOS

CENTRALES
Gastos generales en las oficinas centrales, necesarios para realizar la obra pero que no pueden considerarse como directos.

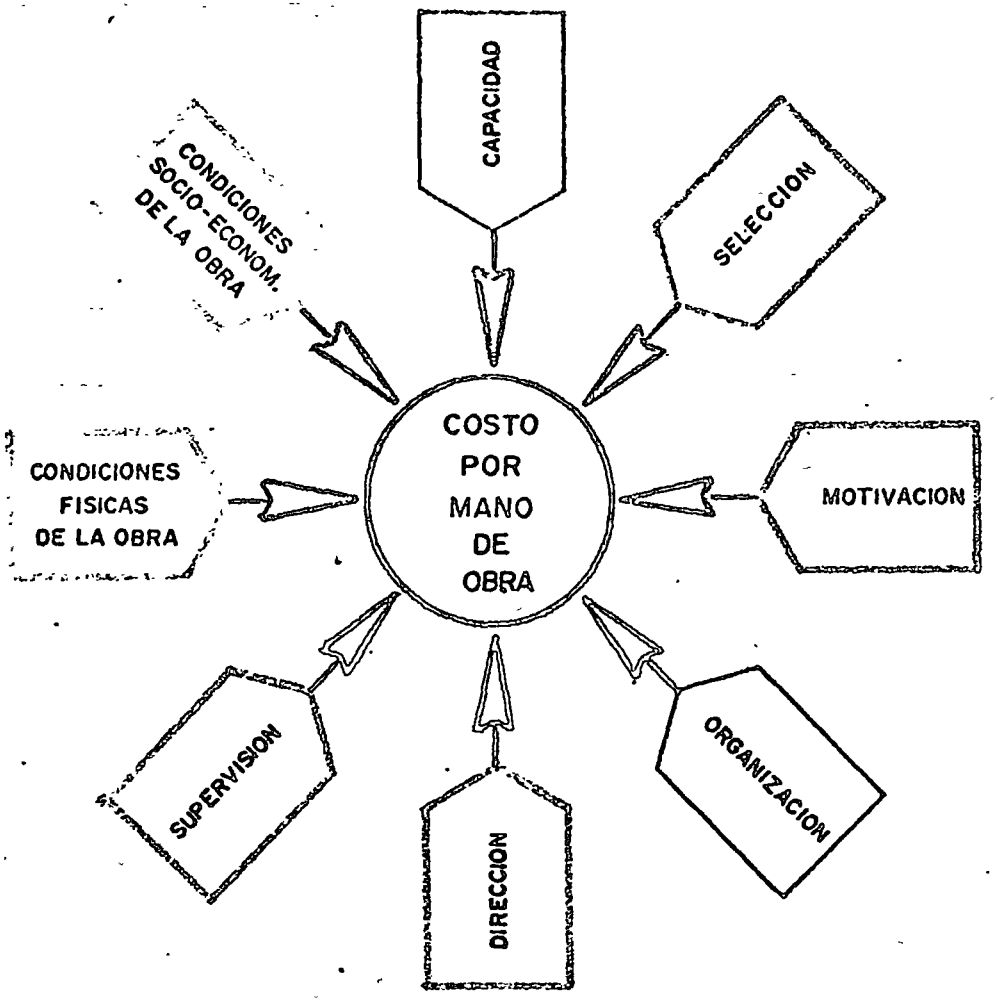
DE LA OBRA
Gastos generales en la obra, necesarios para realizar esta pero que no pueden cargarse a un concepto de obra determinada.

UTILIDAD
Ganancia que percibe el contratista

OTROS CARGOS
Los correspondientes a obligaciones estipuladas en el contrato y que no estan incluidas en los cargos directos ni indirectos

CARGO POR MANO DE OBRA

FACTORES DE INFLUENCIA



INTEGRACION

$$M_o = \frac{S}{R}$$

M_o = Cargo por mano de obra

S = Salario real del personal que interviene en forma directa en la ejecución del trabajo.

Convencionalmente se considera como categoría límite de personal de dirección, con intervención directa, la correspondiente a Cabo de Cuadrilla.

R = Rendimiento por unidad de tiempo ya sea del individuo o de la cuadrilla, según sea el caso y lo considerado al valuar

CALCULO DE LOS FACTORES PARA OBTENER EL SALARIO REAL

I.- INCREMENTO CONSECUENTE CON LA LEY FEDERAL DEL TRABAJO.

NUMERO DE DIAS NO LABORABLES AL AÑO:

DOMINGOS	52	DIAS
DIAS FERIADOS	7	"
VACACIONES	6	"
POR ENFERMEDAD	3	"
	68	DIAS

POR LO TANTO: DIAS LABORABLES: 365 - 68 = 297 DIAS LABORABLES

NUMERO DE DIAS QUE SE PAGAN:

EL AÑO:	365	DIAS
AGUINALDOS	15	"
PRIMA POR VACACIONES	1.5	"
	381.5	DIAS

COEFICIENTE DE INCREMENTO POR LEY FEDERAL DEL TRABAJO

$$\frac{381.5}{297} = 1.2845$$

II.- INCREMENTO CONSECUENTE CON EL SEGURO SOCIAL (CLASE V)

DIAS QUE SE PAGAN AL AÑO CON CARGO AL SEGURO 365 DIAS

DIAS LABORABLES EN UN AÑO: 297 DIAS

$$\text{FACTOR} = \frac{365 \text{ DIAS}}{297 \text{ DIAS}} = 1.2260$$

EL SEGURO SOCIAL FIJA LOS PORCENTAJES A ESTE FACTOR, DE ---- 19,6875% PARA SALARIOS MINIMOS Y DE 15.9375% PARA SALARIOS MAYORES AL MINIMO.

DE DONDE: 122,60 x 19.6875% = 24.14 PARA MIN.
122,60 x 15.9375% = 19.54 PARA MAY. Q/MIN.

AHORA, SI NUESTRO SALARIO BASE ES IGUAL A 100.00

CONCEPTO	MINIMO	MAY.Q/MIN.
SALARIO BASE	100.00	100.00
INCREMENTO: LEY FEDERAL	28.45	28.45
INCREMENTO S. S.	24.14	19.54
SUMA TOTAL	152.59	147.99
FACTORES	1.53	1.48

CARGO POR EQUIPO DE SEGURIDAD

VALUACION PARA LA CATEGORIA DE PEON (EJEMPLO)

CATEGORIA	SALARIO TURNO	EQUIPO DE SEGURIDAD			
		TIPO	COSTO	DURACION	CARGO
PEON	$ 55.00	CASCO	$ 80.00	297	$ 0.27
		GUANTES	$ 25.00	75	$ 0.33
		BOTAS HULE	$ 90.00	149	$ 0.60
		IMPERMEABLE	$120.00	297	$ 0.40
SUMAS	$ 55.00				$ 1.60

Factor por Reparaciones (No se considera por ser equipo que no acepta reparación)

Factor por Pérdidas 1.10 (Variable de acuerdo con el tipo de la obra y la ubicación de la misma)

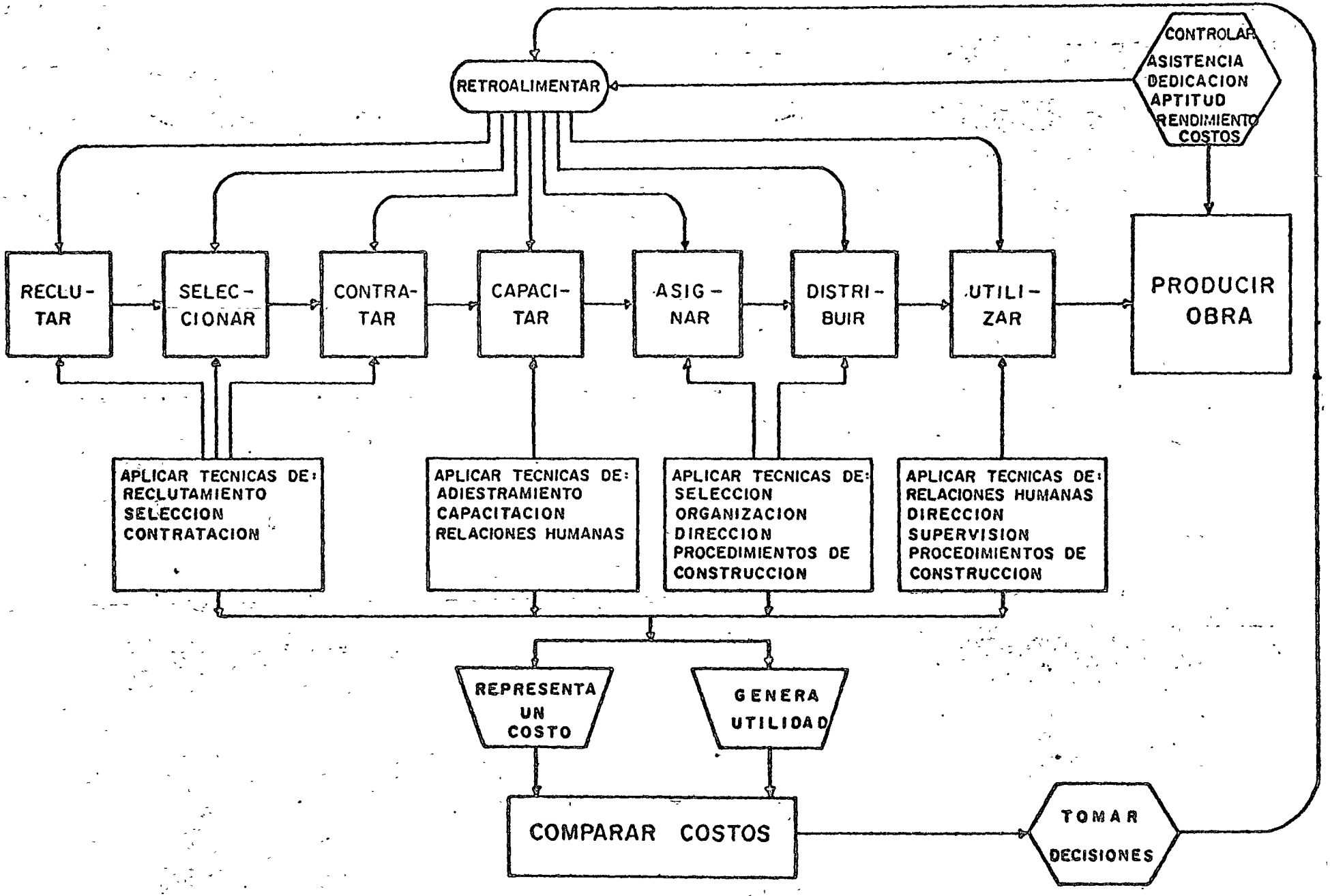
CARGO POR EQUIPO DE SEGURIDAD $ 1.60 x 1.10 = $ 1.76

APLICACION DEL CARGO:

Este cargo se valúa para cada categoria y condición de trabajo, y se tomará en cuenta adicionandolo al salario por turno del trabajador, sin que participe de otros cargos adicionales tales como los de herramienta. El cargo se tomará en cuenta, siempre y cuando REALMENTE se le proporcione al trabajador el equipo de seguridad.

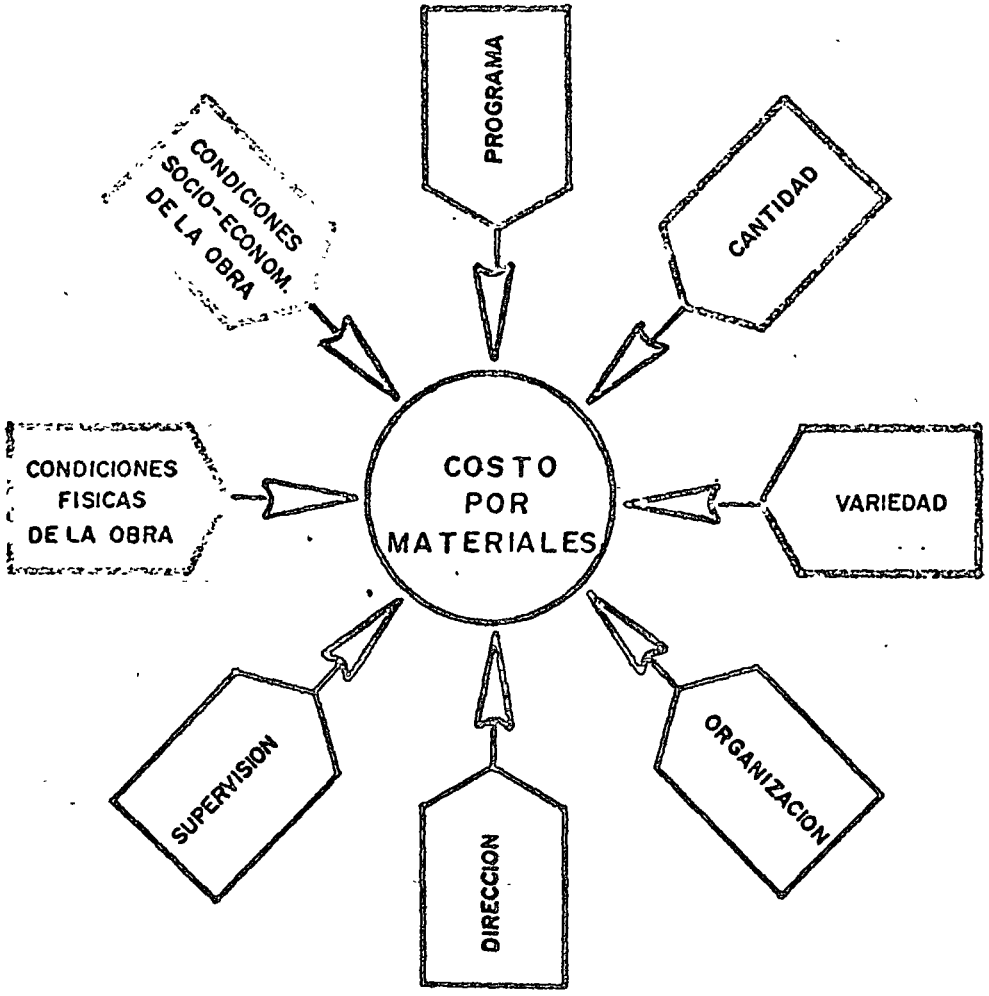
E.T.L.

PROCESO DE UTILIZACION DEL RECURSO "MANO DE OBRA"



CARGO POR MATERIALES

FACTORES DE INFLUENCIA



INTEGRACION

$$M = Va \cdot C$$

M = Cargo por materiales

Va = Precio por unidad del material de que se trate, puesto en la obra.

INCLUYE:

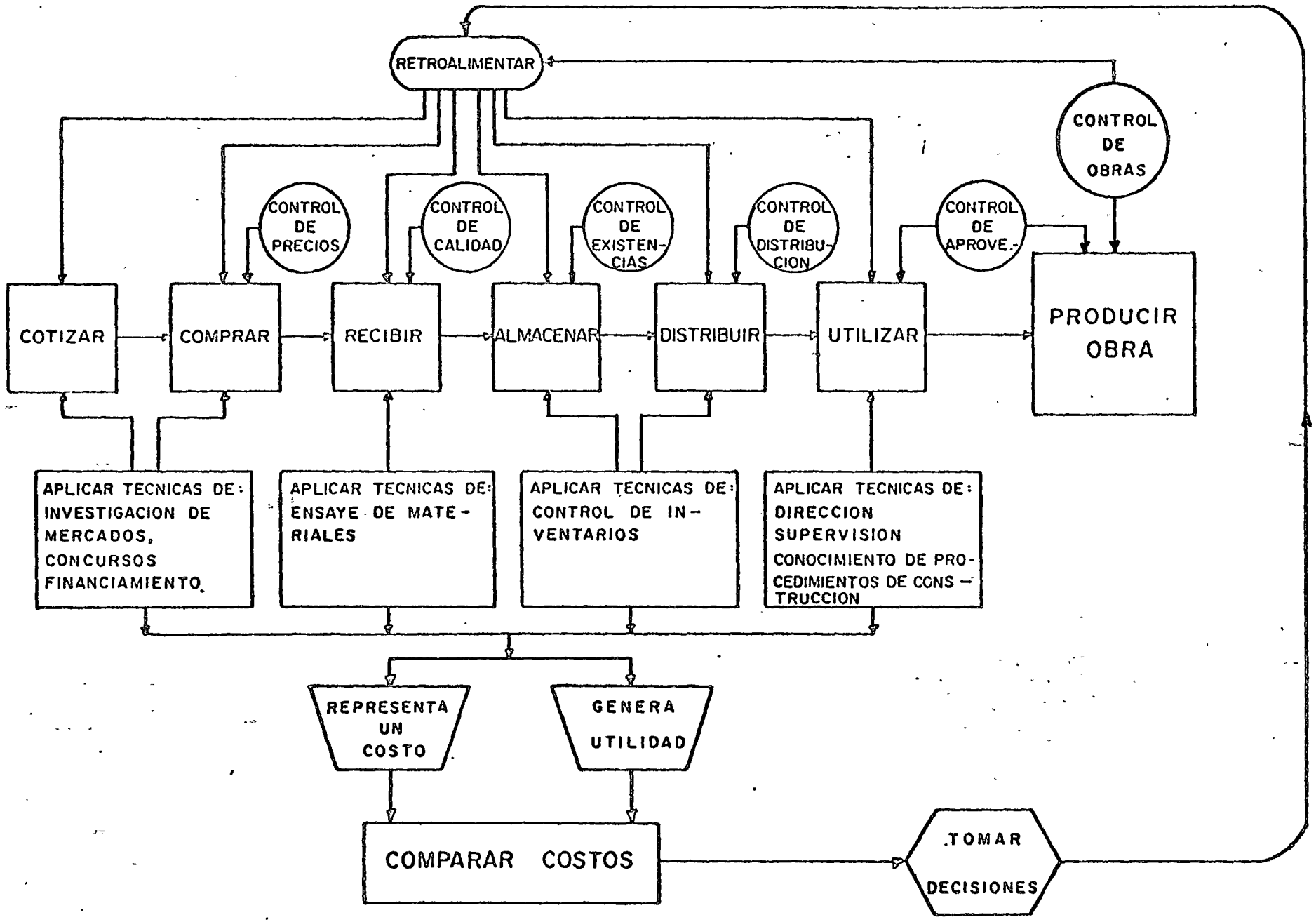
- Costo de adquisición en el mercado
- Costo del transporte hasta la obra
- Costo de las maniobras necesarias
- Costo por mermas razonables

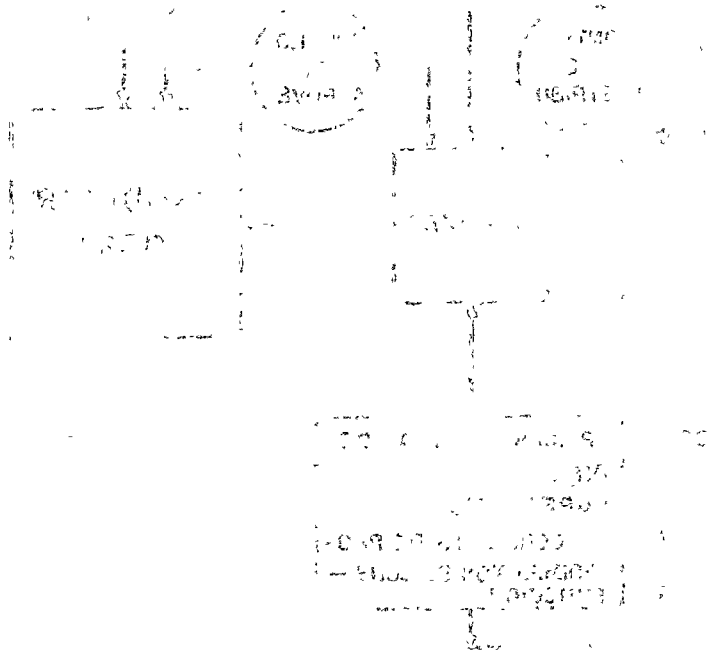
C = Consumo del material por unidad de obra.

INCLUYE:

- Cantidad nominal
- Desperdicios
- Número de usos, en su caso

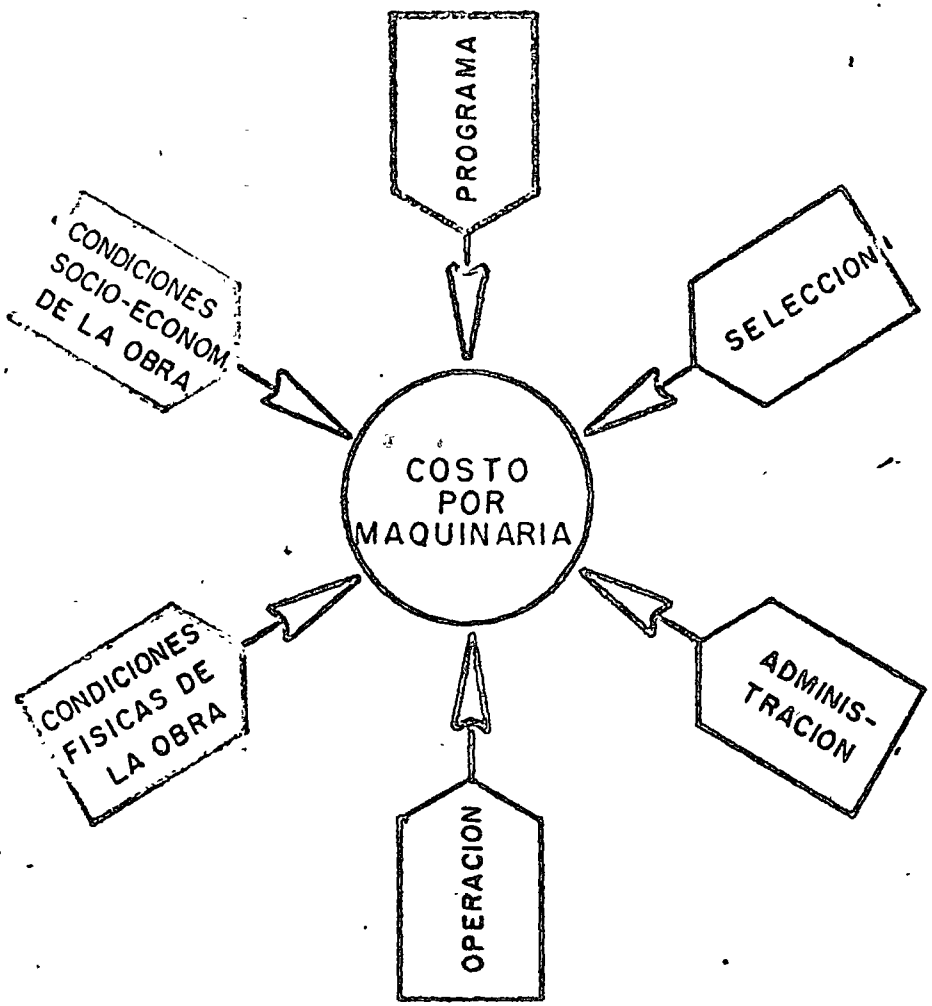
PROCESO DE UTILIZACION DEL RECURSO "MATERIALES"





CARGO POR MAQUINARIA

FACTORES DE INFLUENCIA



INTEGRACION

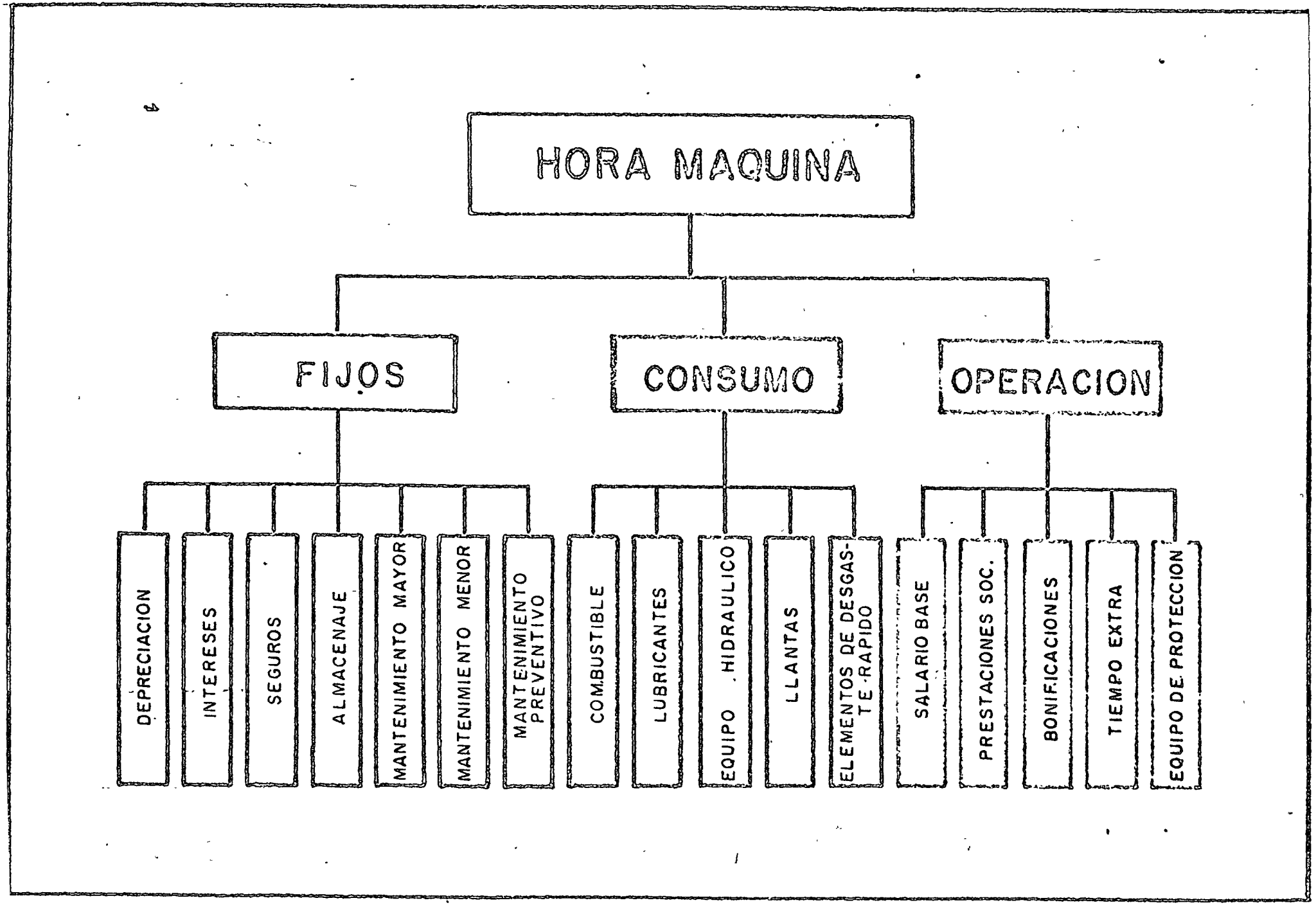
$$CM = \frac{HMD}{RM}$$

CM = Cargo por Maquinaria

HMD = Costo directo de la hora máquina

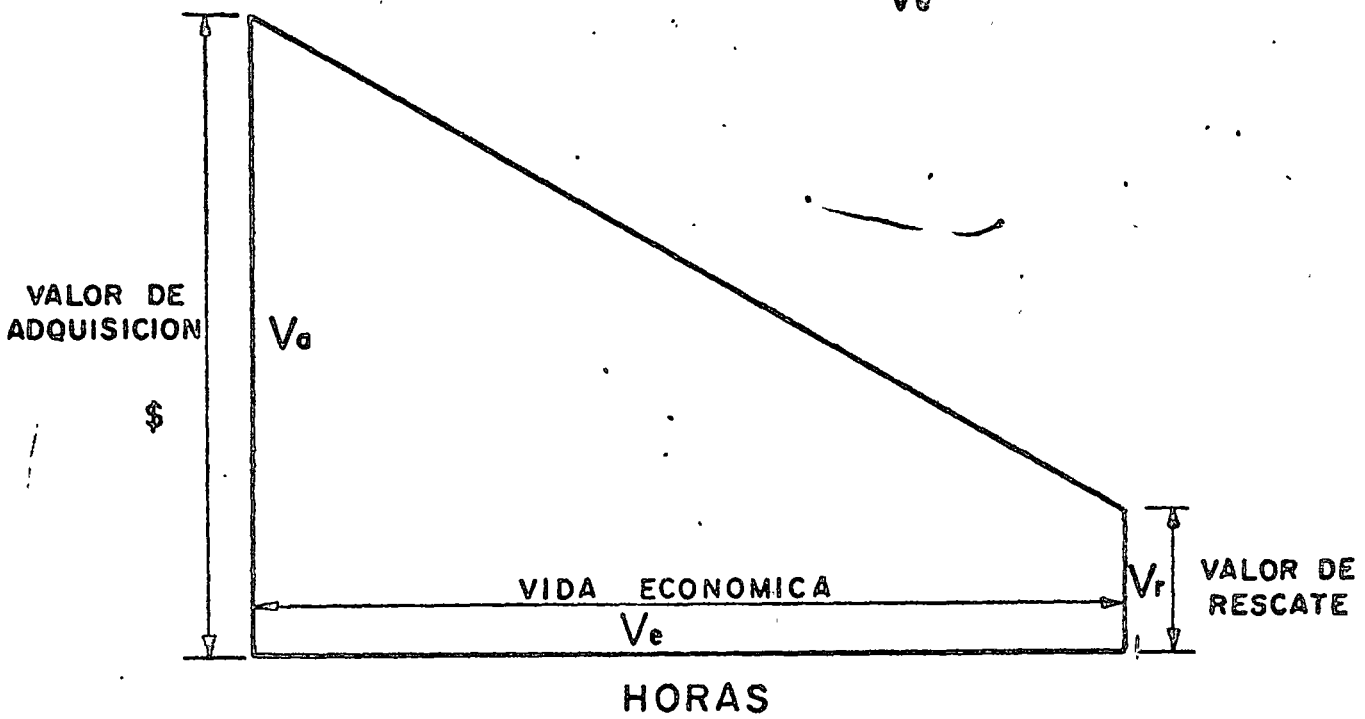
RM = Rendimiento o Producción de la máquina por hora de trabajo.

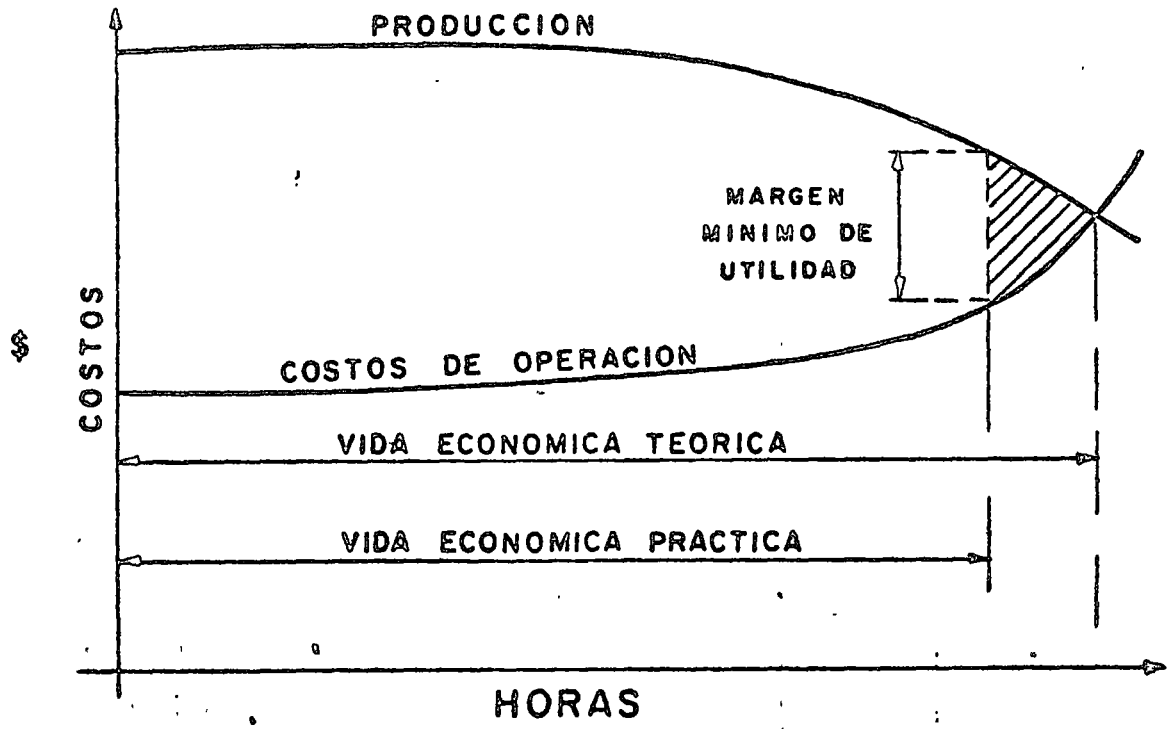
300


HORA MAQUINA
FIJOS
CONSUMO
OPERACION
DEPRECIACION
INTERESES
SEGUROS
ALMACENAJE
MANTENIMIENTO MAYOR
MANTENIMIENTO MENOR
MANTENIMIENTO PREVENTIVO
COMBUSTIBLE
LUBRICANTES
EQUIPO HIDRAULICO
LLANTAS
ELEMENTOS DE DESGASTE RAPIDO
SALARIO BASE
PRESTACIONES SOC.
BONIFICACIONES
TIEMPO EXTRA
EQUIPO DE PROTECCION

DEPRECIACION

$$D = \frac{V_a - V_r}{V_e}$$



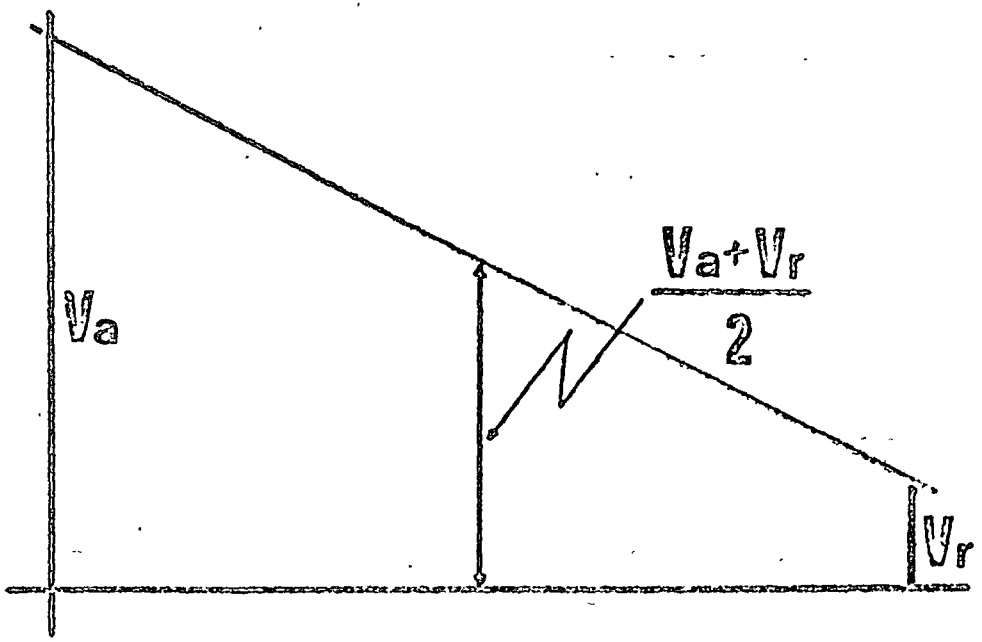


E.T.L.

INVERSION

INTEGRACION

$$I = \frac{V_a + V_r}{2H_a}\, i$$



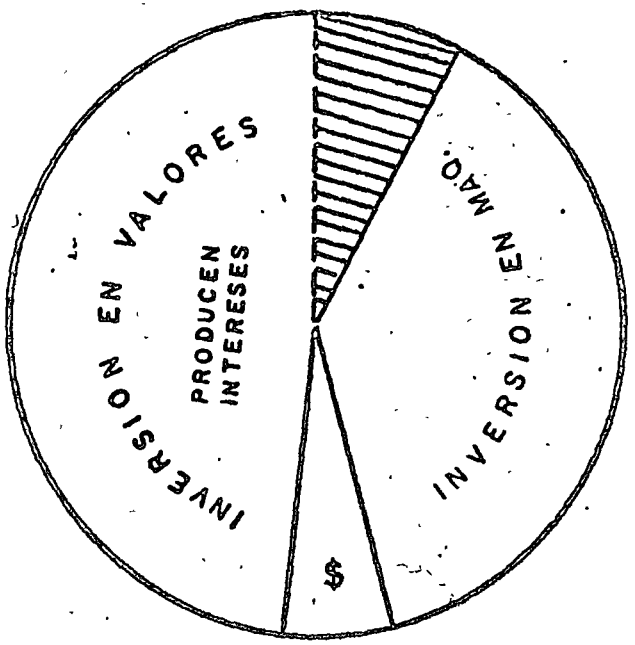
I = Cargo por Inversión

V_a = Valor de adquisición

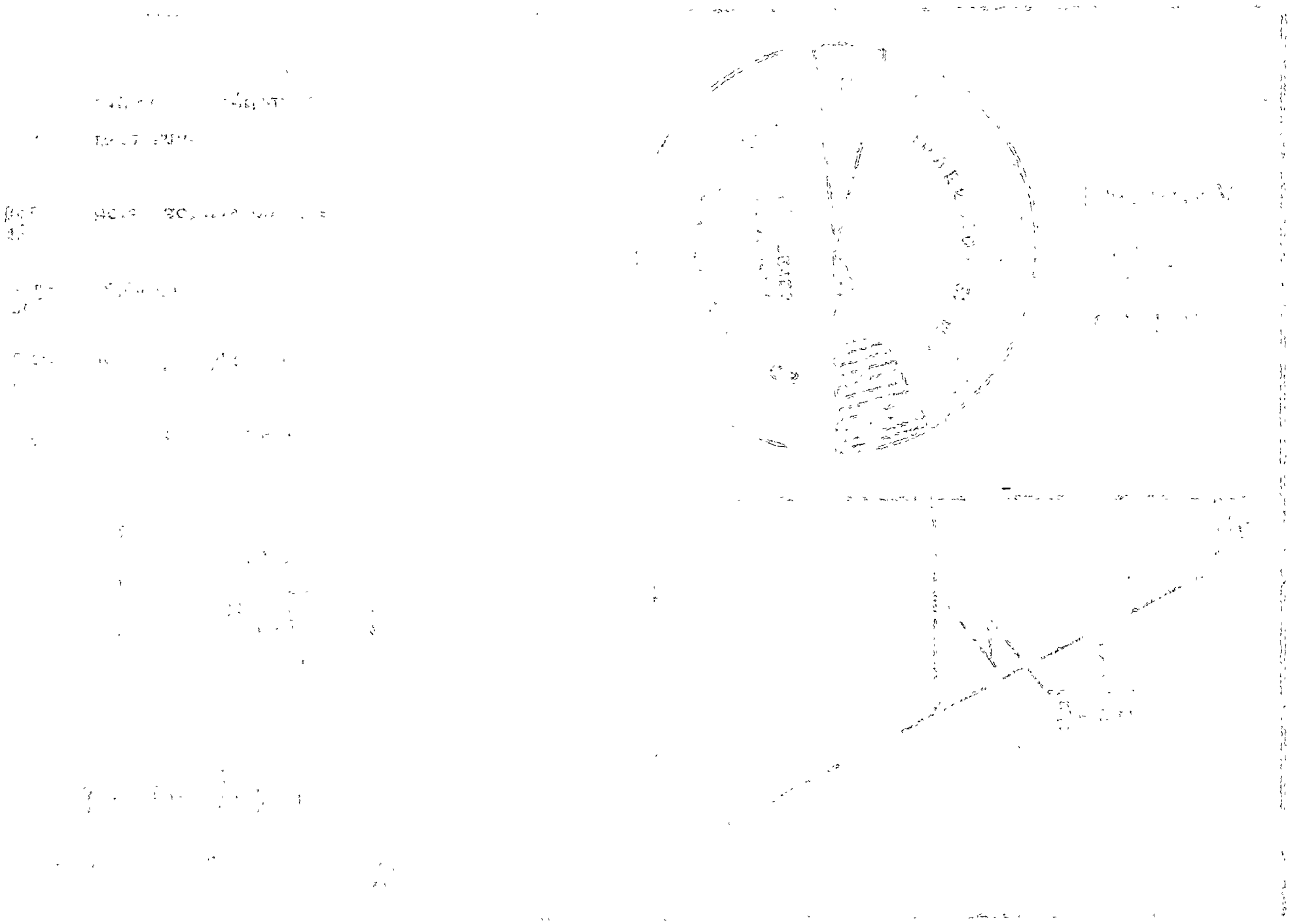
V_r = Valor de rescate

H_a = Horas activas en el año

i = Tasa anual de intereses para capitales invertidos.



CAPITAL DE LA EMPRESA



SEGUROS

INTEGRACION

$$S = \frac{V_a + V_r}{2 H_a} s$$

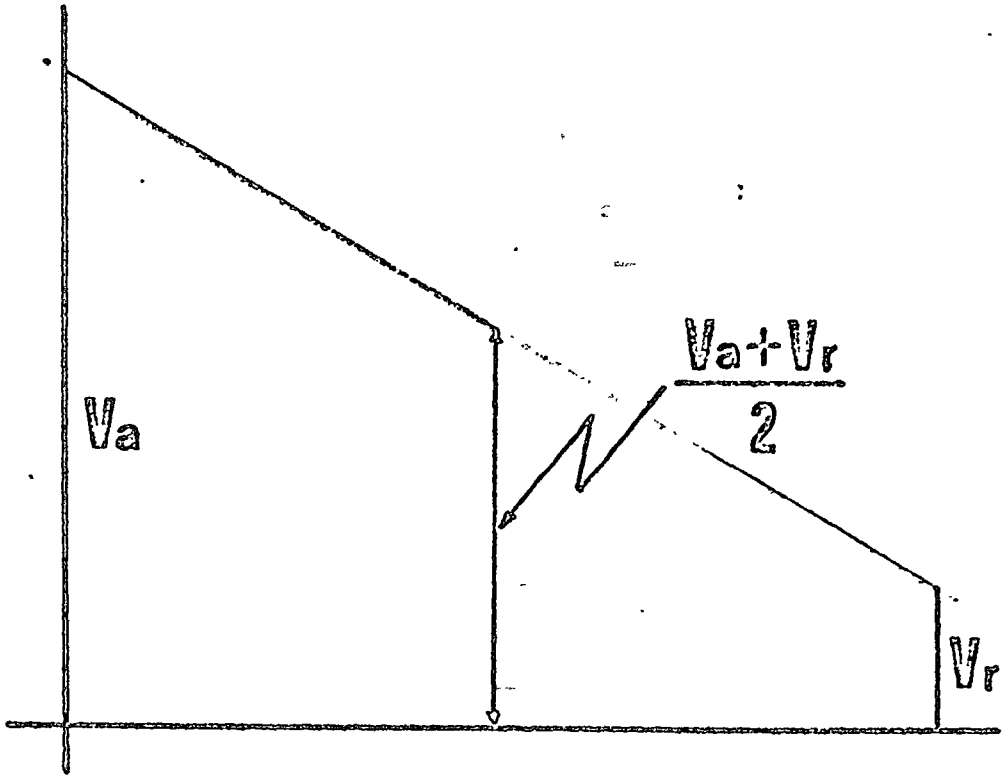
S = Cargo por Seguros

V_a = Valor de adquisición

V_r = Valor de rescate

H_a = Horas activas en el año

s = Tasa anual de seguros



SEGURO NORMAL

s = Prima anual de seguro expresada en % del valor de adquisición de la máquina.

AUTO - ASEGURAMIENTO

s = Monto anual considerado por la empresa para cubrir contingencias de la máquina, expresado en % del valor de adquisición de la máquina.

ALMACENAJE

INTEGRACION

$$A = K_a D$$

D = Depreciación por hora efectiva de trabajo.

K_a = Coeficiente de almacenaje depende de:

1.- TIPO Y TAMAÑO DE LA MAQUINA

2.- TIEMPO DE ALMACENAJE

3.- RENTA O AMORTIZACION DE:

- 3.1.- TERRENO NECESARIO
- 3.2.- TECHADOS O COBERTIZOS Y OFICINAS

4.- PERSONAL NECESARIO PARA:

- 4.1.- VIGILANCIA
- 4.2.- MOVIMIENTOS
- 4.3.- MANTENIMIENTO

5.- MATERIALES NECESARIOS PARA:

- 5.1.- MOVIMIENTOS
- 5.2.- LUBRICACION
- 5.3.- MANTENIMIENTO Y PINTURA

MANTENIMIENTO

$$T = QD$$

D = Depreciación por hora efectiva de trabajo.

Q = Coeficiente de Mantenimiento, depende de:

1.- Tipo de Máquina

2.- Condiciones de Trabajo

3.- Edad de la Máquina *

COMPRENDE:

1.- MANTENIMIENTO MAYOR (Reparaciones en talleres especializados o en el campo, con personal especialista. De larga duración)

1.1.- REFACCIONES
1.2.- COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES
1.3.- SALARIOS DE MECANICOS
1.4.- AMORTIZACIONES DE TALLERES Y HERRAMIENTAS

2.- MANTENIMIENTO MENOR (Lubricación periódica, cambios de herramientas o equipos de ataque y sus consumos y reparaciones menores, de corta duración en los frentes de trabajo)

2.1.- REFACCIONES
2.2.- COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES
2.3.- CONSUMO DE HERRAMIENTAS DE ATAQUE
2.4.- SALARIOS DE MECANICOS Y LUBRICADORES
2.5.- COSTO DE EQUIPOS DE LUBRICACION

E.T.L.

CONSUMO ESPECIFICO EN MOTORES

- G A S O L I N A -

1.- Aplicando las fórmulas de TERMODINAMICA es posible -- determinar TEORICAMENTE el consumo de combustible de- un motor de combustión interna, pero como existen mu- chas variables que modifican los resultados obtenidos matemáticamente este consumo se determina mediante -- PRUEBAS DIRECTAS EN EL DINAMOMETRO, al obtener las -- curvas características de cada motor.

2.- Un ejemplo de estas curvas se anexa como referencia.

3.- Como puede apreciarse, en estas curvas se indica el - consumo en LIBRAS POR H. P. AL FRENO-HORA para varias velocidades y potencias.

4.- Analizando curvas características de varios motores - puede aceptarse que el CONSUMO ESPECIFICO PROMEDIO ES DE:

0.55 LIBRAS POR BHP-HORA

5.- La GASOLINA tiene un PESO ESPECIFICO DE:

0.71 A 0.76 KGS/LITRO

#2...

Por lo tanto el consumo será:

$$\frac{0.55 \times 0.454}{0.71} = 0.350 \text{ LITROS POR BHP-HORA}$$

6.- PARA CALCULAR EL CONSUMO DE UNA MAQUINA EN OPERACION, SE HACEN LAS SIGUIENTES CONSIDERACIONES:

a) Los vendedores siempre anuncian sus máquinas con la especificación de POTENCIA MAXIMA del motor, es decir a la máxima velocidad angular (R. p. m.)

b) Los motores NUNCA se operan en forma normal a esa potencia máxima, pues su vida se reduciría a unas cuantas horas.- Para evitar ésto, los motores están generalmente GOBERNADOS para obtener de ellos del 70% al 80% de la potencia máxima especificada.

c) Por otra parte, durante los ciclos de utilización de las máquinas, estos usualmente NO TRABAJAN EN FORMA CONTINUA A PLENA CARGA y por lo tanto, es práctica generalmente aceptada considerar como PROMEDIO UNA DEMANDA QUE VARIA DEL 60% AL 80% DE LA POTENCIA GOBERNADA.

d) Aceptando estas consideraciones Y TOMANDO COMO BASE LA POTENCIA MAXIMA (de Catálogo) se puede concluir --

#3...

que el CONSUMO PRACTICO POR HP-HORA DE POTENCIA NOMINAL SERA:

0.8 x 0.8.0.350 = 0.224 LITROS POR HP-HORA

- D I E S E L -

MOTOR DIESL:	lbs. por BHP-hora		
NORDBERG	0.38	A	0.40
GENERAL MOTORS	0.45	A	0.50
CATERPILLAR	0.42	A	0.50
HERCULES	0.40	A	0.50

SE PUEDE TOMAR COMO PROMEDIO

0.45 lbs/bhp-hora

0.45 x 454 = 204.3 GRAMOS/bhp-hora

PESO ESPECIFICO = 0.9 KG/LITRO

LITROS POR BHP-HORA = 0.227 = 0.230

MAQUINA TRABAJANDO

1. Los vendedores siempre anuncian sus máquinas con la especificación de POTENCIA MAXIMA del motor, es decir a la máxima velocidad.
2. Los motores NUNCA se trabajan en forma normal a esa potencia máxima pués su vida se reduciría a unas --

cuantas horas. Para evitar esto, los motores están generalmente GOBERNADOS para obtener de ellos del 70% al 80% de la potencia máxima especificada.

3. Por otra parte, durante los ciclos de utilización de las máquinas, éstas usualmente no trabajan a plena carga y por lo tanto es práctica generalmente aceptada considerar como promedio una demanda que varía del 60% al 80% de la potencia gobernada.

Aceptando estas consideraciones, y tomando como base LA POTENCIA MAXIMA (DE CATALOGO) se puede concluir que el CONSUMO ESPECIFICO POR HP HORA DE POTENCIA NOMINAL SERA:

0.8 x 0.8 x 0.230 = 0.1472 lts/HP-HORA

LO CUAL CONCUERDA CON LOS CRITERIOS DE S.O.P. Y PEURIFOY QUE RECOMIENDAN 0.15 lts/HP-HORA

La fórmula para calcular el consumo por hora de cada máquina con motor diesel será:

CONSUMO POR HORA = 0.15 x HP ESPECIFICADOS, (POTENCIA MAXIMA O DE CATALOGO).

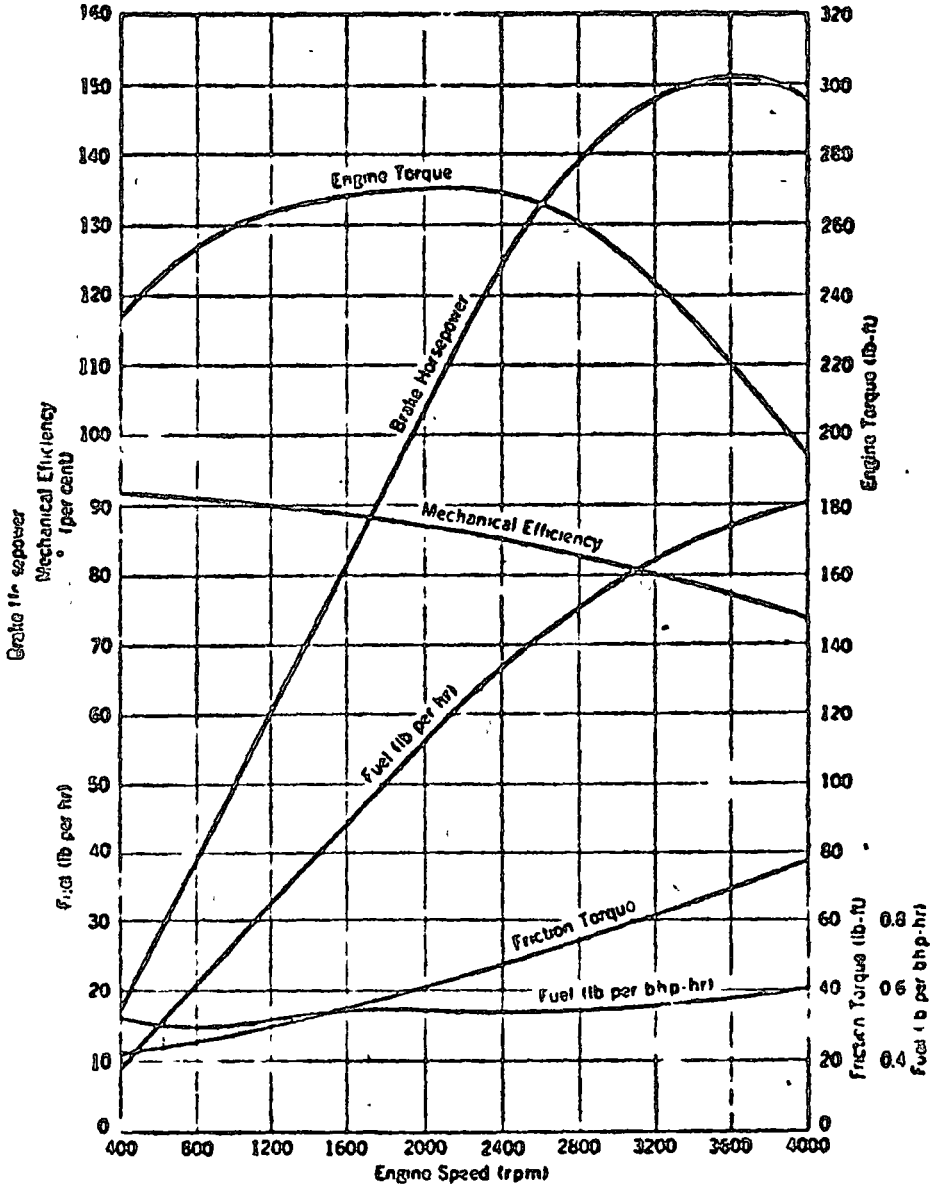


Fig. 14.11 Performance curves for 1947 Buick engine. Eight cylinders, 3½ in. bore × 4½ in.; 3.50 cu in., compression ratio, 7.1. (Courtesy of Buick Division, General Motors Corp.)

COSTO DE HORA MAQUINA

Valor de Adquisición =
Horas de Vida =
Valor de Rescate 20% =

Descripción:

	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
CARGOS FIJOS	Depreciación	$= \frac{Va - Vr}{Ve}$		
	Inversión	$\left(= \frac{Va + Vr}{2Ha}\right) i$		
	Seguros	$\left(= \frac{Va + Vr}{2Ha}\right) s$		
	Almacenaje	$= Ka\ D$		
	Mantenimiento	$= Q\ D$		
CONSUMOS	Combustibles	$= c\ Pc$		
	Lubricantes	$= a\ Pl$		
	Llantas	$= \frac{Vll}{Hv}$	2700 a 3,000 =	
	Operación	$= \frac{Sa}{H}$		
			TOTAL	

Va = Valor de adquisición de la máquina.
Vr = Valor de rescate de la máquina
Ve = Vida económica de la máquina en horas.
Ha = Número de horas efectivas de trabajo de la máquina en un año.
i = Tasa de interés anual en vigor expresada como fracción.
s = Prima anual expresada como fracción.
Ka = Coeficiente calculado o experimental.
D = Depreciación por hora efectiva de trabajo.
Q = Coeficiente experimental.
c = Cantidad necesaria de combustible por hora efectiva de trabajo.
Pc = Precio unitario de combustible puesto en la máquina.
a = Cantidad de aceite necesario por hora efectiva de trabajo.
Pl = Precio unitario del aceite puesto en la máquina.
Vll = Valor de adquisición de las llantas.
Hv = Vida económica de las llantas en horas.
Sa = Salario por turno del personal necesario para operar la máquina
H = Horas trabajadas por la máquina en el turno.

B.T.L

CARGO POR HERRAMIENTA

VALUACION PARA UNA CUADRILLA DE TERRACERIAS (EJEMPLO)

PERSONAL CUADRILLA				H E R R A M I E N T A					
CATEGORIA	No.	SALARIO $	TOTAL $	T I P O	CANTIDAD	COSTO-UNIT.- $	COSTO TOTAL	DURACION (TURNOS)	CARGO
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
CABO	1	70.00	70.00	PICOS	10	30.00	300.00	297	1.01
PEONES	10	55.00	550.00	PALAS	10	30.00	300.00	297	1.01
AGUADOR	0.5	55.00	27.50	BARRETAS	4	50.00	200.00	891	0.22
TLACUALERO	0.2	55.00	11.00	MARROS	4	35.00	140.00	297	0.47
				CUÑAS	4	10.00	40.00	594	0.07
				BOTES	5	10.00	50.00	50	1.00
				CARRETILLAS	5	250.00	1,250.00	223	5.61
S U M A S			658.50						9.39

Factor por Reparaciones 1.25 % (Variable de acuerdo con el tipo de herramienta)

Factor por Pérdidas 1.10 % (Variable de acuerdo con el tipo de la herramienta y de la obra)

Factores adicionales: (Se considerarán, en su caso, por tipo de material y condiciones especiales de la obra)

$$\text{CARGO POR HERRAMIENTA} = \frac{\$9.39 \times 1.25 \times 1.10}{\$658.50} \times 100 = 1.96\% \text{ SOBRE COSTO DE LA MANO DE OBRA.}$$

E. T. L.

CARGOS INDIRECTOS

DE LA OBRA

$$\% \text{ DE INDIRECTOS} = \frac{\Sigma \text{ GASTOS GENERALES NECESARIOS PARA EJECUTAR LA OBRA}}{\text{COSTO DIRECTO TOTAL DE LA OBRA}} \times 100$$

CONCEPTOS GENERALES DE EROGACION EN LA OBRA QUE PUEDEN CONSIDERARSE DENTRO DE LOS INDIRECTOS

1.- HONORARIOS, SUELDOS Y PRESTACIONES

a) Personal de dirección
b) Personal técnico
c) Personal administrativo
d) Personal en tránsito
e) Cuota patronal de Seguro Social e impuesto adicional sobre remuneraciones pagadas para a) a d)
f) Pasajes y viáticos

2.- DEPRECIACION, MANTENIMIENTO Y RENTAS

a) Edificios y locales
b) Campamentos
c) Talleres
d) Bodegas
e) Instalaciones generales
f) Muebles y enseres

3.- SERVICIOS

a) Depreciación o renta y operación de vehículos
b) Laboratorios de campo

4.- FLETES Y ACARREOS

a) De campamentos
b) De equipo de construcción
c) De plantas y elementos para instalaciones
d) De personal (en su caso)
e) De mobiliario

5.- GASTOS DE OFICINA

a) Papelería y útiles de escritorio
b) Correos, teléfonos, telegrafo y radio
c) Situación de fondos
d) Copias y duplicados
e) Luz, gas y otros consumos

6.- TRABAJOS PREVIOS Y AUXILIARES

a) Construcción y conservación de caminos de acceso
b) Montajes y desmantelamiento de equipo, si procede
c) Conservación de la obra hasta su entrega final

7.- IMPREVISTOS

CARGOS INDIRECTOS

DE LA OBRA

$$\% \text{ DE INDIRECTOS} = \frac{\Sigma \text{ GASTOS GENERALES NECESARIOS PARA EJECUTAR LA OBRA}}{\text{COSTO DIRECTO TOTAL DE LA OBRA}} \times 100$$

CONCEPTOS GENERALES DE EROGACION EN LA OBRA QUE PUEDEN CONSIDERARSE DENTRO DE LOS INDIRECTOS

1.- HONORARIOS, SUELDOS Y PRESTACIONES

a) Personal de dirección
b) Personal técnico
c) Personal administrativo
d) Personal en tránsito
e) Cuota patronal de Seguro Social e impuesto adicional sobre remuneraciones pagadas para a) a d)
f) Pasajes y viáticos

2.- DEPRECIACION, MANTENIMIENTO Y RENTAS

a) Edificios y locales
b) Campamentos
c) Talleres
d) Bodegas
e) Instalaciones generales
f) Muebles y enseres

3.- SERVICIOS

a) Depreciación o renta y operación de vehículos
b) Laboratorios de campo

4.- FLETES Y ACARREOS

a) De campamentos
b) De equipo de construcción
c) De plantas y elementos para instalaciones
d) De personal (en su caso)
e) De mobiliario

5.- GASTOS DE OFICINA

a) Papelería y útiles de escritorio
b) Correos, teléfonos, telegrafo y radio
c) Situación de fondos
d) Copias y duplicados
e) Luz, gas y otros consumos

6.- TRABAJOS PREVIOS Y AUXILIARES

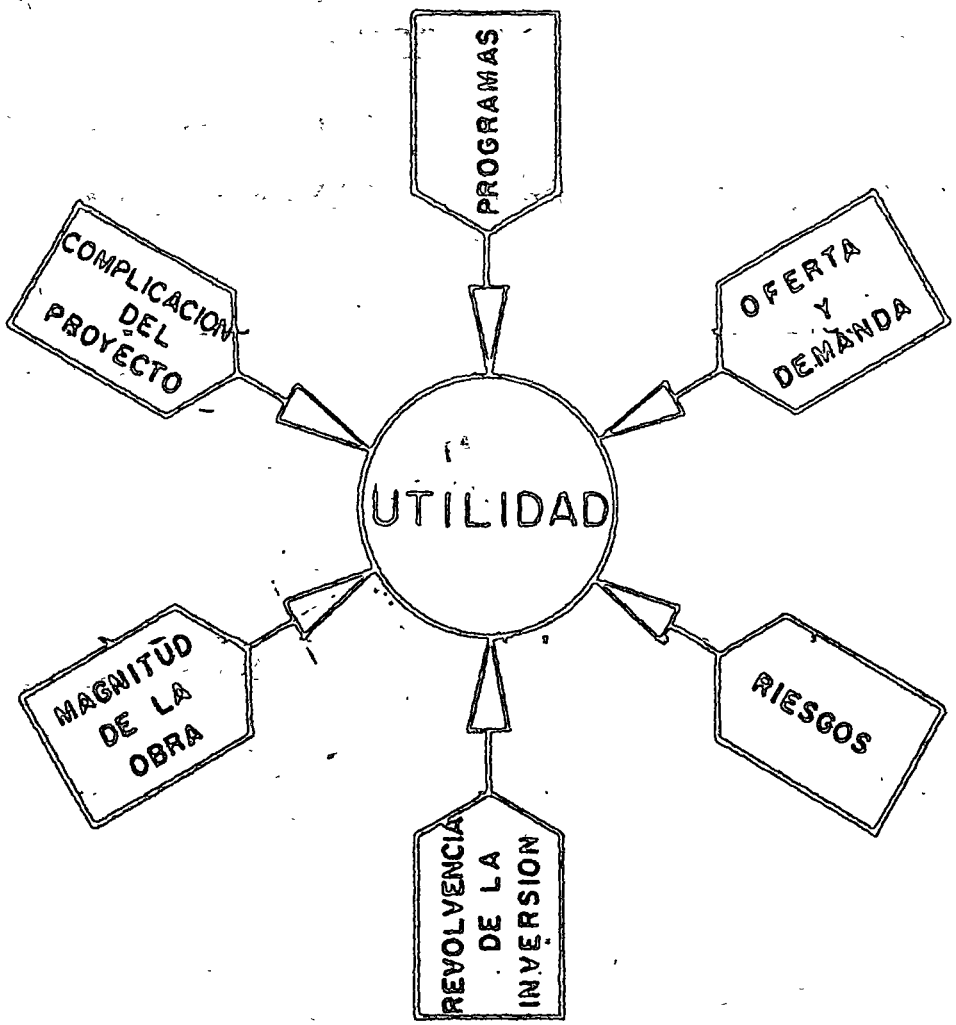
a) Construcción y conservación de caminos de acceso
b) Montajes y desmantelamiento de equipo, si procede
c) Conservación de la obra hasta su entrega final

7.- IMPREVISTOS

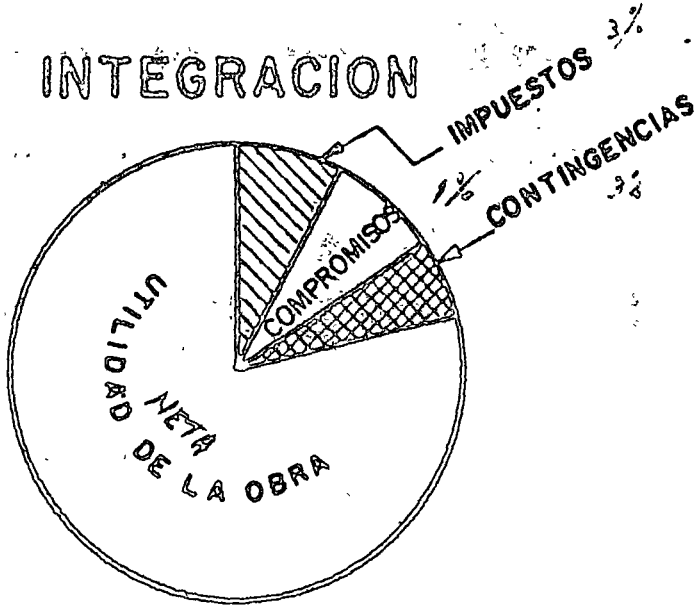
UTILIDAD

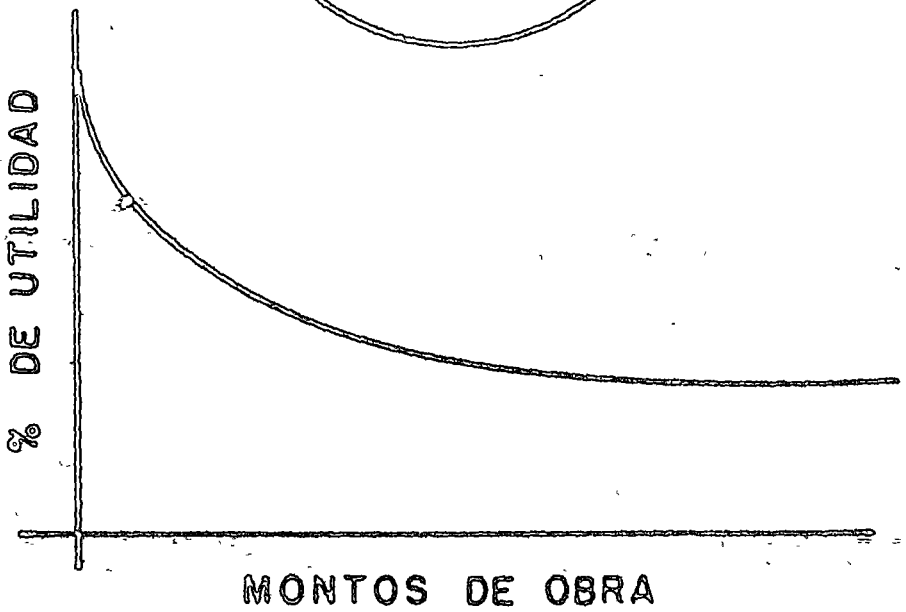
GANANCIA QUE CORRESPONDE AL CONTRATISTA POR LA EJECUCION DEL TRABAJO

FACTORES DE INFLUENCIA



INTEGRACION





R E N D I M I E N T O S

DE MAQUINARIA

FACTOR DE EFICIENCIA

"E"

CONDICIONES DE LA OBRA.	CONDICIONES DE ADMINISTRACION			
	EXCELENTES	BUENAS	REGULARES	MALAS
EXCELENTES	0.80	0.75	0.70	0.65
BUENAS	0.75	0.70	0.65	0.60
REGULARES	0.70	0.65	0.60	0.55
MALAS	0.65	0.60	0.55	0.50

CONDICIONES DE LA OBRA

EXCELENTES.- Los factores derivados de la ubicación de la obra, el proyecto, las especificaciones y el programa, ejercen influencia positiva y, por lo tanto facilitan la ejecución de la obra.

BUENAS.- La influencia ejercida por los factores antes mencionados es la normal para la obra de que se trate.

REGULARES.- Alguno o algunos de los factores señalados, siendo minoria, ejercen influencia negativa en la ejecución de la obra.

MALAS.- La mayor parte de los factores, ejercen influencia negativa en la ejecución de la obra.

CONDICIONES DE ADMINISTRACION

EXCELENTES.- La experiencia, organización y disposición de recursos del contratista, asi como la dirección y supervisión de la contratante, tienen características positivas para la ejecución de la obra.

BUENAS.- Los factores señalados para contratista y contratante son los normales.

REGULARES.- Existe alguna limitación en uno de los factores señalados.

MALAS.- Existen limitaciones en varios de los factores señalados o alguno de ellos tiene características en extremo negativas.

RENDIMIENTOS

DE MAQUINARIA

1.- Las máquinas en general trabajan mediante la repetición continuada de una serie de movimientos, serie que constituye el ciclo de trabajo de las mismas.

2.- El rendimiento o producción de una máquina puede obtenerse mediante la determinación de la cantidad de trabajo producida durante un ciclo y del número de ciclos efectuados en una hora efectiva, multiplicados por el factor de eficiencia que corresponda, de acuerdo con la formula siguiente:

$$R = \frac{V\,Cc}{Ca} \cdot \frac{60\ \text{mín.}}{t_c} \cdot E$$

3.- Formula en la cual:

R = Rendimiento o Producción por hora.

V = Volumen nominal que realiza la máquina por ciclo de trabajo.

C_c = Factor de corrección al volumen nominal, depende generalmente del tipo de material y de las dimensiones del equipo de trabajo de la máquina.

Ca = Factor de abundamiento.

60 mín. = Los 60 minutos de la hora.

t_c = Duración de un ciclo completo de trabajo medido en minutos.

E = Factor de eficiencia.

RENDIMIENTOS

DE MAQUINARIA

VOLUMEN POR CICLO

$$\frac{V \quad Cc}{Ca}$$

V ---- Es función de las dimensiones geométricas del equipo de trabajo y de la capacidad de carga de la máquina (Volumen o Capacidad Nominal)

Cc - Es función de:

- Condiciones físicas del material

  clase
  cohesión interna
  grado de humedad
  tamaño y forma de partículas
  peso volumétrico

- Condiciones mecánicas de la máquina

  Dimensiones relativas del equipo de trabajo.

  Capacidad de carga.

Ca - Es función de:

- Condiciones físicas del material; su aplicación está condicionada a la forma en que se efectúe la valuación del rendimiento o producción; para producción midiendo el material suelto, Ca=1; para producción midiendo el material en banco Ca=al correspondiente de acuerdo con el abundamiento del material; cuando la producción se mide en material compactado, en la obra Ca = combinación de factor de abundamiento y factor de reducción por compactación.

RENDIMIENTOS

DE MAQUINARIA

CICLOS POR HORA

$$\frac{60 \text{ min}}{tc}$$

tc = Es el resultado de la suma de dos tiempos:

$$t_c = t_f + t_v$$

t_f = Tiempo fijo del ciclo, depende de los elementos mecánicos de la máquina que proporcionan los movimientos básicos del equipo de trabajo para realizar las operaciones básicas tales como ataque, carga, giros, descarga y cambios de velocidades.

t_v = Tiempo variable del ciclo, depende de las distancias de recorrido necesarias para completar el ciclo y de las velocidades a que se recorran dichas distancias.

INTEGRACION

t_f = Lo proporcionan los catálogos de operación de los fabricantes de maquinaria.

t_v = Se calcula aplicando la fórmula:

$$t_v = \frac{l_i}{v_i}$$

l_i = Longitud de cada tramo de los caminos de trabajo, clasificados en función del estado de la superficie de rodamiento y el alineamiento vértical.

v_i = Velocidad media de recorrido de cada tramo, calculada en función de la potencia de la máquina y las resistencias al rodamiento que generen las condiciones del tramo.

RENDIMIENTOS

TRACTORES EQUIPADOS CON HOJA EMPUJADORA $R = \frac{V\ C_c}{C_a} \cdot \frac{60}{t_c} \cdot E$

V

CALCULO TEORICO:

$$V = l \cdot \frac{h^2}{2\ \text{tang.}\alpha} \cdot k$$

l = Longitud de la hoja
h = Altura de la hoja
α = Angulo de reposo interno del material
k = Factor de corrección por variabilidad de la sección de la carga
k ≐ 1.0 para materiales arcillosos, cohesivos
k ≐ 0.8 para materiales granulares y roca: fragmentada

VALOR PRACTICO:

Se proporciona tabulado para diferentes potencias y formas de Hoja.

C_c

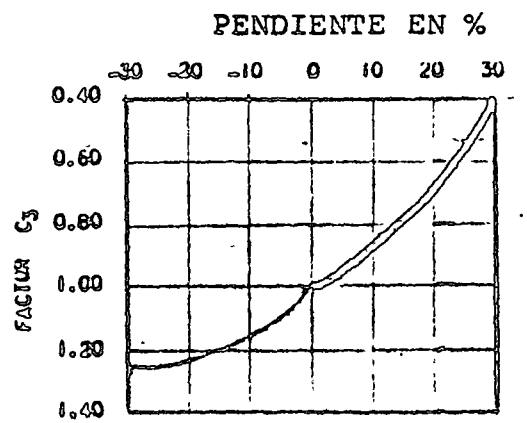
FACTOR COMPUESTO

$C_c = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3$

C_1 = Factor correctivo por tipo de material, se usa solo cuando V es valor tabulado

C_2 = Factor correctivo por distancia de acarreo.
C_2 = 1 para 15 m.
C_2 = 0.95 para 30 m.
C_2 = 0.90 para 60 m.
C_2 = 0.85 para 90 m.

C_3 = Factor correctivo por pendiente (De Gráfica)



t_c

TIEMPO COMPUESTO

$t_c = t_f + t_v$ (se mide en minutos)

t_f = Tiempo fijo, incluye ascenso y descenso de la hoja, paros y cambios de velocidades.
t_f = 0.05 a 0.10 para máquinas con transmisión automática.
t_f = 0.10 a 0.15 para máquinas con transmisión directa.

t_v = Tiempo variable, incluye recorridos de máquina cargada y vacía

$$t_v = \frac{d}{Vc} + \frac{d}{Vv}$$

d = Distancia de acarreo
Vc = Velocidad máquina cargada
Vv = Velocidad máquina vacia.
V_c y V_v (Datos de catálogo o tabuladas)

RENDIMIENTOS

CARGADOR FRONTAL DE ORUGAS

$$R = \frac{VC_c}{Ca} \cdot \frac{60\ min}{t_c} \cdot E$$

V = Capacidad nominal del cucharón

Cc - Dependen del tipo de material y de las dimensiones del cucharón.

VALORES DE "Cc"

TIPO DE MATERIAL	CAPACIDAD NOMINAL (yd^3)							
	3/4	1	$1^1/_2$	2	$2^1/_2$	3	$3^1/_2$	4
Arcilla húmeda arenosa	1.15	1.15	1.15	1.16	1.16	1.16	1.20	1.22
Arcilla dura y tenaz	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Arcilla cohesiva húmeda	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Tierra común	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05	1.08	1.08
Arena o Grava	0.93	0.93	0.96	0.96	0.96	0.98	1.02	1.02
Roca bien fragmentada	0.80	0.85	0.90	0.92	0.95	1.00	1.00	1.00
Roca mal fragmentada	0.60	0.70	0.75	0.80	0.80	0.90	0.95	0.95
Escombros	0.85	0.85	0.90	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95

Ca - El correspondiente al tipo de material de que se trate.

RESUMEN DE CARGOS QUE INTEGRAN UN PRECIO UNITARIO

CARGO	FORMULA	NOMENCLATURA
DIRECTO POR MANO DE OBRA	$Mo = \frac{S}{R}$	Mo = Cargo por mano de obra. S = Salario del personal considerado en forma individual o por cuadrilla. R = Rendimiento por unidad del tiempo, de acuerdo con el individuo o grupo considerando al valuar S.
DIRECTO POR MATERIALES	$M = Va\ C$	M = Cargo por materiales Va = Precio por unidad más económico del material de que se trate, puesto en la obra. C = Consumo del material por unidad de obra, incluyendo mermas, desperdicios y número de usos, en su caso.
DIRECTO POR MAQUINARIA	$CM = \frac{HMD}{RM}$	CM = Cargo por maquinaria. HMD = Costo directo de la hora máquina. RM = Rendimiento horario de la máquina (ver tabla de integración del costo de la hora máquina).
DIRECTO POR HERRAMIENTA	$Hm = K\ Mo$	Hm = Cargo por herramienta de mano. K = Coeficiente experimental, según el tipo de obra. Mo = Cargo unitario por mano de obra. NOTA: El cargo por herramientas especializadas se calculará en la misma forma que HMD.
POR INSTALACIONES		Generales: Su costo se considerará como cargo indirecto Específicas: Su costo se considerará ya sea como cargo directo, o como concepto de trabajo específico.
CARGOS INDIRECTOS		Gastos generales necesarios para la ejecución de la obra, no incluidos en los cargos directos, tales como: percepciones del personal técnico, directivo y administrativo, costo y operación de instalaciones temporales, costo de servicios, fletes y acarreos y gastos de oficina.
UTILIDAD		Ganancia que debe percibir el contratista.
CARGOS ADICIONALES		Los correspondientes a obligaciones estipuladas en el contrato y que no están incluidos en los cargos directos, ni en los indirectos.

MOVIMIENTO DE TIERRAS

PARTE	OPERACION	MAQUINARIA: USUAL
DESMONTE	ROZA DESYERBE TALA EXTRACCION TOCONES DESENRAICE ESCOGIDO DISPOSICION QUEMA	TRACTORES CON EQUIPOS ESPECIALES; CARGADOR FRONTAL CON CUCHARON ESPECIAL MOTOCONFORMADORAS DESVARADORAS SIERRAS MECANICAS PORTATILES QUEMADORES
DESPALME	EXTRACCION CARGA ACARREO DISPOSICION	TRACTORES CON HOJA EMPUJADORA "DOZZERS" CARGADOR FRONTAL MOTOCONFORMADORA. EXCAVADORAS CONVERTIBLES, CAMIONES
EXCAVA-CION.	AFLOJE EXTRACCION	COMPRESORES, EQUIPO DE BARRENACION, TRACTORES CON ARADO "RIPPER" Y HOJA EMPUJADORA; CARGADOR FRONTAL, EXCAVADORAS - CONVERTIBLES
CARGA		CARGADOR FRONTAL EXCAVADORAS CONVERTIBLES TRANSPORTADORES DE BANDA ó CANJILONES
TRANSPORTE		TRACTORES CON HOJA EMPUJADORA. CARGADOR FRONTAL; TRANSPORTADORES DE BANDA, EXCAVADORAS CONVERTIBLES, CAMIONES.
TENDIDO		TRACTORES CON HOJA EMPUJADORA MOTOCONFORMADORAS COMPACTADORES AUTOPROPULSADOS CON HOJA - EMPUJADORA
COMPACTA-CION.	INCORPORACION AGUA HOMOGEINIZACION DENSIFICADO	APLANADORAS TANDEM Y DE TRES RUEDAS RODILLOS AUTOPROPULSADOS ó JALADOS, ESTATICOS - ó VIBRATORIOS. PLACAS VIBRATORIAS COMPACTADORES MANUALES PIPAS Y TANQUES REGADORES, (EQUIPO DE TERRACERIAS)
AFINE	PRECORTE RECORTE RENIVELACION	.COMPRESORES, EQUIPO DE BARRENACION TRACTOR CON HOJA EMPUJADORA CARGADOR FRONTAL CON CUCHARON ESPECIAL. MOTOCONFORMADORA

ESCREPAS Y MOTOESCREPAS

E.T.L.

PRODUCCION DE AGREGADOS

PARTE		OPERACION	MAQUINARIA USUAL
OBTENCION	DE BANCO DESMONTE DESPALME EXCAVACION	(MISMAS QUE PARA TERRACERIAS) (1)	(MISMAS QUE PARA TERRACERIAS)
	DE PEPENA	SELECCION RECOLECCION APILADO	TRACTORES CON HOJA EMPUJADORA Y HOJA ESPECIAL, (MANO DE OBRA), CARGADOR FRONTAL.
	DE DESPERDICIO	CARGA (2)	
C A R G A			CARGADOR FRONTAL, EXCAVADORA CONVERTIBLE
T R A N S P O R T E			VEHICULOS DE Y FUERA DE CARRETERA
TRATAMIENTO	DISGREGADO	TENDIDO RODILLADO DESPIEDRE ACAMELLONADO	TRACTOR CON HOJA EMPUJADORA. RODILLO DE REJAS; RODILLO LISO (MANO DE OBRA), CRIBAS SIMPLES, CRIBAS VIBRATORIAS MOTOCONFORMADORA
	LAVADO	ALIMENTACION LIMPIEZA SEPARACION ELIMINACION DESP.	ALIMENTADORES VIBRATORIOS, DE BANDA LAVADORA VIBRATORIA, ESTATICA. CIRIBAS VIBRATORIAS TRANSPORTADOR DE GUSANO; BOMBA DE LODOS (MANO DE OBRA)
	CRIBADO	ALIMENTACION SEPARACION DISTRIBUCION	ALIMENTADORES VIBRATORIOS, DE BANDA, DE CADENA CRIBAS SIMPLES, CRIBAS VIBRATORIAS, CILINDRICAS TRANSPORTADORES DE BANDA, DE CANJILONES
	TRITURACION PARCIAL	ALIMENTACION FRAGMENTACION SEPARACION (2) DISTRIBUCION (3)	ALIMENTADORES VIBRATORIOS, DE CADENA. QUEBRADORAS DE. QUIJADAS, DE CONOS, DE MARTILLOS; GRANULADORAS; MOLINOS DE RODILLOS.. CRIBAS VIBRATORIAS, CILINDRICAS TRANSPORTADORES DE BANDA, DE CANJILONES.
	TRITURACION TOTAL	ALIMENTACION PRE-CRIBADO FRAGMENTACION SEPARACION DISTRIBUCION	ALIMENTADORES VIBRATORIOS, DE CADENA. REJAS VIBRATORIAS, ESTATICAS QUEBRADORAS DE: QUIJADAS, DE CONOS, DE MARTILLOS; GRANULADORAS; MOLINOS DE RODILLOS. CRIBAS VIBRATORIAS, CILINDRICAS TRANSPORTADORES DE BANDA, DE CANJILONES.
C A R G A			CARGADOR FRONTAL, TRANSPORTADORES, EXCAVADORA CONVERTIBLE.
T R A N S P O R T E			VEHICULOS DE Y DE FUERA DE CARRETERA, TRANSPORTADORES
ALMACENAJE	EN PATIOS	SELECCION DESCARGA APILADO	TRACTORES CON HOJA EMPUJADORA, MOTOCONFORMADORAS, CARGADOR FRONTAL, TRANSPORTADORES DE BANDA.
	EN TOLVAS	SELECCION DESCARGA ELEVACION DISTRIBUCION	TRANSPORTADORES DE CANJILONES, DE BANDA; CARGADOR FRONTAL, EXCAVADORA CONVERTIBLE (TRACTOR CON HOJA EMP., MOTOCONFORMADORA)

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS EJEMPLO No. 1

DESCRIPCION:

Excavación en corte en material "C" (Especificación 15-04.3 EXCAVACIONES, A) En cortes y -- adicionales abajo de la sub-rasante, 3) en material "C"). Sub-párrafo 15-04.3A-3 de las Especificaciones S.O.P.

PROCEDIMIENTO:

Afloje del material barrenando con perforadoras de piso y tronando; carga con pala mecánica sobre orugas; transporte con camiones para terracerías; plantilla, bordeo y afinado con --- tractor equipado con bulldozer.

ANTECEDENTES:

Se trata de una excavación con características normales, el material es roca sana de dureza media, facil de atacar, la topografía es un lomerío suave, con caminos de acceso en buen estado, el clima templado y no se está dentro de la temporada de lluvias ni se esperan estas- en varios meses. El contratista es la Cía. X que tiene 15 años de experiencia en traba-- jos semejantes y el programa de trabajo de la obra esta al día, no hace falta equipo y tienen todo lo necesario oportunamente.

MAQUINARIA:

DESCRIPCION	COSTO HORARIO
Compresora portátil de 600 p^3/mín.	$ 111.86
Perforadora de piso tipo mediano	$ 21.68
Accesorios para perforadora	$ 3.60
Pala mecánica sobre orugas de $1^1/_2$ yd^3	$ 247.04
Tractor con bulldozer, CAT. D-8	$ 225.89
Camión de fuera de carretera EUCLID R-10 de $7^1/_2$ yd^3	$ 97.92

ANALISIS:

I.- AFLOJE DEL MATERIAL MEDIANTE BARRENACION:

I.1.- Datos:

Se utilizan 6 perforadoras por compresor, la barrenación es en el piso.

Espesor o cuele	3.50 m.
Separación de barrenos, en ambos sentidos	1.75 m.
Area por barreno 1.75 m x 1.75 m =	3.06 m^2
Espesor efectivo 3.50m-10% de 1.75m =	3.32 m.
Volumen por barreno 3.06m^2 x 3.32 m =	10.16 m^3
Volumen por metro de cuele 10.16m^3/3.50 m =	2.90 m^3/m.
Coeficiente de barrenación 1 m/2.90 m^3 =	0.34 m/m^3
Cuele por perforadora por hora efectiva (E=0.70)	4.0 m/h

I.2.- Cargo por cuele: (maquinaria)

Producción:

Cuele de 6 perforadoras	4 m. x 6 = 24 m/h	
Volumen	24 m/h/0.34 m/m^3 =	70.0 m^3/h

Maquinaria:

1 compresor	$111.86	=	$ 111.86
6 perforadoras	$ 21.68	=	$ 130.08
6 accesorios	$ 3.60	=	$ 21.60
			$ 263.54

CARGO: $263.54/h/70 m^3/h $ 3.76/m^3

I.3.- Cargo por acero de barrenación y brocas. (herramienta)

- Escala de 7 barrenas de 7/8" con zanco y rosca, más reposiciones. $1,646.04

vida económica de la escala 3,500 m.

Cargo por acero de barrenación $1,646.04/3,500 m = $ 0.47/m

- Broca FCA con inserto de carburo $ 320.76
  vida económica de la broca 200 m.

  Cargo por brocas $ 320.76/200 m. = $ 1.60/m.

Suma.- $ 2.07/m.

CARGO $2.07/m x 0.34 m/m^3 (Coef. barren.) $ 0.70/m^3

I.4.- Cargo por explosivos. (materiales)

Dinamita Extra al 40%	4.14 kg/barreno	a $8.29/kg. =	$ 34.28/b.
Artificios de voladura	1 pieza	a $3.99/pza.=	$ 3.99/b.

Suma.- $ 38.27/b.

Cargo por explosivos $38.27/b/10.16 m^3/b. = $ 3.77/m^3

I.5.- Cargo por pobladores (mano de obra)

Cuadrilla:

1 Poblador	a	$ 72.50/turno	$72.50
2 Cargadores	a	$ 48.00/turno	96.00
1 Ayudante	a	$ 33.60/turno	33.60
			$202.10/turno

- La cuadrilla es suficiente para la producción de las 6 perforadoras, incluida la eficiencia E=0.70 de la misma.
  Producción 70 m^3/h x 8 h turno = 560 m^3/turno $ 0.36/m^3
- Cargo $ 202.10/turno/560 m^3/turno

CARGO POR AFLOJE $ 8.59/m^3

II.- REMOCION Y CARGA CON PALA MECANICA: (maquinaria)

II.1.- Cargo por maquinaria.

- Ciclo de pala mecánica de $1^1/2$ yd^3 para angulo de giro de 90° y carrera de excavación de 2.80 m. (carrera óptima 2.13)=28seg.
- Factores de corrección:

Por carrera de excavación $\frac{2.80}{2.13} \times 100 = 130\%$ y giro de 90° $f_c=0.94$

Por abundamiento (observado) $C_a=1.40$

- Producción $R = \frac{V\ Cc}{C_a} \cdot \frac{3600\ seg.}{tc} \cdot E$

$$R = \frac{1.5\ yd^3 x 0.76 m^3/yd^3 x 0.94}{1.40} \times \frac{3600}{28} \times 0.70 = 69\ m^3/h \qquad (1)$$

- Cargo $ 247.04/h/69 m^3/h = $3.58/$m^3$

CARGO POR REMOCION Y CARGA $ 3.58/m^3

III.- ACARREO LIBRE (20 m) CON CAMIONES EUCLID DE (7.5 yd^3) 5.7 m^3 (Incluye, de acuerdo con inciso 9-06.2: acarreo libre, descarga y deposito del material y los tiempos de los vehículos durante la carga y la descarga.)

III.1.- Tiempos del ciclo:

- Carga; 5 bot. x 28 seg. = 140 seg.	=	2.33 mín.
- Maniobras de acomodo en carga, descarga y acarreo libre	=	1.50 mín.
- Tiempo de descarga.	=	0.50 mín.
	Suma t_c	4.33 mín.

III.2.- Verificación de V. 5 bot x 1.5 x 0.76 = 5.7m^3=Capacidad Nom.

III.3.- Producción: $R = \frac{V\ Cc}{C_a} \cdot \frac{60\ min}{t_c} \cdot E$

$$R = \frac{5.7\ m^3 x1}{1.40} \times \frac{60\ min.}{4.33} \times 0.70 = 39.5\ m^3/h.$$

- Para producción pala 69 m^3/h, se requieren $\frac{69\ m^3/h}{39.5 m^3/h}$ =1.75 vehículos 2 vehículos
- Cargo $97.92x2/69 m^3 = $2.84/m^3

CARGO POR ACARREO LIBRE $ 2.84/m^3

IV.- PLANTILLA Y BORDEO. CON TRACTOR EQUIPADO CON BULLDOZER

IV.1.- Producción, incluye tiempos de translado (100 m.prom.) 138 m^3/h

- Cargo $\frac{\$\ 225.89}{138\ m^3}$ = $1.63

CARGO POR PLANTILLA Y BORDEO $ 1.63/m^3

V.- AFINADO DEL CORTE. (MACICE A MANO)

V.1.- Cuadrilla:

1 cabo	$70.00/turno	$ 70.00/turno
10 peones	$33.60/turno	$336.00/turno
	Suma	$406.00

- Producción, durante medio turno macizan el talud atacado en un turno de máquinas.

70 m^3 x 8 horas = 560 m^3

- Cargo $\frac{\$406.00}{2x560m^3}$ = $ 0.36/m^3

CARGO POR AFINE $ 0.36/m^3

VI.- RESUMEN:

VI.1.- CARGO POR CUELE (maquinaria)	$	3.76/m^3
VI.2.- CARGO POR ACERO BARRENACION (herramienta)	$	0.70/m^3
VI.3.- CARGO POR EXPLOSIVOS (materiales)	$	3.77/m^3
VI.4.- CARGO POR POBLADORES (mano de obra)	$	0.36/m^3
VI.5.- CARGO POR REMOCION Y CARGA (maquinaria)	$	3.58/m^3
VI.6.- CARGO POR ACARREO LIBRE (maquinaria)	$	2.84/m^3
VI.7.- CARGO POR PLANTILLA Y BORDEO (maquinaria)	$	1.63/m^3
VI.8.- CARGO POR AFINE (mano de obra)	$	0.36/m^3
COSTO DIRECTO	$	17.00/m^3
INDIRECTOS 35% (conc.)	$	5.95/m^3
COSTO CON INDIRECTO	$	22.95/m^3
UTILIDAD 10% (Conc.)	$	2.30
COSTO CON UTILIDAD	$	25.25/m^3
CAMPAMENTOS 2%	$	0.51
O. S. B. R. 1%	$	0.25
PRECIO UNITARIO	$	26.01/m^3

= 2 20 U.S. 38.78
26.01
12.77

M O T O C O N F O R M A D O R A S

VELOCIDADES DE TRANSITO TRABAJANDO		
T I P O D E T R A B A J O	VELOCIDADES EN KM/H	
	MODELOS MEDIANOS	MODELOS PESADOS
LIMPIA DE TERRENOS (Desmonte ligero)	3.0 - 4.0	4.0 - 6.5
EXCAVACION TERRENO SUAVE (Despalme ligero)	3.0 - 6.0	4.0 -10.0
CONSTRUCCION DE CUNETAS	3.0 - 6.0	4.0 -10.0
AFINAMIENTO DE TALUDES	3.0 - 6.0	4.0 -10.0
TRANSPORTE LATERAL DE MATERIAL SUELTO (Acamellonado)	5.5 - 9.0	6.5 -11.5
ESCARIFICADO	3.0 -13.0	4.0 -16.0
EXTENDIDO DE TERRACERIAS EN CAPAS	3.0 - 6.0	4.0 -10.0
CONSERVACION DE CAMINOS (Rastreo)	5.5 - 9.0	6.5 -11.5
MEZCLA DE MATERIALES	9.0 -19.5	10.0 -20.5
ACABADOS O AFINE	4.0 - 5.5	5.5 - 6.5
LIMPIEZA DE NIEVE EN CAMINOS	9.0 -22.0	11.5 -25.0

FACTOR APLICABLE A VELOCIDAD MEDIA (VUELTAS)

CONDICION OBRA	FACTOR "C"
EXCELENTE	0.85
BUENA	0.75
MEDIA	0.60
MALA	0.50

E.T.L.

CAPACIDAD DE DIFERENTES QUEBRADORAS DE QUIJADA, EN TONELADAS DE ROCA POR HORA

CARACTERISTICAS DE LA QUEBRADORA			AJUSTE DE LA ABERTURA DE DESCARGA EN PULGADAS										
AMAÑO - ULGADAS (1)	r.p.m. Máx.	H. P. Máx.	1	$1^1/_2$	2	$2^1/_2$	3	4	5	6	7	8	9
) x 16	300	15	10.0	14.5	18.1								
) x 20	300	20	12.7	18.1	22.7	30.8							
; x 24	275	30	-	24.5	30.8	38.1	45.4						
; x 30	275	40	-	29.9	39.0	48.1	56.2						
3 x 36	250	60	-	41.7	55.3	69.9	84.4	113.4					
1 x 36	250	75	-	-	69.9	86.2	103.4	136.1	175.0				
) x 42	200	100	-	-	-	113.4	136.1	181.4	226.8	272.2			
; x 42	175	115	-	-	-	127.0	145.1	181.4	226.8	272.2	296.0		
; x 48	160	125	-	-	-	136.1	158.8	204.1	249.5	294.8	340.2		
! x 48	150	150	-	-	-	149.7	172.4	226.8	272.2	317.5	362.9	408.2	
3 x 60	120	180	-	-	-	-	199.6	254.0	308.4	362.9	408.2	453.6	499.0
; x 72	95	250	-	-	-	-	-	285.8	344.7	408.2	467.2	526.2	580.6

NOTAS:- (1) El tamaño así expresado, corresponde a la abertura de las quijadas, medida perpendicularmente a la muela y al ancho de las muelas, respectivamente.

Peso volumétrico de la roca 1,600.00 Kg/M^3.

QUEBRADORAS DE CONOS, TIPO SYMONS, CAPACIDADES EN TONELADAS POR HORA (P. V. 1600 KG/M³)

Tamaño (a) pies	Velocidad a Plena Carga r. p. m.	Potencia Requerida H. P.	Dimensión de la Abertura de alimentación (")	Ajuste mínimo de la descarga (")	Dimensión de la Abertura de Descarga (")										
					1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2
2	575	25 - 30	2 1/2	1/4	13.6	18.1	22.7	27.2	31.8						
			3 1/2	3/8		18.1	22.7	27.2	31.8	36.3	40.8	45.4	54.4		
3	580	50 - 60	3 7/8	3/8		31.8	36.3	49.9	63.5	68.0					
			5 1/8	1/2			36.3	49.9	63.5	68.0	72.6	77.1	81.6	86.2	
4	485	75 -100	5	3/8		54.4	72.6	90.7	108.9	122.5	136.1				
			7 3/8	3/4					108.9	122.5	136.1	154.2	160.6	167.8	
1/2	485	125 -150	4 1/2	1/2			90.7	113.4	127.0	136.1					
			7 3/8	5/8				113.4	127.0	136.1	145.1	158.8			
			9 1/2	3/4					127.0	136.1	145.1	158.8	167.8	172.4	
/2	435	150 -200	7 1/8	5/8				145.1	181.4	213.2	249.5				
			8 5/8	7/8						213.2	249.5	272.2	308.4	340.2	408.2
			9 7/8	1							249.5	272.2	308.4	340.2	408.2
7	435	250 -300	10	3/4					299.4	353.8	408.2	508.0	544.3		
			11 1/2	1							408.2	508.0	544.3	725.7	
			13 1/2	1 1/4								508.0	544.3	725.7	216.15

a) .- El tamaño de la máquina está dado por el diámetro del cono interior a la salida del material, en pulgadas. Estas máquinas se usan en trituraciones Secundarias y Terciarias.

CAPACIDADES DE MOLINOS DE RODILLOS LISOS EN TONELADAS METRICAS DE ROCA POR HORA

CARACTERISTICAS DEL MOLINO			ANCHO DE LA ABERTURA ENTRE RODILLOS EN PULGADAS						
TAMAÑO EN PULGADAS-(1)	VELOCIDAD EN r. p.m.	POTENCIA REQUERIDA H. P.	1/4	1/2	3/4	1	$1^1/2$	2	$2^1/2$
16 x 16	120	15 - 30	13.6	27.2	36.3	49.9	77.1	104.3	127.0
24 x 16	80	20 - 35	13.6	27.2	36.3	49.9	77.1	104.3	127.0
30 x 18	60	50 - 70	13.6	27.2	40.8	59.0	86.2	113.4	140.6
30 x 22	60	60 - 100	18.1	36.3	49.9	68.0	104.3	140.6	172.2
40 x 20	50	60 - 100	18.1	31.8	45.4	63.5	95.3	122.5	158.8
40 x 24	50	60 - 100	18.1	36.3	54.4	77.1	113.4	149.7	190.5
54 x 24	40	125 - 150	21.8	43.5	64.4	86.2	130.6	174.2	217.7

NOTA: (1) El primer número corresponde al diámetro de los rodillos y el segundo número corresponde al ancho de los mismos.

Peso volumétrico de la roca 1,600.00 Kg/M^3.

PRODUCCION POR PIE CUADRADO DE MALLA, CRIBA VIBRATORIA EN TONELADAS, E=0.85

TIPO DEL MATERIAL (Peso Vol. Supuesto)	ABERTURA DE MALLA EN PULGADAS												
	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
TRITURADO (1,600 kg/m³)	0.45	0.82	1.09	1.27	1.45	1.54	1.72	1.91	2.45	2.81	3.08	3.36	3.6
NATURAL (GRAVAS) (1,600 kg/m³)	0.73	0.91	1.27	1.54	1.72	1.91	2.18	2.27	2.90	3.36	3.63	3.99	4.
ESCORIA TRITURADA (2,160 kg/m³)	0.54	1.00	1.36	1.54	1.72	1.91	2.18	2.27	2.90	3.36	3.63	3.99	4.

Para aplicar a cribas rotatorias, considerar como ancho efectivo un tercio del diámetro del cilindro.

Para lavar agregados se requieren, en promedio, 50 litros de agua por minuto, por m^3 de material producido por hora.

El cálculo de la capacidad de producción por malla es igual a la superficie de la malla en pies cuadrados, multiplicada por la producción unitaria proporcionada por la tabla, y debe corregirse multiplicandola por los factores de corrección a, b, c y d.

Factor "a".- Corrección por la posición de la malla en la criba:

Superior	a	=	1.00
Segunda	a	=	0.90
Tercera	a	=	0.80
Cuarta	a	=	0.60

Factor "b".- Corrección por uso de chiflones de agua sobre las mallas; de acuerdo con abertura:

Abertura	3/16"	b	=	3.50
Abertura	5/16"	b	=	3.00
Abertura	3/8"	b	=	2.50
Abertura	1/2"	b	=	1.75
Abertura	1" o más	b	=	1.25

actores "c" y "d".- Corrección por porcentajes de tamaños: menor que la mitad de la abertura de la malla y mayor que la abertura de la malla.

Porcentaje de agregado Menor	Factor "c"	Porcentaje de agregado Mayor	Factor "d"
10	0.5	10	1.05
20	0.7	20	1.00
30	0.8	30	1.00
40	1.0	40	0.95
50	1.2	50	0.90
60	1.4	60	0.85
70	1.8	70	0.80
más de 70	1.8	80	0.70
		90	0.60
		92	0.50
		94	0.44
		96	

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

XV CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL
DE LA SAHOP

ANALISIS DE COSTOS
PROBLEMAS

ING. ISAAC LOPEZ RUIZ
NOVIEMBRE, 1977

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

COMISION DE PRECIOS UNITARIOS.
OFICINA TECNICA.

MAQUINA: Tractor Cat D8 con Bulldozer

Capacidad _____ Motor Diesel Potencia 270 HP a _____ RPM.

Precio actual de la máquina $ 1'576 965.00 Meses en el año _____

Precio de las llantas $ _____ Turnos diarios de 8 horas 2

Diferencia $ _____ Horas efectivas por mes _____

Horas efectivas de vida 12 000 Horas efectivas por año 2000

Valor de rescate 20 % $ 315,393.00 Años 6

	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
CARGOS FIJOS	Depreciación	$=\frac{Va-Vr}{Ve}$	$\frac{1576\,965.00-315\,393.00}{12\,000}$	105.13
	Inversión	$=\frac{Va+Vr}{2Ha}\,i$	$\frac{1576\,965.00+315\,393.00}{2\times 2000}$ 6%	56.77
	Seguros	$=\frac{Va+Vr}{2Ha}\,s$	$\frac{1576\,965.00+315\,393.00}{2\times 2000}$ 0.01	4.73
	Almacenaje	=Ka D	0.01 × 105.13	1.05
	Mantenimiento	=Q D	1 × 105.13	105.13
272.81	78 %			
CONSUMOS	Combustibles	=c Pc	40 × 0.77	30.80
	Lubricantes	=a Pl	0.57 × 11.00	6.35
	Llantas	$=\frac{Vll}{Hr}$		
37.15	11 %			
	Operación	$=\frac{Sa}{H}$	Operador 167.94 Ayudante 65.15 233.09 ÷ 6	38.85
38.85	11 %		TOTAL	348.78

Nomenclatura

Va = Valor de adquisición de la máquina
Vr = Valor de rescate de la máquina
Ve = Vida económica de la máquina en horas
Ha = Número de horas efectivas de trabajo de la máquina en un año.
s = Prima anual expresado como fracción
Ka = Coeficiente calculado o experimental
D = Depreciación por hora efectiva de trabajo
Q = Coeficiente experimental
c = Cantidad necesaria de combustible por hora efectiva de trabajo
Pc = Precio unitario de combustible puesto en la máquina
a = Cantidad de aceite necesario por hora efectiva de trabajo.
Pl = Precio unitario del aceite puesto en la máquina
Vll = Valor de adquisición de las llantas
Hr = Vida económica de las llantas en horas
Sa = Salario por turno del personal necesario para operar la máquina
H = Horas trabajadas por la máquina en el turno.

HSV/eop.

COSTO DE HORA MAQUINA

Valor de Adquisición	= 739,505.00
Horas de Vida	= 10 000
Valor de rescate 20%	= 147 901.00

Descripción Cargador frontal Sa[illegible] oruga Cat 955 de 1 3/4 y Motor diesel de 113,0 H.P.

	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARI[illegible]
CARGOS FIJOS	Depreciación	$= \frac{Va - Vr}{Ve}$	$\frac{739,505.00 - 147,901.00}{10\ 000}$	59.
	Inversión	$\left(\frac{Va + Vr}{2\,Ha}\right) i$	$\frac{739\,505.00 + 147,901.00}{2 \times 2000} - 0.12$	26.
	Seguros	$\left(\frac{Va + Vr}{2\,Ha}\right) s$	$\frac{739\,505.00 + 147,901.00}{2 \times 2000} - 0.01$	2.
	Almacenaje	$= Ka\ D$	0.0825×59.16	3.
147.90	Mantenimiento	$= Q\ D$	1×59.16	59.
CONSUMOS	Combustibles	$= c\ Pc$	17×0.77	13
	Lubricantes	$= a\ Pl$	0.34×11.09	3.
16.86	Llantas	$= \frac{Vll}{Hv}$		
96.21	Operación	$= \frac{Sa}{H}$	Operador $152.13 Ayudante 65.15 $217.28 ÷ 6	36.
			TOTAL	200.

Va = Valor de adquisicion de la máquina.
Vr = Valor de rescate de la máquina.
Ve = Vida económica de la máquina en horas.
Ha = Número de horas efectivas de trabajo de la máquina en un año.
i = Tasa de interés anual en vigor expresada como fracción.
s = Prima anual expresada como fracción.
Ka = Coeficiente calculado o experimental.
D = Depreciación por hora efectiva de trabajo
Q = Coeficiente experimental.
c = Cantidad necesaria de combustible por

Pc = Precio unitario de combustible puesto en la máquina.
a = Cantidad de aceite necesario por hora efectiva de trabajo.
Pl = Precio unitario del aceite puesto en la máquina.
Vll = Valor de adquisición de las llantas.
Hv = Vida económica de las llantas en horas.
Sa = Salario por turno del personal necesario para operar la máquina.
H = Horas trabajadas por la máquina en el turno.

Camión de volteo Ford F 600 de 6.13

	Zona 1
10.67	1.60
5.48	5.48
0.46	0.46
0.74	0.74
6.00	0.90
2.22	0.11
14.29	14.29
	+ 23.58

COMISION DE PRECIOS UNITARIOS.
OFICINA TECNICA.

MAQUINA: Camión de volteo Ford F-600

Capacidad 6 m3 Motor Gasolina Potencia 200 HP a 4 200 RPM.

Precio actual de la máquina $ 152 117.00 Meses en el año ____

Precio de las llantas $ 15 013.44 Turnos diarios de 8 horas ____

Diferencia $ 137 103.56 Horas efectivas por mes ____

Horas efectivas de vida 12 000 Horas efectivas por año ____

Valor de rescate 20 % Años ____

	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
CARGOS FIJOS	Depreciación	$=\frac{Va-Vr}{Ve}$	$\frac{137\,103.56 - 30\,423.60}{12\,000}$	10.67
	Inversión	$=\frac{Va+Vr}{2Ha}\,i$	$\frac{152\,117.00 + 30\,423.60}{2 \times 2000}\,0.12$	5.48
	Seguros	$=\frac{Va+Vr}{2Ha}\,s$	$\frac{152\,117.00 + 30\,423.60}{2 \times 2000}\,0.01$	0.46
	Almacenaje	=Ka D	0.069 × 10.67	0.74
	Mantenimiento	=Q D	0.80 × 10.67	8.54
25.89	27 %			
COMBUSTIBLES	Combustibles	=c Pc	0.10 × 200 Hp × 2.37	47.40
	Lubricantes	=a Pl	(5/100 + 0.0075 × 20) 11.00	2.27
	Llantas	$=\frac{Vll}{Hv}$	6 (10.00 × 20) 125 / 1000	
55.62	5 %		6 (2 154.00 + 20 700.00 + 45) 1.04	6.65
	Operación	$=\frac{Sa}{H}$	$\frac{\$15\,013.44 \div 2500}{6}$ = $\frac{\$85.72}{6}$	14.29
14.29	15 %		TOTAL	95.80

Nomenclatura

Va = Valor de adquisición de la máquina
Vr = Valor de rescate de la máquina
Ve = Vida económica de la máquina en horas
Ha = Número de horas efectivas de trabajo de la máquina en un año.
s = Prima anual expresado como fracción
Ka = Coeficiente calculado o experimental
D = Depreciación por hora efectiva de trabajo
Q = Coeficiente experimental
c = Cantidad necesaria de combustible por hora efectiva de trabajo
Pc = Precio unitario de combustible puesto en la máquina
a = Cantidad de aceite necesario por hora efectiva de trabajo.
Pl = Precio unitario del aceite puesto en la máquina
Vll = Valor de adquisición de las llantas
Hr = Vida económica de las llantas en horas
Sa = Salario por turno del personal necesario para operar la máquina
H = Horas trabajadas por la máquina en el turno.

HSV/ecg.

COSTO DE HORA MAQUINA

Valor de Adquisición = 739,505.00
Horas de Vida = 10 000
Valor de rescate 20% = 147 901.00

Descripción Cargador frontal/Sa
oruga Cat 955 de 1 3/4
Motor diesel de 113.0 H.P.

	CARGO	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARI
CARGOS FIJOS	Depreciación	$= \frac{Va - Vr}{Ve}$	$\frac{739,505.00 - 147,901.00}{10\ 000}$	59.
	Inversión	$\left(\frac{Va + Vr}{2\,Ha}\right) i$	$\frac{739,505.00 + 147,901.00}{2 \times 2000}$ 0.12	26.
	Seguros	$\left(\frac{Va + Vr}{2\,Ha}\right) s$	$\frac{739,505.00 + 147,901.00}{2 \times 2000}$ 0.01	2.
	Almacenaje	$= Ka\ D$	0.0025×59.16	0.
147.90	Mantenimiento	$= Q\ D$	1×59.16	59.
CONSUMO	Combustibles	$= c\ Pc$	17×0.77	13.
	Lubricantes	$= a\ Pl$	0.34×11.09	3.
16.96	Llantas	$= \frac{Vll}{Hv}$		
36.21	Operación	$= \frac{Sa}{H}$	operador $152.13 Ayudante 65.15 217.28 ÷ 6	36.
			TOTAL	206.

Va = Valor de adquisicion de la máquina.
Vr = Valor de rescate de la máquina.
Ve = Vida económica de la máquina en horas.
Ha = Número de horas efectivas de trabajo de la máquina en un año.
i = Tasa de interés anual en vigor expresada como fracción.
s = Prima anual expresada como fracción.
Ka = Coeficiente calculado o experimental.
D = Depreciación por hora efectiva de trabajo
Q = Coeficiente experimental.
c = Cantidad necesaria de combustible por
Pc = Precio unitario de combustible puesto en la máquina.
a = Cantidad de aceite necesario por hora efectiva de trabajo.
Pl = Precio unitario del aceite puesto en la máquina.
Vll = Valor de adquisición de las llantas.
Hv = Vida económica de las llantas en horas.
Sa = Salario por turno del personal necesario para operar la máquina.
H = Horas trabajadas por la máquina en el turno.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

XV CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL DE LA S A H O P

P L A N E A C I O N

ING. JOSE ZARCO MASETTO

NOVIEMBRE, 1977

OBJETIVOS DEL CURSO DE PLANEACION

El objetivo primordial del Curso de Planeación es proporcionar a los alumnos los fundamentos de esta disciplina y despertar la inquietud de profundizar más sobre el tema, posteriormente, ya sea por propia cuenta o en estudios postgrado.

El propósito del curso es poner de manifiesto la necesidad y la utilidad de la planeación en el ejercicio de la profesión, mediante el proporcionamiento de criterios fundamentales, principios, métodos, formas y limitaciones para la formulación, discusión, aprobación, ejecución y control de los planes y programas relacionados tanto con el desarrollo económico y social del país como con los proyectos y las obras de ingeniería.

Para tal fin en el curso se enmarca la planeación, dentro la problemática actual y futura del desarrollo económico y social de diversos países del mundo, haciendo énfasis especial en los problemas que, a ese respecto, se presentan en nuestro país.

Para ello es necesario profundizar en el análisis de los principales agregados macroeconómicos, mediante el conocimiento del manejo y organización de datos que permitan efectuar diagnósticos y pronósticos

...

relacionados con las ac ividades económicas del país, mismos que se contemplan en el conjunto de las Cuentas Nacionales. También, con esta herramienta, se pretende examinar experiencias y mecanismos de planeación nacional, sectorial y regional; discutir temas relacionados con la programación y el financiamiento del desarrollo económico así como los problemas de formación de capital y las técnicas básicas de la evaluación de proyectos, la programación de inversiones y la preparación de presupuestos.

Esta formación permitirá al asistente al curso tener una visión amplia y objetiva de los problemas en cuya solución participe; le proporcionará los instrumentos indispensables para realizar una selección adecuada de los medios y las alternativas para lograr los objetivos más convenientes en cuanto al desarrollo socioeconómico; le proporcionará elementos para una mejor participación en la preparación y forma de decisiones y le permitirá obtener un razonamiento coherente y sistemático para obtener el mejor aprovechamiento de los recursos disponibles.

PROGRAMA DEL CURSO DE PLANEACION

I DEFINICION Y ALCANCE DEL CONCEPTO DE PLANEACION.

1) La planeación como antecedente y primer paso de la acción. El plan como instrumento de previsión. El plan como ins--- trumento de orientación económico. Relación entre planeación y programación. Planes y programas sectoriales y nacionales. Los planes indicativos; los planes imperativos.

2) Mecanismo de la planeación. Información básica. Definición de metas. Proyectos de inversión. Evaluación de proyectos. Programas de inversión.

II EL CAMPO DE LA PLANEACION.

El desarrollo económico y su medición. Indicadores del subdesarrollo. Los cuellos de botella del subdesarrollo. La inversión.- La ingeniería y su relación con las inversiones y con el desarrollo.

III LOS ELEMENTOS DE LA PLANEACION.

A.- Contabilidad Nacional.

1) Las cuentas de las empresas, familias, gobierno. La consolidación de cuentas. Las cuentas del producto y del ingreso. Balanza comercial. Balanza de pagos. Valor agregado.

2) El modelos de insumo-producto. La proyección de la demanda global.

3) La Contabilidad a precios Constantes.

B.- Los Proyectos de Inversión y su Evaluación.

1) Análisis del mercado, tamaño y localización. Ingeniería - del proyecto. Financiamiento de los proyectos. Presupuesto de ingresos y gastos. Cuentas de fuentes y usos de -- fondos.

2) Los criterios de evaluación. Punto de vista empresarial. - Punto de vista colectivo.

3) Precios de mercado y costos sociales. Concepto de actualización.

4) Rentabilidad, Relación beneficio-costo. Relación producto-capital.

IV ORGANISMOS DE PLANEACION.

Función y estructura del organismo de planeación. Relación con - las otras dependencias gubernamentales. Relación con los organismos privados.

BIBLIOGRAFIA

J. Tinbergen	La Planeacion del Desarrollo
R. Barre	El Desarrollo Económico
M. Balboa	Contabilidad Social
CEPAL	Manual de Proyeccion de Desarrollo.
P. Bauchet	La Planification Francaise

GENERALIDADES SOBRE PLANEACION

En el mundo actual, tanto las personas como las entidades públicas y privadas, están continuamente sujetas a problemas de elección. Ello implica tomar decisiones con frecuencia, con base en algún razonamiento que en muchas ocasiones suele ser intuitivo. Algunas decisiones pueden ser poco importantes en el sentido de que sus consecuencias no tienen mayor trascendencia; otras, sin embargo, deberán tomarse con mayor cuidado por los efectos que pueden tener sobre alguna persona o sobre un conjunto de personas e inclusive sobre el propio país o el mundo.

En efecto, ¿qué mayor trascendencia pueden tener las decisiones de elegir entre usar la corbata roja o la azul, el viajar en el propio automóvil o en el metro, el hacer un viaje a Europa o a Sudamérica? En todo caso, una decisión de este tipo afecta a la propia persona que elige. Pero hay otro tipo de elecciones que afectan a un gran número de personas y de intereses y que si se toman en forma intuitiva pueden traer graves consecuencias. Por ejemplo, declarar, o no, la guerra a otro país; devaluar, o no, la moneda; realizar inversiones productivas o improductivas, etc.

Cuando se habla de problemas de elección se sobreentiende que existen al menos dos alternativas posibles, pero en ocasiones pueden ser más. Lo importante será hacer la elección más adecuada desde un determinado punto de vista.

Ello quiere decir que es fundamental tener muy presente, al momento de preparar la elección, el o los objetivos que se tratan de cumplir. Por ejemplo, si uno de los objetivos del Gobierno Federal es reducir la desocupación en México, al comparar la posibilidad de construir un tramo de carretera troncal con la de hacer cinco caminos de mano de obra, pudiera ser que invertir dinero en la primera alternativa fuera más productivo, desde el punto de vista económico, que hacerlo en la segunda; sin embargo, la primera tendría otros objetivos distintos al de reducir el desempleo. Ello pone de manifiesto que no siempre la alternativa óptima es la mejor.

Aclarado este punto, surge la pregunta: ¿cómo elegir la mejor alternativa para el logro de un determinado objetivo?

De acuerdo con la importancia de la decisión que se va a tomar, será preciso contar con los "Elementos de Juicio" suficientes para llevar a cabo la elección adecuada.

Para ello existen actualmente técnicas que permiten ofrecer a quien toma las decisiones, los elementos de juicio que son necesarios para hacer una buena elección.

Después de este preámbulo muy informal, en el que se pretende destacar la importancia de la toma de decisiones en forma racional, pasemos a tratar de explicar los antecedentes de las técnicas mencionadas.

Cuando se terminó la segunda guerra mundial, varios de los países que en ella intervinieron, se encontraban con su equipo productivo fuertemente dañado; pese a ello, países como Japón, Francia, Alemania y otros, se organizaron de forma tal que en pocos años lograron no solamente alcanzar los niveles de producción que tenían con anterioridad al conflicto armado, sino superarlos en forma importante.

Por otra parte, los países pobres o subdesarrollados, observando ese fenómeno, captaron que era posible lograr un desarrollo económico en poco tiempo. También el rápido desarrollo de las comunicaciones y de los medios de comunicación, dió a conocer a muchas gentes y países que cada día eran más acentuadas las diferencias entre los países ricos y los países pobres, y que si no se tomaban algunas importantes medidas de acción, la situación tendería a empeorar.

Al observar el desarrollo acelerado que habían logrado en poco tiempo países que fueron casi destruidos por la guerra, se tuvo el convencimiento de que era posible planear el desarrollo económico, para lograr un incremento constante en el nivel de bienestar de la población, evitando los errores y desperdicios que se tuvieron en el pasado.

¿ Cómo planear, pues, el desarrollo económico de un país ?

Fundamentalmente, habrá que partir de proporcionar las bases para la actividad económica. Para ello es preciso, entre otras acciones, realizar una serie de inversiones fundamentales básicas, e inversiones de infraestructura como son: las vías de comunicación, las grandes obras de irrigación, las industrias básicas, el abastecimiento de agua y energía, etc.

Por otra parte, habrá que ordenar y programar las actividades básicas de cada uno de los sectores de la economía. Todo ello nos conduce a la idea de Planeación.

La Planeación puede definirse de muy diversas maneras; nosotros la entendemos como un proceso de análisis documentado, sistemático y tan cuantitativo como sea posible, previo al mejoramiento de una determinada situación, así como el ordenamiento de las acciones conducentes a dicho mejoramiento.

En un proceso de Planeación, se presentan las siguientes etapas:

- Conocimiento de la situación que se pretende cambiar.
- Formulación de un plan, lo cual constituye un objetivo.
- Fijación de metas.
- Planteamiento de alternativas o modelos.
- Evaluación de alternativas y presentación de elementos de juicio que valoren las consecuencias de la proposición.
- Formulación de un programa, lo cual implica una toma de decisión.
- Control del desarrollo de las actividades y confrontación de los resultados con las hipótesis previamente establecidas.
- Modificaciones al plan original y retroalimentación del mismo.

La Planeación así definida, puede cubrir diversos campos, e ir de lo local a lo nacional, o de lo sectorial a lo integral.

Planeación
- Nacional o Integral (de un conjunto)
- Local o Sectorial (de un sector)

En cuanto a su forma de realizarse, puede ser indicativa o imperativa. La indicativa tiende a fijar los medios y las acciones propuestas, sin cohibir las libertades humanas, ya que procura el logro de los objetivos deseados encauzando las acciones de tal forma que no se afecte en forma importante la libertad de actuar de los individuos. En ella, el gobierno sólo actúa en algunos sectores y las empresas son propiedad de particulares. (Países Democráticos).

La Planeación Imperativa, en cambio, trata de llegar a metas determinadas tomando medidas drásticas, aún cuando sea necesario restringir totalmente la libertad de acción de las personas, controla todos los sectores y las empresas son propiedad del gobierno, o están controladas por él. Este caso se presenta en los países comunistas o totalitarios.

En la primera etapa de la Planeación, se pretende el conocimiento de la situación que se desea cambiar. Difícilmente podrá pensarse en mejorar un estado de cosas si no se conoce lo que ha estado pasando y lo que podría ocurrir

en el futuro si no se cambian las tendencias actuales. Para ello es preciso efectuar un diagnóstico de la situación actual. Lo anterior puede hacerse mediante un análisis de los datos estadísticos que sobre las actividades económicas del país se tengan registrados. Ese acervo de datos, ordenados conforme a ciertas reglas, para obtener algunos conceptos macroeconómicos fundamentales, se manifiesta en las llamadas Cuentas Nacionales o Contabilidad Nacional.

LA CONTABILIDAD NACIONAL

En el mundo actual resulta evidente la diferencia en los niveles de bienestar entre los países desarrollados y aquellos que, en términos generales, pueden calificarse como pobres.

La riqueza, y consecuentemente el nivel de vida, se acrecienta día con día en el grupo formado por los primeros, en tanto que, aparentemente en forma fatídica, la pobreza se acentúa en el grupo de los segundos.

Los países pobres, conscientes de la situación desfavorable en que se encuentran, tratan de tomar, con ayuda de los avances tecnológicos actuales, algunas medidas que, en forma relativamente rápida, los conduzcan hacia un desarrollo económico que permita incrementar su riqueza y mejorar las condiciones de vida de sus pobladores.

Cada día, especialmente por el gran desarrollo que han tenido los medios de comunicación en las últimas décadas, crece el deseo entre las gentes mas necesitadas de tener una mejor manera de vivir y de contar con mayores ingresos, mejores servicios sociales y los satisfactores que correspon den a las necesidades de la época presente.

Durante mucho tiempo prevaleció la idea de que el desarrollo económico se producía en forma natural, sin que fuera posible incrementar su tendencia. Sin embargo, especialmente después de terminada la segunda guerra mundial, el rápido progreso logrado por países que habían perticipado en ella, a pesar de que tenían un equipo productivo total o parcialmente destruído,

confirmó la certeza de que aún países con escasos recursos naturales y productivos podrían iniciar o acelerar el proceso de su desarrollo.

Actualmente existe la seguridad de que el desarrollo puede promoverse y planearse para evitar los errores y desperdicios que se tuvieron en el pasado.

En efecto, a primera vista parecería razonable procurarlo siguiendo los mismos pasos de los países actualmente industrializados. Sin embargo, al analizar a fondo lo acontecido en ellos, se caería en cuenta de que tomar esas mismas medidas conduciría a un proceso lento, descontrolado por la poca ingerencia del Gobierno en las acciones y con fuertes desperdicios en el uso de los recursos disponibles.

En épocas pasadas las decisiones se tomaban en forma intuitiva y las acciones económicas estaban regidas por un gran número de empresarios que actuaban en forma individual, sin preocuparse por los beneficios de orden colectivo.

Actualmente, para planear el desarrollo de un país se toman en cuenta tres aspectos de suma importancia: la disponibilidad de recursos de todo tipo y su optima utilización, la infraestructura necesaria para las actividades económicas y las posibles fuentes de financiamiento; sobre estos puntos de partida se pueden establecer criterios de tipo general como medidas previas a los estudios de planeación, tal como se verá posteriormente.

....

CARACTERISTICAS DEL DESARROLLO

El concepto de desarrollo económico implica siempre cierta relatividad; no se puede asegurar, en forma absoluta, que un país sea totalmente desarrollado o subdesarrollado. Aún dentro de los países mas industrializados existen zonas o núcleos de población que no participan del desarrollo general del país. Probablemente una nación considerada en nuestra época como subdesarrollada, tenga una situación económica mejor que algunos países florecientes en el siglo XVII.

Sin embargo, es posible calificar el subdesarrollo de un país con base en ciertas características de tipo general.

Como primera medida de comparación se acostumbra tomar el ingreso medio per cápita, que resulta de dividir el valor del ingreso nacional entre el número de habitantes. Este solo indicador muestra el grado de avance del país, pero no la distribución de los ingresos; en efecto, suele suceder que la mayor parte de los ingresos se concentre en un grupo pequeño de habitantes y que la mayor parte de las personas de la nación tengan un ingreso reducido.

Otras características que coinciden en los países de bajo desarrollo pueden clasificarse en dos grupos: características propiamente ligadas con la economía y características de carácter general.

A continuación se mencionan las principales de cada uno de esos grupos.

Características Económicas;

Exportación de materias primas no industrializadas.

Importación de bienes de consumo.

Pocas obras de infraestructura.

Baja capacidad de ahorro e inversión.

Baja capacidad de consumo.

Características Extraeconómicas:

Natalidad muy alta.

Mortalidad con tendencia a decrecer.

Pobreza y subalimentación.

Población dedicada a actividades primarias (Agricultura, Ganadería, Minería).

Baja proporción de población económicamente activa.

Condición inferior de la mujer.

Ausencia de la clase media.

Bajo índice de educación.

Poca diversificación en la producción.

Inestabilidad en la producción de materias primas.

Mala distribución del ingreso.

Baja disponibilidad de servicios sociales.

Las economías subdesarrolladas encuentran serias dificultades para salir de esa situación, debido principalmente al bajo ingreso que se refleja en una baja capacidad de ahorro. Ello impide realizar inversiones que permitan incrementar la producción. No hay capacidad productiva por falta de equipos y, como consecuencia, no es posible aumentar los ingresos.

Ante esta situación pueden proponerse algunas acciones de inmediato para iniciar el desarrollo, como son:

- Reducir el consumo, o al menos sostenerlo al mismo nivel, para que por medio del ahorro se logren obtener los fondos para poder realizar inversiones. Se puede pensar en un sistema impositivo para bienes de consumo nacionales o extranjeros.

- Importar capitales, consiguiendo préstamos de otros países y dar facilidades a los inversionistas extranjeros, con ciertas restricciones. Lo anterior permite incrementar la producción de bienes y servicios, así como las fuentes de trabajo; consecuentemente se aumentan también los ingresos.

- Establecer un sistema de impuestos progresivos, con objeto de aumentar los ingresos del gobierno y permitirle realizar más inversiones, principalmente en obras de infraestructura.

- Modificar la distribución de la tierra.

- Diversificar los productos de exportación.

- Mejorar el aprovechamiento de los recursos naturales.

- Tecnificar la producción agrícola e industrial y capacitar técnicos nacionales.

- Realizar los proyectos que sean más rentables a corto plazo.

CONTABILIDAD NACIONAL

Para iniciar o acelerar el proceso de desarrollo será conveniente, además, planear ciertas acciones que tengan incidencia directa en el desarrollo de las actividades económicas a nivel nacional. Para ello, como primer paso, deberá efectuarse un diagnóstico de lo que ha acontecido en el pasado, mediante el análisis de algunos conceptos macroeconómicos, tales como: la producción, el producto, el ingreso y otros, relacionados con la distribución, acumulación y el reparto de la riqueza.

Esto se lleva a cabo mediante el análisis de datos estadísticos que resumen las actividades económicas del país, ordenados de tal forma que permitan cuantificar los conceptos macroeconómicos mencionados, lo que constituye propiamente la contabilidad nacional.

Así pues, la contabilidad nacional es la representación, según un cuadro contable riguroso, del conjunto de informaciones cifradas relativas a la actividad económica del país. Dicho en otra forma, es el conjunto de las diversas estadísticas sobre el producto, el ingreso y otros conceptos macroeco

nómicos, presentados en cuadros conforme a ciertas reglas.

La contabilidad nacional es la base para hacer el diagnóstico y el pronóstico de la economía y su objeto es contar con datos que permitan hacer estudios de síntesis, comparaciones y proyecciones, así como proponer acciones relacionadas con las actividades de la economía.

Los elementos fundamentales de la actividad económica son las transacciones, entendidas como tales las compras o ventas de bienes y servicios, los pagos y cobros de salarios e impuestos, las donaciones y las compras y ventas de valores. En las transacciones intervienen a su vez tres elementos:

1. Los sujetos de las actividades económicas, llamados entidades o agentes.

2. Las propias transacciones que realizan esos sujetos.

3. Los objetos económicos que intervienen en esas transacciones, que son los bienes y servicios que se desplazan entre las entidades.

Por otra parte, se registran separadamente las transacciones efectuadas dentro del país y las que se llevan a cabo con el "resto del mundo".

Los agentes se conjuntan en tres grupos, de acuerdo a sus características propias:

1. Las familias: consumen y proporcionan factores de producción. (Capital y Mano de Obra).

2. Las empresas: producen bienes y servicios para su venta, y su finalidad primordial es lograr utilidades.

3. El gobierno: produce servicios públicos colectivos que no son objeto de transacciones comerciales.

Las transacciones pueden ser de diversos tipos: reales o financieras, unilaterales o bilaterales. En las reales intervienen bienes y servicios; en las financieras bonos, títulos de propiedad, etc.

Las transacciones unilaterales se refieren a los donativos y transferencias, en tanto que en las bilaterales se registran las compras y ventas de bienes y servicios.

Los objetos de las transacciones pueden ser reales (mercancías o bienes y servicios) y financieros (dinero, títulos de propiedad, acciones, bonos).

El registro de las transacciones económicas, arreglado conforme a ciertas reglas, permite formar diversos tipos de cuentas, de acuerdo con el objetivo que se persiga.

En el cuadro adjunto se muestran cinco tipos de cuentas.

CUENTAS NACIONALES

SISTEMAS DE CUENTAS	OBJETIVOS	
1. Contabilidad del producto y el ingreso	Obtener una medida del resultado económico del país, a través del consumo, la producción y la inversión.	
2. Cuentas de fuentes y usos de fondos	Mostrar las fuentes de financiamiento de la inversión y el destino de los fondos monetarios	Contabilidad de Flujo
3. Cuadro insumo-producto	Profundizar en el análisis de transacciones de productos intermedios	
4. Balanza de Pagos	Registro de transacciones entre residentes de la economía y residentes del exterior	
5. Balances nacionales	Registro del activo y el pasivo en un momento dado	Contabilidad de Stock

CUENTAS DE LAS FAMILIAS

CUENTA DE UTILIZACION DE INGRESOS

Empleos	Recursos
Compras de las familias a las empresas	Salarios pagados por las empresas a las familias
Impuestos pagados por las familias al gobierno	Salarios pagados por el gobierno a las familias
AHORRO DE LAS FAMILIAS	Réditos pagados por las empresas a las familias
	Utilidades distribuídas por las empresas a las familias

CUENTA DE FORMACION DE CAPITAL

Empleos	Recursos
PRESTAMO DE LAS FAMILIAS A LAS EMPRESAS	AHORRO DE LAS FAMILIAS

CUENTAS DEL RESTO DEL MUNDO

CUENTA DE UTILIZACION DE INGRESOS

Empleos	Recursos
Compras del exterior a las empresas	Ventas del exterior a las empresas
AHORRO DEL EXTERIOR	Utilidades transferidas por las empresas al exterior

CUENTA DE FORMACION DE CAPITAL

Empleos	Recursos
Préstamo del exterior al gobierno	AHORRO DEL EXTERIOR

CUENTAS DE LAS EMPRESAS

CUENTA DE PRODUCCION

Empleos	Recursos
Salarios pagados por las empresas a las familias	Ventas de las empresas a las familias
Réditos pagados por las empresas a las familias	Ventas de las empresas al gobierno
Impuestos indirectos	Ventas de las empresas al exterior
Ventas del exterior a las empresas	Ventas de empresas a empresas, de bienes de capital
Utilidades distribuídas a las familias	Ventas de las empresas al gobierno, de bienes de capital
UTILIDADES DE LAS EMPRESAS	

CUENTA DE UTILIZACION DE INGRESOS

Empleos	Recursos
Utilidades transferidas al exterior	UTILIDADES DE LAS EMPRESAS
AHORRO DE LAS EMPRESAS	

CUENTA DE FORMACION DE CAPITAL

Empleos	Recursos
COMPPAS DE LAS EMPRESAS, DE BIENES DE CAPITAL	AHORRO DE LAS EMPRESAS
	Préstamo de las familias a las empresas

[illegible]

CUENTAS DEL GOBIERNO

CUENTA DE PRODUCCION

Empleos	Recursos
Salarios pagados por el gobierno a las familias	SERVICIOS DEL GOBIERNO
Compras del gobierno, de bienes intermedios	

CUENTA DE UTILIZACION DE INGRESOS

Empleos	Recursos
Servicios del gobierno	Impuestos indirectos
AHORRO DEL GOBIERNO	Impuestos directos

CUENTA DE FORMACION DE CAPITAL

Empleos	Recursos
COMPRAS DEL GOBIERNO, DE BIENES DE CAPITAL	AHORRO DEL GOBIERNO
	Préstamos del exterior al gobierno

CONTABILIDAD NACIONAL

Cuentas del Ingreso y Producto Nacionales

INGRESO

Sueldos y Salarios
Aportaciones del patrón a los servicios sociales.
Ingresos de las familias no constituidas en sociedades de capital.
Utilidades de las empresas, distribuidas a las familias.
Utilidades de las empresas.
Transferencias de las empresas a las familias.
Impuestos directos
Intereses recibidos por las familias
Alquileres.
Ingresos del gobierno procedentes de sus propiedades y empresas.
Ingresos netos de los factores del exterior menos (-) intereses de la deuda pública

= INGRESO NACIONAL: YN

YN = Ingreso neto a costo de los factores.
Provisiones para depreciación
Impuestos indirectos
Menos (-) subsidios

= Ingreso bruto nacional a precios del mercado: YBN (a.p.m.)

PRODUCTO

Consumo Personal
Consumo del gobierno
Inversión bruta fija (bienes de capital)
Variación de existencias
Exportaciones
Menos (-) Importaciones

= Producto bruto interno a precios del mercado: PBI (a.p.m.)

MAS O MENOS (±) Ingresos netos de los factores del exterior.

= Producto bruto nacional a precios del mercado: PBN (a.p.m).

CUENTA DE INGRESOS Y GASTOS DE LAS FAMILIAS

INGRESOS	GASTOS
Sueldos y Salarios Ingresos de las familias no constituidas en sociedades de capital. Dividendos y utilidades distribuidos a las familias. Alquiler y rentas Intereses recibidos por las familias Transferencias de las empresas y del gobierno a las familias.	Consumo personal Aportaciones a los servicios sociales Impuestos directos Transferencias de las familias al gobierno.
Σ = Ingresos Personales.	Σ = Gastos de las familias Ahorro de las familias
	Σ = Ingresos personales.

CUENTA DE INGRESOS Y GASTOS DEL GOBIERNO

INGRESOS	GASTOS
Aportaciones de los patronos a los servicios sociales. Aportaciones de las familias a los servicios sociales. Impuestos directos de las empresas. Impuestos directos de las familias. Impuestos indirectos Ingresos del gobierno procedentes de sus propiedades y empresas. Transferencias de las familias al gobierno.	Consumo del gobierno Subsidios Transferencias del gobierno a las familias Sueldos y salarios pagados por el gobierno. Intereses de la deuda pública
Σ = Ingresos del gobierno	Σ = Gastos del gobierno Ahorro del gobierno
	Σ = Ingresos del gobierno

CUENTA DE AHORRO E INVERSION

AHORRO	INVERSION
Provisiones para depreciación Ahorro de las empresas Ahorro de las familias Ahorro del gobierno Ahorro del resto del mundo	Inversión bruta fija Variación de existencias
Σ = Ahorro total	Σ = Inversión bruta total

CUENTA DEL RESTO DEL MUNDO

Exportaciones Ahorro del resto del mundo.	Importaciones Ingresos netos de los factores del exterior.

Las cuentas nacionales descritas con anterioridad permiten cuantificar conceptos macroeconómicos para la economía en su conjunto; sin embargo, no muestran las interrelaciones que ocurren entre los diversos sectores de la economía. Para ese efecto, se dispone de otro tipo de contabilidad que permite ordenar los datos estadísticos en forma de una matriz y que se conoce con el nombre de matriz insumo-producto.

Esta disposición de datos permite relacionar los flujos tanto de los bienes y servicios de utilización intermedia como de los de utilización final. A los primeros, que en general comprenden las materias y servicios primarios, se les denomina insumos.

Para formular el esquema de insumo-producto, las actividades económicas se agrupan por sectores de actividad, tales como: el sector agropecuario, el industrial, etc., tal como se muestra en el cuadro adjunto.

En el cuadro se muestran dos formas de obtención del valor de la producción bruta total. En una de ellas se llega a la obtención de ese valor, mediante el total del valor de los bienes y servicios de utilización intermedia y aquellos que son de utilización final. Estos últimos, están medidos en función del consumo y de la inversión.

Por otro lado, se llega al mismo resultado, añadiendo al valor de los insumos de los sectores, el valor agregado a ellos, en función del ingreso.

Lo anterior puede expresarse literalmente en la forma siguiente:

Producción bruta total = Insumos + Consumo + Inversión.

Producción bruta total = Insumos + Valor Agregado.

Si se parte de la hipótesis de que el valor de los insumos es proporcional a los volúmenes de producción, en una economía en que por simplicidad no se consideren las operaciones con el exterior, se tiene:

$$x_{11} + x_{12} + x_{13} + \dots x_{1n} + Y_1 = X_1$$
$$x_{21} + x_{22} + x_{23} + \dots x_{2n} + Y_2 = X_2$$
$$x_{n1} + x_{n2} + x_{n3} + \dots x_{nn} + Y_n = X_n$$

En que "x" representa los insumos de cada sector, "Y" el valor de la demanda final (utilización final) y "X" el valor de la producción bruta para cada sector.

La solución a este sistema de ecuaciones, que puede adecuarse a una matriz cuadrada, permite determinar las interrelaciones que deben existir entre los diferentes sectores de actividad económica cuando se fijan determinadas metas como pudiera ser, por ejemplo, el crecimiento del producto bruto interno, medido en función de la demanda final.

EVALUACION DE PROYECTOS DE VIAS TERRESTRES

1 ANTECEDENTES

La Planeación y el Análisis de Sistemas

Pasos característicos en Análisis de Sistemas y su relación con la Planeación.

Evaluación y Análisis de Sistemas

2 METODOLOGIAS DE PLANEACION Y PROGRAMACION

Definición de objetivos de política vial

Medidas de efectividad

Generación de alternativas

Observación y recopilación estadística

Criterios de evaluación

Programación

Sistemas de cómputo particulares.

3 MODALIDADES DEL FINANCIAMIENTO DE OBRAS

4 EJEMPLOS

5 SINTESIS GENERAL

6 - CONCLUSIONES

1 ANTECEDENTES

1.1) Planeación y Análisis de Sistemas.

El convencimiento de que es posible planear el desarrollo económico ha conducido en las últimas décadas al estudio y aplicación de técnicas modernas cuya finalidad primordial es lograr la optimización en la utilización de los recursos disponibles para tal fin.

Las inversiones en obras de infraestructura, básicas para el desarrollo de las actividades económicas, constituyen un factor altamente dinámico en el proceso de desarrollo. Por tal razón resulta evidente la necesidad de su planeación adecuada con objeto de lograr los objetivos deseables en relación a su incidencia en el proceso integral y armónico, programado a nivel nacional.

Comprendidas en la infraestructura del sector transporte, las vías de comunicación terrestre propician y permiten el desenvolvimiento equilibrado del país, la introducción de la tecnología especialmente en las actividades primarias, la reducción en los costos de transporte con el consecuente incremento del ingreso y la capacidad de consumo del campesino y el acceso a los servicios básicos para el mejoramiento del nivel de vida de la población.

La planeación cubre los sectores vitales para la economía del país y toma en cuenta los efectos que sobre esos sectores puedan

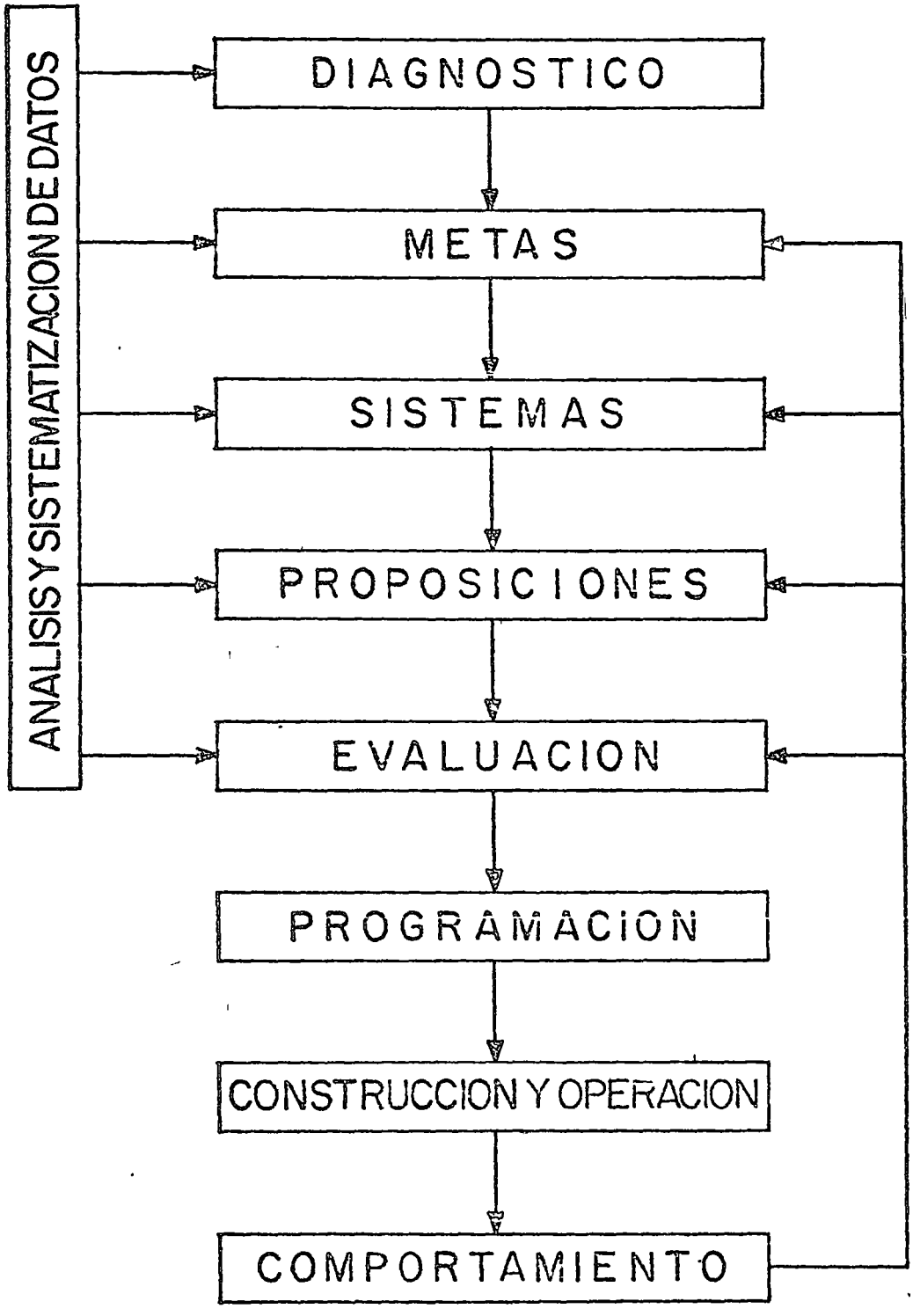
tener las actividades económicas, estableciendo la coherencia de las acciones y la compatibilidad entre las decisiones que se tomen en cada uno de ellos.

No es factible separar conceptualmente la planeación sectorial del análisis de sistemas. Ambas disciplinas guardan entre sí íntima relación debido a la comunidad de los objetivos generales que persiguen al tratar de maximizar los beneficios deseables en relación a la asignación de los recursos disponibles. Por una parte la ingeniería de sistemas permite minimizar los esfuerzos requeridos en la planeación, en tanto que por otra, aquella lleva implícita en su estructura criterios de planeación que norman la definición de esos sistemas.

En la selección previa de las decisiones de invertir se aplican criterios acordes a cada uno de los grupos, estructurando los programas de obras con una distribución armónica entre ellas, según lo requiera su importancia relativa dentro de un plan global.

1.2) Pasos definitivos en el análisis de sistemas y su relación con la Planeación.

La planeación, la realización y la operación se llevan a cabo en etapas interdependientes, cronológicamente ordenadas y susceptibles de ser reformadas en la medida que se tengan nuevos datos y conforme a los efectos que las acciones programadas puedan tener en la economía.


ANALISIS Y SISTEMATIZACION DE DATOS
DIAGNOSTICO
METAS
SISTEMAS
PROPOSICIONES
EVALUACION
PROGRAMACION
CONSTRUCCION Y OPERACION
COMPORTAMIENTO

En el esquema mostrado se distinguen varias etapas que constituyen el mecanismo de la planeación, ellas son:

- El análisis y sistematización de datos básicos.
- El diagnóstico de la situación que se pretende cambiar, el planteamiento de los problemas existentes y su proyección al futuro.
- La fijación de metas y objetivos deseables con las consecuentes políticas económicas que permitan su consecución.
- La formulación de un plan y las proposiciones concretas que ello implica.
- El análisis y la evaluación de las iniciativas factibles, que permitirán valorizar las consecuencias de realizar las inversiones propuestas.
- Un programa que ordene en el tiempo y en el espacio el desarrollo de las acciones planeadas.
- La realización y operación de las obras.
- El análisis de comportamiento y, en su caso, la regeneración del proceso.

Las técnicas desarrolladas por el Análisis de Sistemas, aplicadas al mecanismo anterior, conducen por medio del cálculo a la solución de problemas de decisión.

1.3) Evaluación y Análisis de Sistemas.

La Ingeniería de Sistemas abarca el campo de investigación y estudio antes definido y permite, mediante la aplicación de técnicas mo

dernas, valorizar en forma comparativa las ventajas y los riesgos económicos que pueden derivarse de asignar recursos a la producción de bienes o servicios, así como seleccionar, a través de ellas, las alternativas óptimas de un sistema desde el punto de vista de cálculo cuantitativo.

La evaluación, cuyo objetivo primordial es calificar un proyecto específico y compararlo con otros de acuerdo con una determinada escala de valores, a fin de establecer un orden de prelación dentro de un sistema, queda obviamente comprendida en el conjunto de técnicas desarrolladas por el Análisis de Sistemas.

2 METODOLOGIAS DE PLANEACION Y PROGRAMACION

2.1) Definición de objetivos de política vial.

La Secretaría de Obras Públicas, de acuerdo con las directrices que ha señalado el Presidente de la República y ante la necesidad de contar con un marco de referencia para la realización de sus actividades, elabora planes a corto y mediano plazo para definir, entre otras, las metas que parece deseable alcanzar en la red de vías terrestres. Los planes propuestos, estan implícitamente vinculados con el desarrollo de todos los sectores que integran la vida económica y social de la nación y requieren una formulación de políticas económicas como punto de partida para la selección previa de las acciones que inciden en la planeación armónica del desarrollo integral del país.

Los lineamientos de políticas de inversión que se ha trazado el Gobierno de México, en relación a las obras de infraestructura vial para el transporte terrestre, se resumen en los siguientes propósitos:

- Conservar la red existente en condiciones que permitan el óptimo aprovechamiento de las inversiones realizadas.
- Terminar las obras ya iniciadas para permitir la rápida obtención de los beneficios que de ello pueden derivarse.
- Construír las obras nuevas y los mejoramientos requeridos por el incremento de la demanda en las zonas más desarrolladas e incorporar a la red las que son potencialmente productivas.
- Integrar núcleos de población incomunicados al consenso de desarrollo económico general del país.

Las políticas mencionadas conducen al planteamiento de proposiciones en tres grupos de obras que se caracterizan de acuerdo con su objetivo primordial:

i) Los mejoramientos y obras nuevas viales, en zonas desarrolladas.

ii) Las carreteras que integran a la red zonas incomunicadas y potencialmente productivas.

iii) Las obras de función social.

2.2) Medidas de efectividad.

a) Carreteras en zonas desarrolladas.

Los efectos principales de este tipo de inversiones se traducen en ahorros de los costos de transporte, al reducir los insumos por concepto de: menores tiempos por emplear, reducción en las distancias de recorrido, mejoramiento en las condiciones de circulación y supresión de actuales o posibles situaciones de congestionamiento.

El argumento que permite valorar los ahorros está constituído por los costos de operación de cada tipo de vehículo. Los beneficios totales resultan de aplicar los ahorros unitarios por tipo de vehículo a la proporción que éste representa en el flujo proyectado para el horizonte previsto.

La proyección del tránsito se efectúa a partir de los volúmenes registrados en aforos, estaciones maestras y estudios de origen-destino, aplicándoles tasas de crecimiento conforme a la evolución del tránsito regional previamente analizado. Por separado se considera la magnitud, composición y evolución de volúmenes de tránsito inducido y generado; el primero se presenta por el atractivo que la nueva obra puede ejercer sobre los usuarios de la anterior, el segundo aparece como resultado de inversiones en otros sectores localizados en regiones relacionadas con la carretera en cuestión.

El flujo de costos depende fundamentalmente de las inversiones requeridas por el diseño de ingeniería, los gastos anuales de conservación y las reconstrucciones previstas dentro del período de funcionamiento de la obra.

b) Carreteras de penetración económica.

La estimación del aumento en el producto se realiza estableciendo una imagen clara del uso actual y potencial de la tierra localizada dentro de la zona de influencia de la carretera. Para ello, se recurre al análisis de diversas informaciones sobre: clima, régimen de lluvias, calidad de los suelos, índices de agostadero y configuración del terreno. También se consideran los factores humanos que propiciarán o limitarán la nueva producción. La cuantificación del valor que será agregado en el quinto año de funcionamiento de la carretera se hace en función de las tierras disponibles para usos agrícolas, ganaderos o forestales, de la estructura de producción por cultivos, de la evolución probable de esa estructura de los rendimientos correspondientes a cada cultivo y de los insumos.

Los costos en este tipo de obras generalmente corresponden a proyectos sobre trazo definitivo, de especificaciones modestas que podrán mejorarse posteriormente de acuerdo con las necesidades del tránsito.

c) Obras de función social.

El establecimiento de una comunicación permanente entre la red vial y las zonas de escasa potencialidad económica promueve un cambio definitivo en el modo de vida de sus habitantes, al hacerles llegar los beneficios de la educación, la salubridad, la aplicación de la ley y otros servicios.

Para calcular el número de habitantes se procede a determinar la zona de influencia, entendiendo por tal, aquella en que habiten las personas que pueden ser servidas en función de la máxima distancia que un individuo puede recorrer, en una jornada, para llegar a la carretera. Con base en los datos del censo de población se cuantifica el número de habitantes que pudieran ubicarse dentro de la zona, agregándose una cierta proporción, por concepto de población dispersa, tomando en cuenta la densidad media rural.

El costo corresponde a un proyecto de especificaciones mínimas, con la única condición de que la comunicación propuesta no se interrumpa en ninguna época del año.

d) Red de vías férreas.

Los beneficios asignables a este grupo de obras, ya sean modernizaciones, acortamientos o construcción de líneas nuevas, se determinan en función de la diferencia en los costos directos de operación, estimados antes y después de la realización del proyecto. Su cuantificación se efectúa con base en las velocidades de operación que pueden obtenerse de acuerdo con las características geométricas del trazo, el tipo de vía y de tracción, el número y potencia de las locomotoras y la relación de tonelaje bruto a neto.

La proyección de la demanda se efectúa en forma similar a la de las carreteras en zonas desarrolladas. Para ello se toman en cuenta

los volúmenes de tráfico registrados en los estudios E-2, su origen y destino, la clasificación de la carga por tipos y productos, el número de carros y toneladas transportadas y las toneladas-kilómetro que se generan.

Las tasas de proyección que permiten definir los volúmenes totales del tráfico anual, a lo largo del lapso previsto en el proyecto se aplican, en cada tramo y para cada sentido del flujo, a los volúmenes de: el tráfico permanente, el inducido por la propia obra o de otros modos de transporte, y el tráfico que puede generarse por inversiones en otros sectores, previstas dentro de su zona de influencia.

Los costos de construcción y mantenimiento se inducen del proyecto de ingeniería y operación.

2.3) Generación de alternativas.

Las proposiciones que se generan para el establecimiento de la red de vías terrestres se originan en el análisis de un conjunto de actividades que inciden en el transporte y que se han clasificado en dos grupos caracterizados de acuerdo a su naturaleza.

- Actividades políticas, administrativas y sociales.
- Actividades económicas.

El funcionamiento del sistema en cuanto al primer grupo se analiza en función de tres aspectos de relación, cuyos objetivos primordiales son: establecer la liga terrestre entre la capital federal y las

capitales de los estados, de éstas con los puertos marítimos y fronterizos así como los enlaces para las relaciones políticas, sociales y administrativas.

Referente a las actividades económicas, los enlaces deseables entre los centros de producción, distribución y consumo, se analizan en relación a las interacciones que provocan las actividades agrícolas, ganaderas, pesqueras, industriales, turísticas y culturales.

La determinación de los centros productores se efectúa con base en el análisis sobre el uso actual y potencial del suelo, de informaciones cartográficas y físico-geográficas y de las cifras estadísticas de que se dispone a ese respecto.

Por otra parte, en cada zona se definen los polos concentradores de la producción tomando en cuenta los núcleos de población dotados de elementos necesarios para la distribución. Los centros consumidores se determinan con base en consideraciones sobre los ingresos y egresos de los habitantes a través del número de familias consumidoras y el volumen y valor del consumo efectuado por las mismas.

La síntesis de los aspectos mencionados dá como resultado un conjunto de proposiciones deseables para la formulación del sistema de vías terrestres. Las obras que integran ese conjunto, previa evaluación de acuerdo con las técnicas de Análisis de Sistemas, permite formular los programas de inversiones en el sector.

2.4) Análisis, crítica y sistematización de datos.

Es fundamental para el conocimiento de la situación preexistente que se pretende mejorar, contar con la mejor información disponible respecto a datos físico-geográficos, humanos y económicos así como aquellos que en cada proyecto específico tengan incidencia en el diagnóstico a realizar. Conocer el funcionamiento de la red de vías terrestres, las características geométricas de los numerosos tramos que la componen, sus capacidades y las interacciones que en ella ocurren en función de los volúmenes de tránsito registrados y de los resultados de las investigaciones directas, permiten determinar la oferta y niveles de servicio actuales.

2.5) Criterios de evaluación.

El estudio de las proposiciones de obras ferroviarias y carreteras, que pueden ser proyectos diferentes, o variantes de un mismo proyecto, comprende el análisis comparativo que permita preparar las decisiones de invertir, con fundamento en las consecuencias previstas en cada caso. Los procesos de evaluación utilizados para ese fin en la Secretaría de Obras Públicas, pueden sintetizarse dentro de cada grupo de obras previamente definido por las políticas de inversión.

1.- Obras en zonas desarrolladas.

El criterio de selección para este tipo de obras es el de rentabilidad, que radica en establecer un índice constituído por el cociente del valor actual de la suma de los beneficios considerados a lo largo de

un lapso previsto, entre el valor actual de la suma de gastos de todo orden que son necesarios para construír y conservar la obra en servicio.

Se complementa el criterio con la obtención de la tasa interna de retorno, que elimina la posible incertidumbre de establecer la equivalencia financiera de actualización con base en la tasa elegida en concordancia a los requerimientos de la etapa actual del desarrollo. La tasa de actualización adoptada por la Secretaría de Obras Públicas, por ser elevada, favorece los proyectos con beneficios inmediatos cuantiosos.

2.- Carreteras que integran a la red zonas potencialmente productivas.

Para definir la prelación de estas obras se cuantifica la productividad de la inversión, a partir del incremento del producto que se agregaría a la economía nacional por la construcción de la carretera propuesta. Al relacionar ese valor en cierto año, con el costo de la obra, se obtiene un índice de productividad que permite comparar distintas inversiones dentro de este tipo de obras.

3.- Obras de función social.

El criterio de selección adoptado es la relación entre el monto de la inversión y el número de habitantes que se pretende servir.

Una vez definidos los términos que intervienen en los índices de evaluación para cada tipo de obra, como son: beneficios por ahorros en los costos de transporte, incremento de la producción atribuíble a la in

versión, número de habitantes por servir y costos de construcción y mantenimiento, basta reemplazar esos elementos en las relaciones correspondientes, para obtener los indicadores deseados.

2.6) Programación.

La consecuencia inmediata de la evaluación de las proposiciones es la formulación de un programa de inversiones que permita establecer, mediante el orden de prelación previamente efectuado, un conjunto de operaciones inscritas dentro del plan global, cuya realización esté prevista en forma precisa y ordenada en el horizonte del plazo que se contempla.

2.7) Sistemas de cómputo particulares.

El acopio, sistematización, control y crítica de datos básicos se lleva a cabo, en gran parte, utilizando las facilidades que ofrece el procesamiento y cómputo electrónico; por otra parte en la proyección de la demanda de servicios, los estudios de mercado y los propios procesos de evaluación, se aprovechan los nuevos medios de cómputo que permiten obtener las siguientes ventajas:

i) Liberar al analista de cálculos rutinarios, mécánicos y bromosos que, por su misma naturaleza, pueden conducir a errores numéricos.

ii) Eliminar hipótesis simplificatorias que afectan la aproximación deseable.

[illegible]

[illegible] elementos en las [illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

iii) Utilizar en mayor escala el análisis estadístico y la aplicación de la matemática moderna como herramientas de suma utilidad en el estudio de los fenómenos que privan en las actividades.

Los procesos de cómputo electrónico, en el análisis y sistematización de datos básicos, se aplican a las cifras registradas en:

- Aforos de tránsito carretero y estaciones maestras.
- Estudios de origen-destino.
- Tasas de crecimiento del tránsito carretero y del tráfico ferroviario.
- Inventario y características geométricas de carreteras.
- Cálculo de capacidades y estudios de velocidades.
- Censos nacionales de población y agropecuarios.
- Flujo y demanda de tráfico ferroviario, por líneas.
- Carga transportada por ferrocarril y su distribución por tipos de productos.
- Listados de clasificación, ordenamiento y control de datos.

Los procesos de computación electrónica utilizados para fines de evaluación, que son numerosos, pueden resumirse en:

- Cálculo de costos directos de operación y de ahorros unitarios.
- Proyecciones de oferta y demanda de servicios.
- Cuantificación de beneficios.
- Obtención de índices de rentabilidad y tasas internas de retorno en proyectos de obras nuevas, mejoramientos, modernizaciones y acortamientos.
- Estudios financieros de recuperación de inversiones, con diferentes tarifas.
- Listados de control de actividades diversas.

3 MODALIDADES DEL FINANCIAMIENTO DE OBRAS

Las fuentes de fondos para financiar la construcción y operación de vías terrestres pueden ser de origen nacional en su totalidad o combinadas con préstamos del exterior.

En términos generales la aplicación de fondos se distribuye en la forma siguiente:

i) Las carreteras federales, vías férreas y caminos rurales se financían con fondos federales.

ii) Las obras de cuota con recursos propios de la empresa descentralizada Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos.

iii) Las carreteras alimentadoras con fondos federales y aportación de los gobiernos de las entidades por partes iguales.

iv) Las carreteras de función social solicitadas por particulares con: un tercio de aportación federal, un tercio de participación del gobierno del estado y un tercio proveniente de la cooperación de los propios solicitantes.

4 EJEMPLOS

Los siguientes ejemplos tipifican algunos de los procesos de evaluación descritos en esta síntesis.

S E C R E T A R I A D E O B R A S P U B L I C A S

DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Y PROGRAMA

CARRETERA CHILPANCINGO-TLAPA

TRAMO CHILPANCINGO-CHILAPA

LONGITUD 57.00 KM.

CALCULO DEL AHORRO UNITARIO

	AUTOMOVILES	AUTOBUSES	CAMIONES
TIEMPOS DE RECORRIDO			
ACTUALES	1.90 HS.	2.28 HS.	2.28 HS.
A LA TERMINACION DE LA OBRA	0.95 HS.	0.95 HS.	1.14 HS.
AHORRO	0.95 HS.	1.33 HS.	1.14 HS.
COSTOS			
HORARIO POR VEHICULO Y OPERADORES	6.15	32.97	32.97
DE TRACCION POR VEHICULO KILOMETRO	0.30	0.54	0.73
COMPOSICION DEL TRANSITO	0.50	0.29	0.21
PORCENTAJE DE AHORRO EN EL COSTO DE TRACCION AL MEJORARSE LAS CONDICIONES DE CIRCULACION	0.37	0.53	0.53

AHORRO UNITARIO ANUAL POR TIEMPO

AUTOMOVILES	0.95 *	6.15 *	0.50 * 365	1066.26
AUTOBUSES	1.33 *	32.97 *	0.29 * 365	4641.53
CAMIONES	1.14 *	32.97 *	0.21 * 365	2880.95
			SUBTOTAL	8588.73

AHORRO UNITARIO ANUAL POR COSTOS DE TRACCION

AUTOMOVILES	57.00*365*	0.30*	0.50* 0.37	1154.68
AUTOBUSES	57.00*365*	0.54*	0.29* 0.53	1726.77
CAMIONES	57.00*365*	0.73*	0.21* 0.53	1690.38
			SUBTOTAL	4571.83

AHORRO UNITARIO ANUAL 13160.56

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Y PROGRAMA

CARRETERA CHILPANCINGO-TLAPA

TRAMO CHILPANCINGO-CHILAPA

PROYECCION DEL TRANSITO Y BENEFICIOS (EN MILES DE PESOS)

ANO	FACTOR	TRANSITO	BENEFICIOS	BENEFICIOS POR SUPRESION DE CONGESTIONAMIENTO
1969	1.000	278.	0.	0.
1970	1.050	292.	0.	0.
1971	1.050	306.	0.	0.
1972	1.100	337.	4437.	0.
1973	1.120	373.	4969.	0.
1974	1.150	434.	5715.	0.
1975	1.120	486.	6401.	0.
1976	1.100	535.	7041.	0.
1977	1.100	588.	7745.	0.
1978	1.100	647.	8519.	0.
1979	1.090	706.	9286.	0.
1980	1.090	769.	10122.	0.
1981	1.080	831.	10931.	0.
1982	1.080	897.	11806.	0.
1983	1.080	969.	12750.	0.
1984	1.080	1046.	13770.	0.
1985	1.080	1130.	14872.	0.
1986	1.080	1220.	16062.	0.
1987	1.080	1318.	17347.	0.
1988	1.080	1424.	18734.	0.
1989	1.080	1537.	20233.	0.
1990	1.080	1660.	21852.	0.
1991	1.080	1793.	23600.	0.

S E C R E T A R I A D E O B R A S P U B L I C A S

DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Y PROGRAMA

CARRETERA CHILPANCINGO-TLAPA

TRAMO CHILAPA-TLAPA

LONGITUD 123.00 KM.

CALCULO DEL AHORRO UNITARIO

	AUTOMOVILES	AUTOBUSES	CAMIONES
TIEMPOS DE RECORRIDO			
ACTUALES	4.10 HS.	4.92 HS.	4.92 HS.
A LA TERMINACION DE LA OBRA	2.05 HS.	2.05 HS.	2.46 HS.
AHORRO	2.05 HS.	2.87 HS.	2.46 HS.
COSTOS			
HORARIO POR VEHICULO Y OPERADORES	6.15	32.97	32.97
DE TRACCION POR VEHICULO KILOMETRO	0.30	0.54	0.73
COMPOSICION DEL TRANSITO	0.43	0.24	0.33
PORCENTAJE DE AHORRO EN EL COSTO DE TRACCION AL MEJORARSE LAS CONDICIONES DE CIRCULACION	0.37	0.53	0.53

AHORRO UNITARIO ANUAL POR TIEMPO

AUTOMOVILES	2.05 * 6.15 * 0.43 * 365	1978.75
AUTOBUSES	2.87 * 32.97 * 0.24 * 365	8289.05
CAMIONES	2.46 * 32.97 * 0.33 * 365	9769.24
	SUBTOTAL	20037.03

AHORRO UNITARIO ANUAL POR COSTOS DE TRACCION

AUTOMOVILES	123.00*365* 0.30* 0.43* 0.37	2142.84
AUTOBUSES	123.00*365* 0.54* 0.24* 0.53	3083.74
CAMIONES	123.00*365* 0.73* 0.33* 0.53	5732.05
	SUBTOTAL	10958.63

AHORRO UNITARIO ANUAL 30995.66

S E C R E T A R I A D E O B R A S P U B L I C A S

DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Y PROGRAMA

CARRETERA CHILPANCINGO-TLAPA

TRAMO CHILAPA-TLAPA

PROYECCION DEL TRANSITO Y BENEFICIOS (EN MILES DE PESOS)

AÑO	FACTOR	TRANSITO	BENEFICIOS	BENEFICIOS POR SUPRESION DE CONGESTIONAMIENTO
1969	1.000	128.	0.	0.
1970	1.050	134.	0.	0.
1971	1.050	141.	0.	0.
1972	1.100	155.	4812.	0.
1973	1.120	174.	5389.	0.
1974	1.150	200.	6197.	0.
1975	1.120	224.	6941.	0.
1976	1.100	246.	7635.	0.
1977	1.100	271.	8398.	0.
1978	1.100	298.	9238.	0.
1979	1.090	325.	10070.	0.
1980	1.090	354.	10976.	0.
1981	1.080	382.	11854.	0.
1982	1.080	413.	12802.	0.
1983	1.080	446.	13827.	0.
1984	1.080	482.	14933.	0.
1985	1.080	520.	16127.	0.
1986	1.080	562.	17417.	0.
1987	1.080	607.	18811.	0.
1988	1.080	655.	20316.	0.
1989	1.080	708.	21941.	0.
1990	1.080	765.	23696.	0.
1991	1.080	826.	25592.	0.

S E C R E T A R I A D E O B R A S P U B L I C A S

DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Y PROGRAMA

CARRETERA CHILPANCINGO-TLAPA

COSTOS

DE INVERSION	59400000.00
DE CONSERVACION	7500.00/KM.*ANO
DE RECONSTRUCCION AL ANO 9	75000.00/KM.
DE RECONSTRUCCION AL ANO 16	125000.00/KM.

CALCULO DEL INDICE DE RENTABILIDAD

ANO	BENEFICIOS TOTALES	BENEFICIOS ACTUALIZADOS	COSTOS	COSTOS ACTUALIZADOS
1969	0.	0.	0.	0.
1970	0.	0.	29700.	26518.
1971	0.	0.	29700.	23677.
1972	9249.	6585.	1350.	961.
1973	10358.	6583.	1350.	858.
1974	11912.	6759.	1350.	766.
1975	13342.	6759.	1350.	684.
1976	14676.	6639.	1350.	611.
1977	16143.	6520.	1350.	545.
1978	17756.	6404.	1350.	487.
1979	19356.	6232.	1350.	435.
1980	21098.	6065.	13500.	3881.
1981	22765.	5848.	1350.	347.
1982	24608.	5640.	1350.	309.
1983	26577.	5438.	1350.	276.
1984	28703.	5244.	1350.	247.
1985	30999.	5057.	1350.	220.
1986	33479.	4876.	1350.	197.
1987	36158.	4702.	22500.	2926.
1988	39050.	4534.	1350.	157.
1989	42174.	4372.	1350.	140.
1990	45548.	4216.	1350.	125.
1991	49192.	4065.	1350.	112.
T O T A L E S		112536.		64476.

INDICE DE RENTABILIDAD . 1.75

S E C R E T A R I A D E O B R A S P U B L I C A S

DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Y PROGRAMA

CARRETERA CHILPANCINGO-TLAPA

CALCULO DE LA TASA DE RECUPERACION

AÑO	BENEFICIOS NETOS	FACTOR DE ACTUALIZACION	SALDO ACTUALIZADO	BALANCE
1969	0.	1.0000	0.	0.
1970	-29700.	0.8288	-24616.	-24616.
1971	-29700.	0.6869	-20402.	-45017.
1972	7899.	0.5693	4497.	-40520.
1973	9008.	0.4719	4251.	-36270.
1974	10562.	0.3911	4131.	-32139.
1975	11992.	0.3241	3887.	-28252.
1976	13226.	0.2686	3580.	-24672.
1977	14793.	0.2227	3294.	-21379.
1978	16408.	0.1845	3028.	-18351.
1979	18006.	0.1529	2754.	-15597.
1980	7598.	0.1268	963.	-14634.
1981	21435.	0.1051	2252.	-12382.
1982	23258.	0.0871	2025.	-10356.
1983	25227.	0.0722	1821.	-8536.
1984	27353.	0.0598	1636.	-6900.
1985	29649.	0.0496	1470.	-5430.
1986	32129.	0.0411	1320.	-4110.
1987	13658.	0.0341	465.	3645.
1988	37700.	0.0282	1064.	-2581.
1989	40824.	0.0234	955.	-1626.
1990	44193.	0.0194	857.	-769.
1991	47842.	0.0161	769.	0.

TASA ANUAL DE RECUPERACION 20.66

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Y PROGRAMA

CARRETERA CADEREYTA - PATHE - TECOZAUTLA

I CLASIFICACION Y APROVECHAMIENTO DEL SUELO

CONCEPTOS		MUNICIPIOS	CADEREYTA QRO.	EZEQUIEL MONTES QRO.	TECOZAUTLA HGO.	SUMA
SUPERFICIE EN LOS MUNICIPIOS (Has.)	CULTIVADA	TEMPORAL	21 500	8 400	15 300	45 200
		RIEGO	338	118	1 237	1 693
		TOTAL	21 838	8 518	16 537	46 893
	COSECHADA		4 940	3 527	4 649	13 116
	BOSQUES MADERABLES		7 900	100	800	8 800
	IMPRODUCTIVA		23 100	6 800	6 000	35 900
	AGOSTADERO		77 160	17 413	46 111	140 684
	T O T A L		113 100	27 840	57 560	198 500
SUPERFICIE EN LA ZONA DE INFLUENCIA (Has.)	CULTIVADA	TEMPORAL	3 200	700	2 900	6 800
		RIEGO	-----	-----	-----	-----
		TOTAL	3 200	700	2 900	6 800
	POTENCIAL AGROPECUARIO		5 300	2 300	-----	7 600
	T O T A L		9 400	3 300	2 900	15 600

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Y PROGRAMA

CARRETERA CADEREYTA - PATHE - TECOZAUTLA

II PRODUCCION AGRICOLA (miles de pesos)

CONCEPTO	MUNICIPIOS	CADEREYTA QRO.	EZEQUIEL MONTES QRO.	TECOZAUTLA HGO.	SUMA
MAIZ	HECTAREAS	4 281	3 325	4 316	11 922
	TONELADAS	2 156	1 930	3 851	7 937
	V A L O R	1 543	1 398	2 870	5 811
FRIJOL	HECTAREAS	502	83	37	622
	TONELADAS	372	631	216	1 219
	V A L O R	423	799	283	1 505
ALFALFA	HECTAREAS	0	6	93	99
	TONELADAS	22	273	3 519	3 814
	V A L O R	2	22	258	282
AGUACATE	HECTAREAS	7	2	6	15
	TONELADAS	21	6	56	83
	V A L O R	22	8	77	107
SUMA PRODUCTOS PRINCIPALES	HECTAREAS	4 790	3 416	4 452	12 658
	TONELADAS	2 571	2 840	7 642	13 053
	V A L O R	1 990	2 227	3 488	7 705
OTROS PRODUCTOS	HECTAREAS	150	111	197	458
	TONELADAS	80	84	186	350
	V A L O R	348	495	1 389	2 232
T O T A L	HECTAREAS	4 940	3 527	4 649	13 116
	TONELADAS	2 651	2 924	7 828	13 403
	V A L O R	2 338	2 722	4 877	9 937

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Y PROGRAMA

CARRETERA CADEREYTA - PATHE - TECOZAUTLA

III PRODUCCION GANADERA (miles de pesos)

CONCEPTOS	MUNICIPIOS	CADEREYTA QRO.	EZEQUIEL MONTES QRO.	TECOZAUTLA HGO.	SUMA
EN EL MUNICIPIO	AGOSTADERO	77 160	17 413	46 111	140 684
	NUMERO DE CABEZAS	9 768	5 699	6 183	21 650
	INDICE DE AGOSTADERO Ha/cabeza	7.9	3.1	7.5	---
EN LA ZONA DE INFLUENCIA	SUPERFICIE POTENCIAL DE AGOSTADERO	3 100	1 300	-----	4 400
	SUP. APROVECHABLE AL 5 AÑO	3 100	800	-----	3 900
	INDICE DE AGOSTADERO Ha/cabeza	7	7	5	-
	NUMERO DE CABEZAS	443	114	---	557
PRODUCCION AL 15 %	NUMERO DE CABEZAS	66	17	---	83
	TONELADAS (300 Kg/cab)	20	5	---	25
	VALOR ($3 000/Ton)	60	15	---	75

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Y PROGRAMA

CARRETERA CADEREYTA - PATHE - TECOZAUTLA
ENTIDAD HIDALGO Y QUERETARO

RESUMEN DE PENETRACION ECONOMICA

Longitud	26 Km.
Lluvia media anual	600 mm.
Población beneficiada	4 556 Hab.
Sup. Zona de Influencia	15 600 Ha.
Sup. Potencial Agropecuaria	7 600 Ha.
Sup. Potencial Cultivable	3 100 Ha.
Sup. Agrícola aprovechable al 5o. año.	3 100 Ha.
Sup. Cosechable al 5o. año.	900 Ha.
Rendimiento medio actual (Sup.cosechada - en los Municipios).	758 $/Ha.
Rendimiento medio probable (Sup.cosechada al 5o. año en la Zona de Influencia)	910 $/Ha.
Valor del incremento de la producción - - agrícola.	819 000 $
Sup.Pecuaria en Zona de Influencia.	4 400 Ha.
Sup.Pecuaria aprovechable al 5o.año.	3 900 Ha.
Número de cabezas al 5o. año.	557 Cab.
Valor del incremento de la producción pecuaria al 5o. año.	75 000 $
Valor del Incremento de la producción - - agropecuaria al 5o. año.	894 000 $
Costo Faltante.	6 600 000 $

INDICE DE PRODUCTIVIDAD: 0.14

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

DIRECCION GENERAL DE PLANEACION Y PROGRAMA

DICTAMENES DE OBRAS POR FINANCIAR BAJO REGIMEN TRIPARTITO

GRUPO: 93

ENTIDAD: GUERRERO MUNICIPIOS: Alpoyeca, Alcozauca y Tlalixtaquilla.

OBRA: Ixcateopan-Tecoyo-Tlalixtaquilla.

LOCALIZACION: 98°29' 17°35' DICTAMEN: Favorable

RESUMEN:

Longitud: 23.0 Km Tipo de terreno: Lomerío y montaña.
Costo $4000 000.00 $/Km 250 000.00
Tipo de obra por ejecutar: Nueva
Fase considerada en el costo de dictamen: Revestimiento
Producto potencial: $ 548 000.00
Relación Producto-Costo: 0.13
Población beneficiada Hab 4 000
Densidad: habitantes/Km2 15.5
Costo por habitante: $ 1 000.00

COMENTARIO: Se recomienda la construcción de este ramal, alimentador de la carretera Tlapa-Huamuxtitlán, que permitirá mejorar el nivel de bienestar de importantes nucleos de población.

OPINIÓN: No hay objeción para la aportación federal.

DATOS PARA EL ANALISIS		De los Municipios	De la zona de influencia	
			Total	%
Superficie	(Km2)	1 039	90	
Población	(Hab)	16 095	4000	
Densidad de población	(Hab Km2)	15.5		
Superficie agrícola	(Ha)	8 730	786	
Superficie forestal	(Ha)			
Superficie ganadera	(Ha)	12 500	1 125	

PRODUCTO POTENCIAL EN LA ZONA DE INFLUENCIA

Productos considerados		MAIZ	FRIJOL	Total
Rendimientos	($/Ha)	612	802	
Valor de la producción agrícola	($000)	434		
Valor de la producción forestal	($000)			
Indice de agostadero	(Ha/Cab)			
Valor de la producción ganadera	($000)	114		
Producto potencial total	($000)			423

DATOS PARA EL DICTAMEN

Relación Producto Costo 0.13 Costo por habitante servido $ 1 000.00

5 SINTESIS GENERAL

La aplicación del análisis de sistemas en los procesos de planeación que se realizan en la Secretaría de Obras Públicas, y específicamente en la evaluación de proposiciones alternas del sistema de vías terrestres, ha conducido a la obtención de múltiples ventajas entre las que destacan:

- La simplificación de los procedimientos de cálculo con la aplicación de la matemática moderna y el cómputo electrónico.
- El incremento de la productividad y la capacidad técnica disponible.
- La eliminación de hipótesis simplificatorias y de errores numéricos.
- La mejor utilización del análisis estadístico.
- La facilidad ofrecida al analista de proyectos para desarrollar nuevos métodos y criterios.

6 CONCLUSIONES

La preocupación por parte de la Secretaría de Obras Públicas de realizar una planeación eficiente en lo que respecta a las inversiones que atañen a sus funciones, se manifiesta primordialmente en las medidas que ha tomado para preparar técnicos especializados en cada una de sus ramas de actividad, así como para elegir los sistemas más modernos que permitan optimizar, tanto la eficiencia en los procedimientos de análisis, evaluación, programación y diseño como en los relativos a la construcción y mantenimiento de las obras.

El propósito de esta síntesis es dar a conocer los sistemas de análisis adoptados en el campo de actividad de la planeación de vías terrestres, con la convicción y el deseo de que, en un futuro próximo, los técnicos avocados a estas disciplinas logren superarlas y adecuarlas a la demanda creciente que requiere el ritmo de desarrollo económico y social que se visualiza en nuestro país.

REFLEXIONES SOBRE LA PREPARACION DE LOS PLANES DE DESARROLLO

Charles PROU
Director del Centro de Estudios de Programas Económicos. París.

CLIMA DE LA PLANEACION

Como no ha dejado de señalarse desde el principio de este curso, no existe, en nuestro conocimiento, el método ideal de planeación y de ninguna manera pretenderemos presentar algo que pudiera interpretarse como dicho método. Cada país tiene sus problemas particulares, su manera de actuar ante los eventos y es parte del trabajo de cada equipo de planificadores, el determinar la mejor forma de hacerlo, según las circunstancias.

Sin embargo, las lecciones de las experiencias contemporáneas en planeación, son en nuestros días lo bastante numerosas, para que podamos tratar de aprovecharlas.

Esas experiencias nos enseñan, en primer lugar, que un Plan supone un clima político propicio. No solamente en lo que concierne a la decisión por parte de los gobernantes, sino al entusiasmo y la adhesión suficiente de los gobernados.

El gobierno debe estar en posibilidad, si ello es necesario, de romper resistencias locales, ya que es prácticamente imposible avanzar en cierto sentido, sin lesionar intereses. Debe poder contar, a fin de presionar el ritmo de desarrollo, con el apoyo de los partidos políticos y de los sindicatos susceptibles de llevar las consignas de la planeación a todos los escalones de la vida económica.

¿Es necesario concluir de estas observaciones,

que el éxito de un plan está ligado a la existencia de una situación revolucionaria? Ciertamente no. Pero al menos, es necesario que la población se muestre, en conjunto, favorable a una innovación político-económica y que la idea de la planeación sea aceptada de manera bastante amplia, si no con entusiasmo, al menos con indulgencia.

I.- LAS CARACTERISTICAS DE LA PLANEACION

A) El Plan es, fundamentalmente, un acto político.

Debemos reconocer que es de mala fé, pretender reducir a soluciones puramente técnicas, opciones cuyo carácter político no desconoce nadie; ni las comunas chinas, ni el desarrollo comunitario de la India, han nacido de un cálculo económico.

Que esta idea no agrade, es fácilmente comprensible: ¡Sería tan cómodo poderse cubrir detrás del cálculo, para eludir las decisiones difíciles!

Pero para el economista es una cuestión de honestidad, situar al gobernante frente a sus responsabilidades y señalarle que ninguna máquina electrónica podrá tomar su lugar.

Como contrapartida, el personal del Ministerio del Plan, que trabaje en un fuerte ambiente político, difícilmente puede pretender una permanencia neutral; de buen o mal grado, él se compromete al lado del gobierno que sirve y esta situación lo somete a ciertas restricciones, le impone ciertos deberes.

B) El Plan se presenta como un cuadro reformable de la acción económica.

El Plan no queda definido de una vez por todas; se precisa a medida que el gobierno está mejor informado y advertido de las dificultades de aplicación de su política y de los errores cometidos.

Desarrollemos esta idea.

1) No hay ninguna duda de que la puesta en marcha del Plan, precede a la información.

Ciertamente, en el órden lógico, la información precede a la acción y la estadística al Plan; pero nosotros debemos actuar, bien o mal provistos, porque si no actuamos la ocasión puede perderse. Así pues, los primeros pasos de la planeación serán decisiones efectivas y no estudios; y es el tiempo que se ganará así, afirmando claramente que se está decidido a romper las cadenas de la miseria y del estancamiento, el que permitirá colectar el mínimo de información (pero nada más ese mínimo) necesario para la elaboración del Plan. En otras palabras, primero hay que actuar y rápido, si se quiere después tener el tiempo de pensar. Ahora bien, no es éste un procedimiento absurdo, ya que un gobierno decidido puede tomar medidas rápidas, destinadas a la vez, a salvar las ulteriores oportunidades de existencia de la planeación y a interesar a la opinión pública, con débiles riesgos de error. Es precisamente una de las misiones importantes de la Comisión del Plan, al principio de su existencia, medir las consecuencias, al menos en forma sumaria, de las primeras medidas de planeación, asegurándose que tales medidas son soportables y que van en el sentido deseado.

Esta idea se encuentra perfectamente afirmada en el documento redactado por el grupo de expertos de la E.C.A.F.E., llamado para dar su opinión sobre las técnicas de programación y presidido por Tinbergen. Se lee, en la página 9 del ejemplar inglés:

"..... la aplicación de estas técnicas (de pro

gramación) no está, de ninguna manera, reservada a los países más desarrollados. Varias son relativamente simples y pueden ser usadas, en plazos relativamente breves, por la mayor parte de los organismos de planeación. Ellas dan resultados útiles, incluso cuando sólo están fundadas en datos estadísticos, o de otro orden, que tienen solamente la naturaleza de aproximaciones razonables. Puede acontecer incluso, que se puedan utilizar datos obtenidos de la experiencia de otros países. - En todo caso, es tratando efectivamente de utilizar los datos estadísticos, por imperfectos que ellos sean, que se estimula su mejoramiento."

2) Un Plan no es un encadenamiento rígido de decisiones en el tiempo.

Es una idea quizás decepcionante el que no se pueda fijar el porvenir de una manera cierta, incluso aceptando duros sacrificios; y los hombres cuyo temperamento lleva a la acción, admiten difícilmente que ello sea así. Recordemos, sin embargo, que en el período más austero de la planeación - soviética se han debido admitir pausas; la historia de los últimos veinte años nos dice con insistencia que la agricultura no ha seguido siempre al resto de la economía; hemos visto recientemente a la China comunista, abandonar la predicación de la ortodoxia en materia de control de natalidad..... se podrían multiplicar los ejemplos. De esta manera, es hacer - prueba de realismo, más bien que de pesimismo, el admitir el carácter reformable del Plan e incluso, de las partes del - Plan sobre las cuales la unanimidad es obtenida de inmediato, y es juzgada por todos, como fundamental.

Es éste el momento de denunciar como utópico - un procedimiento del que la racionalidad aparente, puede seducir: es aquél que consistiría en construir el Plan a partir de objetivos que se propondrían a priori. La fijación de los

objetivos del plan sería la decisión inicial, a la cual se ajustaría todo el resto. Ahora bien, debe quedar perfectamente claro que el conjunto de objetivos de la planeación (por ejemplo los consumos personales y colectivos a alcanzar en el curso de diversos años, clasificados por necesidades a satisfacer y por productos o servicios) no pueden ser difinidos sino a través de una serie de aproximaciones, de la que se deriven compromisos posible. Pero por supuesto, no es absurdo que se fije al principio, como condiciones que se desee respetar, ciertos límites; por ejemplo los niveles mínimos de consumos juzgados prioritarios.

C) La planeación no significa una centralización perfecta de las decisiones.

Sucede que el planeador sueña en un mundo en el que él sería informado exactamente y sin dilación, de toda cosa y en el que tendría mando directo sobre todo. Felizmente, la distancia que separa la realidad cotidiana de ese sueño, nos pone a salvo de ese "mejor de los mundos", que bien podría resultar infernal.

Sin embargo, la tentación de organizar una centralización bastante grande de las decisiones económicas, no es pequeña; esta tentación debe ser rechazada sin dudar.

En primer lugar, porque es inútil trabar la planeación con un pesado aparato administrativo, que inevitablemente comprendería algunos elementos mediocres. Esto todo el mundo lo sabe; todo el mundo denuncia los riesgos que hace correr la invasión burocrática. Pero frecuentemente, el crecimiento de los efectivos condiciona el progreso del "patrón" y treinta personas, de rendimiento ínfimo, causan impresión, ahí donde tres personas eficaces hubieran sido más útiles, aunque sin causar el mismo efecto.

En seguida, porque nuestro conocimiento del comportamiento económico es muy imperfecto, de suerte que podríamos bloquear sectores enteros de actividad, al querer intervenir por todas partes.

Por último, porque una acción enérgica, contínua y calculada, sobre sectores sensibles basta, en general, para determinar el contorno del desarrollo; los responsables de las decisiones secundarias ajustan espontáneamente su actitud, según las consignas fundamentales del Plan. De ahí, una eficacia obtenida a menor costo, es decir sin golpes, bloqueos, ni crisis de descontentos inútiles.

Se desprende rápidamente de estas observaciones, que se tiene generalmente interés a renunciar, en la medida de lo posible, a toda forma de asignación de recursos en términos físicos (por boletos, raciones, etc.) y que más vale esforzarse en utilizar, al servicio del desarrollo, el sistema de precios. Aún resulta que, generalmente, es preferible preservarse de querer actuar sobre el conjunto de los precios; más eficaz resulta llevar la acción del gobierno, únicamente, sobre un pequeño grupo de ellos.

D) <u>El Plan es necesariamente comprensivo.</u>

Lo anterior no significa que el planeador deba limitar su investigación a una parte, solamente, del paisaje económico.

Incluso si se tiene el cuidado de utilizar sólo un número reducido de medios de intervención, no es menos necesario un conocimiento completo de la situación inicial y de las consecuencias probables sobre esta situación, de toda decisión o de todo conjunto de decisiones.

Queda pues, fuera de duda, el que debamos anali

zar el conjunto de las actividades características. Pero ello no significa que sea necesario dar el mismo peso a cada una de ellas.

Por el contrario, nos acogeremos muy frecuentemente en este curso, a una idea cara a René Dumont y de la que uno se admira qué sea tan fácilmente olvidada: la idea de que no todos los problemas son igualmente graves y de que es bueno enfrentarse, en primer lugar, a los más importantes.

II.- LAS CONDICIONES DE LA PREPARACION DEL PLAN.

A) La preparación del Plan es una carrera contra el reloj; su éxito depende de un calendario riguroso.

La decisión tomada al nivel gubernamental, de planear el desarrollo, señala (a menos que se trate de propaganda pura) el deseo de romper con el pasado, y traduce la rebelión de una población contra el fatalismo económico. El tiempo durante el cual ese sobresalto puede ser utilizado en beneficio de una innovación real, es corto: representa un pequeño número de meses o de semanas, más allá de las cuales, no se podrá hacer tomar o aceptar, ciertas medidas.

No olvidemos que la idea de Plan contiene una gran parte de mito, explotable, en el buen sentido, por un gobierno decidido a movilizar las energías de la nación. Pero las experiencias que se desarrollan bajo nuestros ojos, nos muestran la fragilidad de ese mito. Hay en la historia de las naciones momentos propicios donde la esperanza renace, donde se entrevé la posibilidad de escapar a las antiguas miserias. Dejar pasar, bajo pretextos diversos (simple inercia, tardanza exagerada de los estudios...) uno de esos momentos, puede significar renunciar a una oportunidad que no se encontrará más.

El organismo planeador emprende así, una carrera contra el reloj, cuyo resultado puede condicionar, por largos años, el mejoramiento de las condiciones económicas, al mismo tiempo que la estabilidad política del país.

Condicionado a actuar rápidamente, debe imponerse un calendario riguroso.

Dos errores deben evitarse a este respecto: por una parte, fijar plazos absurdamente cortos y por otra, dejar para después las cosas, invocando la necesidad de una información más segura, la carencia de personal calificado, la mala voluntad de las otras dependencias.... (argumentos de todos conocidos).

En el primer caso, se somete a una tensión inútil y excesiva a los mejores elementos del Plan, quienes, después de un principio frecuentemente entusiasta, se encuentran imposibilitados para desarrollar el trabajo acumulado.

En el segundo caso, se deja al país sin dirección económica de conjunto, mientras que son tomadas, en orden disperso, medidas que no son necesariamente las mejores para el desarrollo ulterior; en cuanto al personal del Plan, puede verse afectado de un sentimiento de ineficacia y desmoralización.

B) <u>Una fase de decisiones precede y garantiza la fase de estudio propiamente dicho.</u>

Encontramos aquí lo que ya se ha dicho: si en el orden lógico, la información precede a la acción, es necesario primero actuar, para tener luego el tiempo de informarse y pensar.

Es deber del Plan aprovechar las buenas horas del despertar político para sugerir, hacer aplicar de urgencia y controlar rápidamente, un cierto número de medidas, que

llamaremos aquí medidas de salvaguardia.

Esas medidas deben principalmente asegurar la supervivencia del régimen y darle tiempo de aplicar el Plan; garantizar el control de la coyuntura durante la primera parte del desarrollo, suscitando rápidos aumentos de productividad en los sectores que trabajan para los consumos prioritarios, en particular en la agricultura.

En síntesis, el Ministerio del Plan debe quedar, desde sus primeros pasos, muy próximo al gabinete del Primer Ministro e intervenir en la preparación de las decisiones económicas inmediatas, porque es así, solamente, que podrá ganar el tiempo necesario para el estudio y que sus cálculos tendrán, posteriormente, influencia sobre la acción.

Un Ministerio del Plan que se constituya en organismo de estudio, desligado de la acción, se condenaría más o menos, a permanecer apartado de las grandes corrientes que animan el país; en caso parecido, no se podrá dejar de poner en duda la voluntad real de planear.

Se podrá objetar que en ese caso estamos dentro de un círculo vicioso, puesto que, de acuerdo con este esquema, el Ministerio del Plan sugeriría decisiones, aún antes de tener una visión de conjunto de los proyectos de desarrollo. Sin embargo, la objeción se destruye si limitamos la gama de las medidas de salvaguardia, de tal suerte que nos pongamos al abrigo de errores graves de cálculo económico; es así que entre los estímulos a la agricultura, muchos pueden ser decididos sin estudios previos muy complejos. Evidentemente esto no excluye la prudencia, principalmente cada vez que una medida parezca tener influencia sobre la balanza de pagos.

De cualquier manera, no existe ninguna razón para que las medidas de salvaguardia escapen a una prueba de

coherencia, que se desarrolle durante algunos meses y tome la forma de un presupuesto económico rudimentario.

Por otra parte, estas medidas serán naturalmente incorporadas en el Plan, al mismo título que las otras decisiones.

C) Los economistas no pueden hacer gran cosa, si los ingenieros no van adelante.

Proposición lapidaria pero incompleta, porque habría que agregar a los ingenieros, los administradores... y algunos más.

Se puede decir que los responsables de la formulación del Plan, aquéllos que en el seno de la Comisión del Plan están encargados de buscar el esquema deseable del desarrollo y determinar los equilibrios característicos de las principales etapas del crecimiento son, necesariamente, economistas profesionales. Ahora bien, la eficacia de este personal se sitúa, bastante estrictamente, al nivel de la síntesis. Esta eficacia es bastante dudosa, tanto en la fase anterior (formulación de los proyectos primarios, exploración de las técnicas de producción...) como en la fase posterior (aplicación del Plan).

Es necesario pues, que las posibilidades técnicas hayan sido examinadas de antemano por especialistas (agrónomos, químicos, ingenieros, funcionarios....)

Puede nacer en este momento un problema de entendimiento: la síntesis del Plan es confiada a personas que comprenden mal el lenguaje de las personas que proporcionan la información y a su vez, su lenguaje es difícilmente comprendido por los responsables de la ejecución.

D) Grandes fases de la preparación del Plan.

No obstante su aparente diversidad, las expe-

riencias contemporáneas en planeación tienen muchos puntos en común; parece, en particular, que la preparación del Plan se desarrolla casi en todos lados, según un mismo ritual, que apenas perturba las divergencias de doctrina o de escuela.

1) Contacto preliminar del Ministerio del Plan, con los principales responsables de la vida económica.

Para el Ministerio del Plan el momento delicado por excelencia, es aquél en el cual le es necesario obtener la simpatía de sus vecinos y rechazar la tentación de constituirse en superministerio, dotado de poderes de supervisión y control.

La mayor parte de los organismos de planeación se juegan su porvenir en ese momento y muchos ahí lo pierden. La personalidad del Ministro y la de sus colaboradores directos tiene, como se comprende fácilmente, un gran papel en el asunto.

Cuando se aborda la cuestión en abstracto, ese contacto puede ser concebido de dos maneras, según que el Plan presente a los responsables de la economía hipótesis de crecimiento, aprobadas de antemano por el gobierno, o según que se solicite a los mismos responsables, su opinión sobre lo que convendría hacer.

En el primer caso, el Plan suscitará la búsqueda de los medios que se utilizarán, para que una hipótesis general de crecimiento reciba las máximas oportunidades de realización. En el segundo, se procedería, en apariencia, a la recabación bastante desordenada de ciertas informaciones.

En realidad, es raro que estas dos condiciones extremas se presenten de una manera franca; nosotros las veremos, más bien, mezcladas en muy diferentes proporciones, tanto en los países subdesarrollados, como en los otros.

Como quiera que sea, el diálogo se establece - "en la cima", entre el personal del Plan y los representantes de las grandes actividades de producción (agricultura, principales industrias), de administración (enseñanza, salud, obras públicas....), de financiamiento.... Se observa aquí la constitución de pequeñas células, análogas a los "Grupos de Trabajo" de la planeación francesa, en las cuales se definen cifras, proyectos, hipótesis de trabajo..

2) Selección, por parte del gobierno de una - estrategia del desarrollo.

Este primer contacto pone al Plan en la posibilidad de apreciar, en forma aproximada, lo que es factible hacer en diez o quince años de plazo y aquello que, razonablemente, debe ser considerado fuera de lo alcanzable.

Provisto de esta información, el Plan puede solicitar las consignas gubernamentales en cuanto a la selección de una orientación preferencial. Se decide así una estrategia del desarrollo, cuyas condiciones políticas deben poder ser - aceptadas por una gran mayoría de la opinión pública; sabemos bien que una planeación insuficientemente apoyada encuentra - grandes obstáculos, de los que no siempre triunfa la política gubernamental.

3) Consulta general de todos los centros motores de la economía.

La estrategia escogida es ampliamente difundida y puesta en conocimiento de todas las personas y todos los organismos que estén llamados a colaborar con el Plan. Se organiza una consulta bastante amplia, que permita al Plan precisar su estudio inicial.

Esta consulta toma generalmente la forma de - reuniones de Comisiones más diversificadas que los grupos de

trabajo iniciales; pero de todos modos su número es bastante restringido, a fin de que el aparato así constituído sea aún fácilmente manejable.

4) Análisis, por la Comisión del Plan, de las informaciones colectadas y preparación del Plan, entendido esto en el sentido amplio.

Las indicaciones obtenidas son seleccionadas y remitidas a la Comisión del Plan, organismo de estudio del Ministerio del Plan.

La estrategia adoptada por el gobierno se considera como un dato del problema que no deberá objetarse sino excepcionalmente y se buscará definir un programa a mediano plazo, que resulte satisfactorio, es decir, que presente las dos virtudes mayores consistentes en respetar las grandes restricciones reconocidas y ser realizable, habida cuenta de los medios de acción de que el gobierno dispone. Este programa se precisa con ayuda de las Comisiones de planeación, preocupándose de seleccionar puntos prioritarios.

Una vez preparado, el Plan es ampliamente comentado y explicado, a fin de que la población participe de manera consciente y clara en el esfuerzo de desarrollo.

En la continuación de este curso, serán principalmente las fases 2 (elaboración de una estrategia del desarrollo) y 4 (preparación del Plan, entendido en el sentido amplio) las que nos interesarán especialmente.

III.- EL MINISTERIO DEL PLAN

A) Organización del Ministerio.

1) Lugar del organismo planeador en la estructura gubernamental.

No hay duda que la erección del organismo planeador en superministerio, con tendencia a supervisar y controlar, sea el origen de muchos fracasos.

Las otras dependencias reaccionan, ante lo que consideran una intromisión, tratando de constituir dominios reservados y no entregando, sino con cuentagotas y de la más mala gana, las informaciones de que disponen.

¿Dejar la responsabilidad del Plan a uno de los Ministerios técnicos? No siempre es una excelente solución ya que el Plan soporta, eventualmente, los defectos de la administración tutelar, sin encontrar la independencia deseable. Los dos sitios de adscripción clásicos, son el Ministerio de Finanzas y el Ministerio de Industria; en forma accesoria se puede señalar el Banco Central. Es raro que el Ministerio de Finanzas sea una buena selección, ya que en él existe más el deseo de equilibrio presupuestal, que el de desarrollo y los financieros ortodoxos se entienden admirablemente cuando se trata de estrangular un Plan. Una localización dentro del Ministerio de la Industria tiene inconvenientes de otro género, en particular el de hacer pasar el Plan bajo la tutela de los ingenieros. Eso se traduce por lo general, en una insistencia sobre las grandes obras de carácter espectacular, en perjuicio de múltiples proyectos de modesto alcance, que muy frecuentemente, son los que indican el valor de una planeación y en detrimento más aún, de la síntesis económica. Esto equivaldría en nuestra terminología, a poner el Plan en manos de los ingenieros de Puentes y Calzadas. El Banco Central es un punto relativamente neutro y constituye a veces una buena localización.

La mejor solución parece ser la que consiste en dar al organismo planeador dimensiones modestas y a ligarlo directamente al Primer Ministro; solución que garantiza al Plan una cierta libertad de maniobra, sin colocarlo por encima de -

la administración ordinaria.

Retengamos de todo esto que, más que ningún otro servicio gubernamental nuevo, el Plan provoca suspicacias y reserva, mientras que, por definición, más que ningún otro, el Plan tiene necesidad de relaciones exteriores amistosas y confiadas.

2) Plan y estadística.

No sería útil detenerse demasiado tiempo en este aspecto que ya ha sido tratado. Recordemos que reviste una particular importancia en los países jóvenes y carentes de personal calificado. En este caso, la tentación que se presenta al organismo planeador, de reclutar a los raros profesionales de la estadística disponibles, es muy grande; perdiendo con ello a la larga, en la medida en que la colecta e interpretación de los datos corren el riesgo de verse comprometidos.

3) Papel asignado a la "División encargada del control de la ejecución."

Se encuentra en general, en el interior de la administración planeadora, una división encargada de seguir la aplicación del Plan y de señalar, eventualmente, las medidas de corrección necesarias (en caso de atraso en la ejecución del Plan, de perturbaciones coyunturales...)

Desgraciadamente, esta División no existe frecuentemente, sino en teoría. ¡Se pueden encontrar tan buenos pretextos para retardar su creación efectiva! Falta de personal, necesidad de dedicar el mayor esfuerzo a la preparación...

Ahora bien, aunque aparentemente paradójica, la proposición siguiente merece ser tomada en consideración: el Plan tiene el valor que le confiere su ejecución. Si la

División encargada de vigilar esta ejecución, no ejerce muy rápidamente una acción enérgica y no manifiesta su presencia, detectando las fallas y haciendo tomar, con toda energía, las medidas para remediarlas, hay muchas posibilidades de que el Plan se convierta en letra muerta. La falta de vigor en la etapa de ejecución, desanimaría al personal que trabaja en la preparación del Plan, ya que tendría la impresión de trabajar sin ningún objeto, pues su trabajo no se refleja en la actividad económica de la Nación.

Pero este principio es más fácil de enunciar, que de aplicar, pues el personal de la División en cuestión debe reunir numerosas cualidades, que van desde la competencia técnica, hasta el sentido agudo de la oportunidad política y de las posibilidades económicas, a fin de poder discutir, en términos de igualdad, con el personal de los otros Ministerios, así como con los representantes de la Economía. Sólo un personal de Ingenieros-Economistas de excelente calidad puede ser efectivo en nuestra labor.

B) Personal

He aquí sólo algunas observaciones dispersas.

1) Colaboración entre personas venidas de diferentes horizontes.

No hay más que decir al respecto, que lo que nos ha enseñado la experiencia francesa.

Cualquiera que sea su organización, el Ministerio del Plan está obligado a depender de la competencia de personas muy diversas, provistas de culturas diferentes, de reacciones diferentes. El Plan no puede prescindir de los ingenieros; pero las reacciones de un químico no son las de un agrónomo, ni las de un electricista. El Plan debe contar con los economistas; pero la familia de los economistas comprende muy -

variados géneros. El Plan debe pedir la ayuda de los funcionarios, de los matemáticos, de los estadísticos.... El problema es que, salvo circunstancias excepcionales, (largos años de actividad política común por ejemplo, pertenencia a una misma familia espiritual) no es fácil lograr que buenos contactos mutuos, se establezcan rápidamente entre personas que no hablan el mismo lenguaje.

Representemos el problema razonando sobre dos grupos solamente: el de ingenieros y el de los economistas (profesionales).

Los economistas se encuentran, en virtud de su profesión, en el centro mismo de los trabajos de preparación del Plan; pero están a merced de los ingenieros. Primero, porque de ellos obtienen una gran parte de su información; enseguida, porque toda tentativa de su parte, para buscar una situación económica más satisfactoria que la situación existente, puede ser bloqueada por el veto de los ingenieros. Veto que puede ser plenamente justificado. Cuando René Dumont fué invitado por el Gobierno de Madagascar, para observar la situación agrícola de la isla y sugerir soluciones, dispuso de una gran libertad para criticar los servicios locales encargados de la ganadería, en virtud de la competencia, que sobre ese aspecto, se le reconoce. Pero un economista, que no fuera al mismo tiempo un agrónomo confirmado, no podría, en las mismas condiciones, sino iniciar una discusión de interés marginal con los mismos servicios. Por lo demás, el núcleo central de economistas y de estadísticos de la Comisión del Plan, se encuentra en la misma situación de inferioridad, frente a los ingenieros de carreteras..e inclusive de los financieros. Esas dificultades de inteligencia mútua pueden conducir, si no se toman las precauciones necesarias para evitarlo, a hacer del Plan una simple prolongación de la situación inicial y a comprometer toda

innovación.

¿Cual puede ser la solución? Es necesario que dos condiciones se cumplan simultáneamente.

En primer lugar, el Ministro del Plan y el Director de la Comisión del Plan, deben tener sus hombres bien controlados y eso depende sólo de ellos. O bien, son capaces de reunir y conducir un equipo, o bien no lo son; en este último caso, hay muchas posibilidades de que el Plan se reduzca rápidamente a nada.

En segundo lugar, es necesario que se encuentren entre los ingenieros, personas que tengan un buen conocimiento de los problemas económicos; no se les pedirá necesariamente que hayan leído a Walras, Marx o Hicks, sino, solamente, estar bien advertidos para poder abordar, bajo un ángulo económico, problemas que escapan de su competencia particular. Esto quiere decir que el Ministerio del Plan debe contar con una "tercera fuerza" compuesta de ingenieros-economistas capaces de establecer la comunicación entre técnicos puros y economistas puros. ¿Por qué asignar ese papel a los ingenieros más bien que a los economistas? Simplemente porque, en general, un ingeniero tiene menos dificultades para adquirir una cierta cultura económica, que las que tiene un economista en adquirir una cultura técnica válida, en un campo particular.

2) Lugar y papel del experto extranjero.

En el "catecismo" sumario, dirigido al experto designado para una misión de asistencia técnica, se le recomendaba incorporarse, con una gran amplitud de espíritu, a la vida del equipo en que trabajaría; es ésta una regla todavía válida, incluso en el caso en que el trabajo propuesto se presente como muy técnico (preparación de una encuesta, por ejemplo).

Ya hemos dicho que dejarse encerrar en una oficina, trabajar sólo con documentos, es ir directamente al fracaso.

Así, la sola competencia es insuficiente; la aptitud de entrar en contacto con otros, la curiosidad, el sentido de las relaciones humanas.... tienen una gran importancia.

Supongamos existentes esas cualidades y preguntémonos que papel puede desempeñar el experto extranjero y que limitaciones parecen deber imponérsele.

En el caso del estudio de un problema particular (condiciones de explotación de un yacimiento, desarrollo agrícola....) la cuestión no presenta dificultades particulares; pero éstas comienzan cuando se trata de una colaboración directa en la preparación central del Plan. Un extranjero no puede pretender dirigir operaciones, de las que el principio y las consecuencias, tienen un carácter netamente político; él debe pues encontrar un justo medio entre esa dirección y un papel menor. Si el experto está trabajando correctamente y se encuentra en una buena situación dentro de la organización, puede rendir grandes servicios contribuyendo, con discreción, al arbitraje entre los puntos de vista divergentes, que él verá afirmarse, dentro de la Comisión del Plan.

Evidentemente estas reflexiones son muy generales; no se ve claro como podrían dejar de serlo.

3) Neutralidad política del personal.

No nos hagamos demasiadas ilusiones sobre la neutralidad política del personal, al menos en lo que se refiere a los cuadros.

Hemos visto que era esencial, para el Ministerio del Plan, mantener excelentes relaciones con los principales responsables de la vida económica activa del país: líde--

res políticos, administradores, jefes de empresas.... en las, faltando estas relaciones, el organismo de planeación se aislaría de las fuerzas vivas de la nación y tendría que conformarse a trabajar con estadísticas, ayudándose con informaciones inciertas. Incluso cuando las estadísticas son buenas, su interpretación correcta depende en gran parte de los contactos entre los organismos colectores y la base.

De ello resulta que pueda resultar deseable la homogeneidad política del personal, en su conjunto.

Por supuesto, el sentimiento de las responsabilidades políticas existe vivamente en los escalones superiores de la jerarquía (Directores, Directores adjuntos....) donde se sabe que se está comprometido al lado del régimen. Pero ese sentimiento es mucho menor en los otros escalones e incluso, ciertos elementos imaginan poder mantenerse en el papel de técnicos y quedar libres de compromiso. ¿Pueden hacerlo, sin comprometer el funcionamiento del Ministerio? Se está tentado de responder que en general eso no se puede y que para el ministro, es un asunto de conciencia profesional señalar a sus colaboradores, que todos están embarcados en una aventura política, de la que sólo pueden sustraerse dejando su cargo. Esto es así porque en todos los niveles jerárquicos debe preservarse la buena calidad de los contactos con el resto del país, ya sea al nivel de un joven estadístico que al de un Director; no es posible que estos últimos abran todas las puertas a sus colaboradores, como tampoco puedan ellos sugerir todas las iniciativas. Por otra parte, la constitución en el seno del Ministerio de células pretendidamente apolíticas, o que rechazan de manera abierta o latente la dirección política general, puede crear molestias, malentendidos, fricciones.... de naturaleza tal que comprometan el trabajo de planeación.

De ahí la regla general: es deseable una bue

na homogeneidad política del personal, en todos los niveles.

Sin embargo, sería pecar de falta de realismo el querer respetar esa regla, sin ninguna excepción. No se puede establecer, en imperativo absoluto, el conformismo político, en un mundo donde el personal calificado es raro. Eso sería tan absurdo para un gobierno, como el limitarse al concurso de técnicos heterodoxos, pero de los que la lealtad sea segura.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

XV CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL DE LA

S. A. H. O . P.

TEMA: PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS.

PROF. ING. ALFREDO MARTINEZ DURAN.

Noviembre de 1977.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

CURSO DE ACTUALIZACION EN VIAS TERRESTRES

PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

PROGRAMA GENERAL

1. ELEMENTOS BASICOS
   - 1.1 VEHICULO
   - 1.2 TRANSITO
   - 1.3 VELOCIDAD
   - 1.4 DISTANCIAS DE VISIBILIDAD
   - 1.5 GENERALIDADES SOBRE CAPACIDAD

2. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS
   - 2.1 ALINEAMIENTO HORIZONTAL
   - 2.2 ALINEAMIENTO VERTICAL
   - 2.3 SECCION TRANSVERSAL

3. PROYECTO GEOMETRICO
   - 3.1 METODOLOGIA DEL PROYECTO
   - 3.2 RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO

4. EVALUACION DE CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.

MATERIAL PARA EL CURSO:

A. "MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO PARA CARRETERAS"
Secretaría de Obras Públicas. México, D.F (1971)

B. SERIE DE PROBLEMAS ILUSTRATIVOS.

1. ELEMENTOS BASICOS

1.1 Calcule el grado máximo de curvatura para que un vehículo que circula a 60 km/h no deslice, considerando una pendiente transversal de 0.10 y un coeficiente de fricción lateral de 0.1713. Calcule también el ancho virtual de un vehículo DE-610 cuando circula por la curva antes determinada.

$$R_{min} = 0.00785 \frac{V^2}{S+\mu} = 0.00785 \frac{(60)^2}{0.10+0.1713} = 104.17m$$

$$G_{max} = \frac{1145.92}{R_{min}} = \frac{1145.92}{104.17} = \underline{\underline{11°}}$$

$$U = EV + R_G - \sqrt{R_G^2 + DE^2} = 2.59 + 104.17 - \sqrt{104.17^2 + 6.10^2} = 2.41m$$

$$F_A = \sqrt{R_G^2 + Vd(2\,DE + Vd)} - R_G = \sqrt{104.17^2 + 1.22(2\times 6.10 + 1.22)} - 104.17 = 0.08\,m$$

$$\text{Ancho virtual} = 2.41 + 0.08 = \underline{\underline{2.49m}}$$

1.2 Determinar la velocidad de régimen y las curvas de aceleración y desaceleración para una tangente vertical pavimentada con pendiente de 5%, utilizando un vehículo de 120 kg/hp (DE-610) y velocidades de entrada de 20 y 60 km/h. Considere un vehículo con peso de 17,000 kg, eficiencia de 0.8, área frontal de 5 m², factor de resistencia al aire de 0.005 y factor de resistencia al rodamiento de 0.010.

$$F_D = \frac{270P}{V} e - K_A A V^2 - K_R W \pm P W = \frac{270\left(\frac{17{,}000}{120}\right)}{V} \times 0.8 - 0.005 \times 5 V^2 - 0.01 \times 17{,}000 \pm$$

$$\pm 0.05 \times 17{,}000 = \frac{30{,}600}{V} - 0.025 V^2 - 170 \pm 850$$

Para +5% : $F_D = \frac{30{,}600}{V} - 0.025 V^2 - 1020$

Para −5% : $F_D = \frac{30{,}600}{V} - 0.025 V^2 + 680$

Si $F_D = 0 \Rightarrow V = V_R$ (velocidad de régimen), luego:

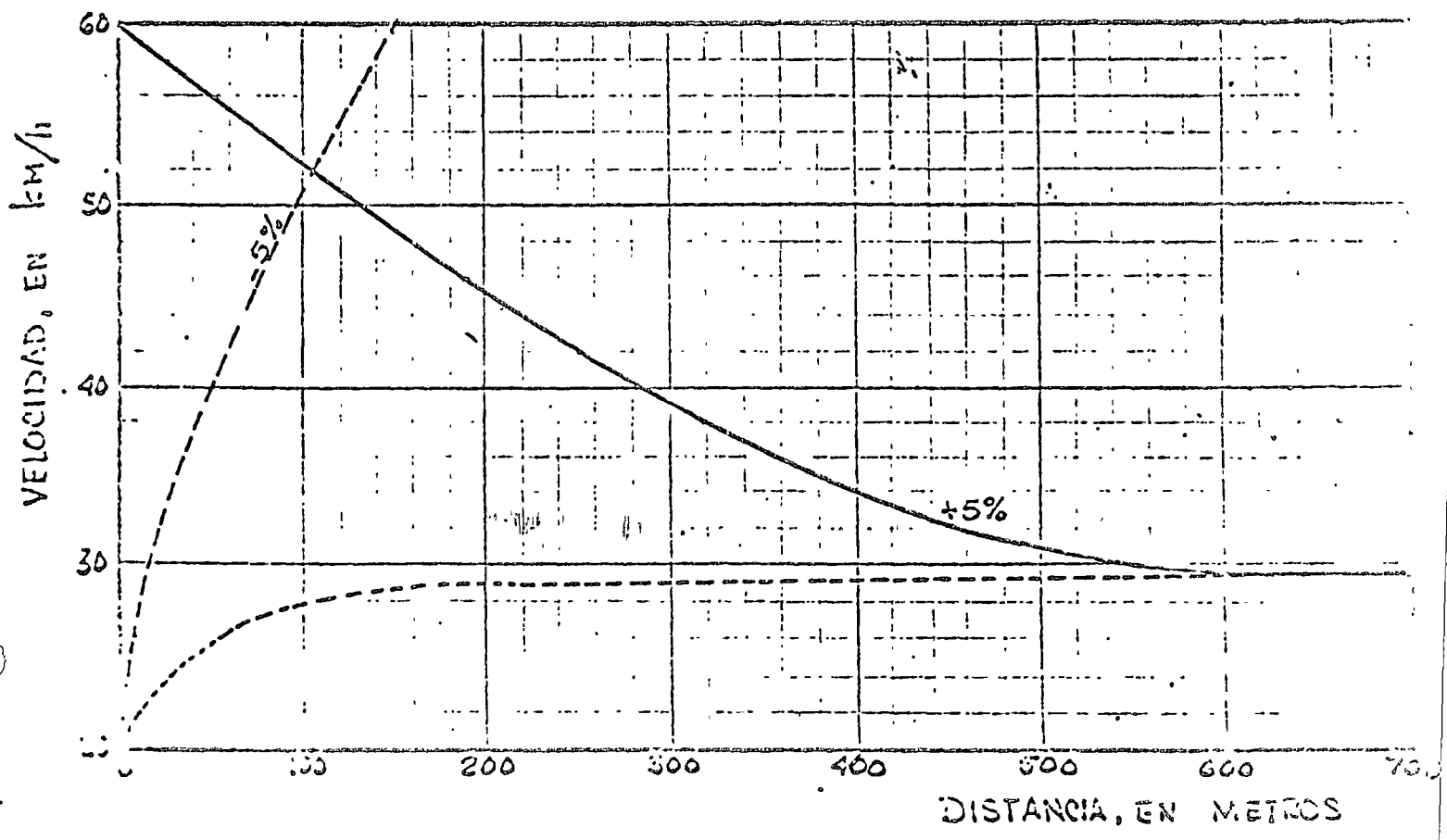
$$\frac{30{,}600}{V_R} - 0.025 V_R^2 - 1020 = 0$$

Resolviendo por tanteos: $V_R = 29.3785$ km/h

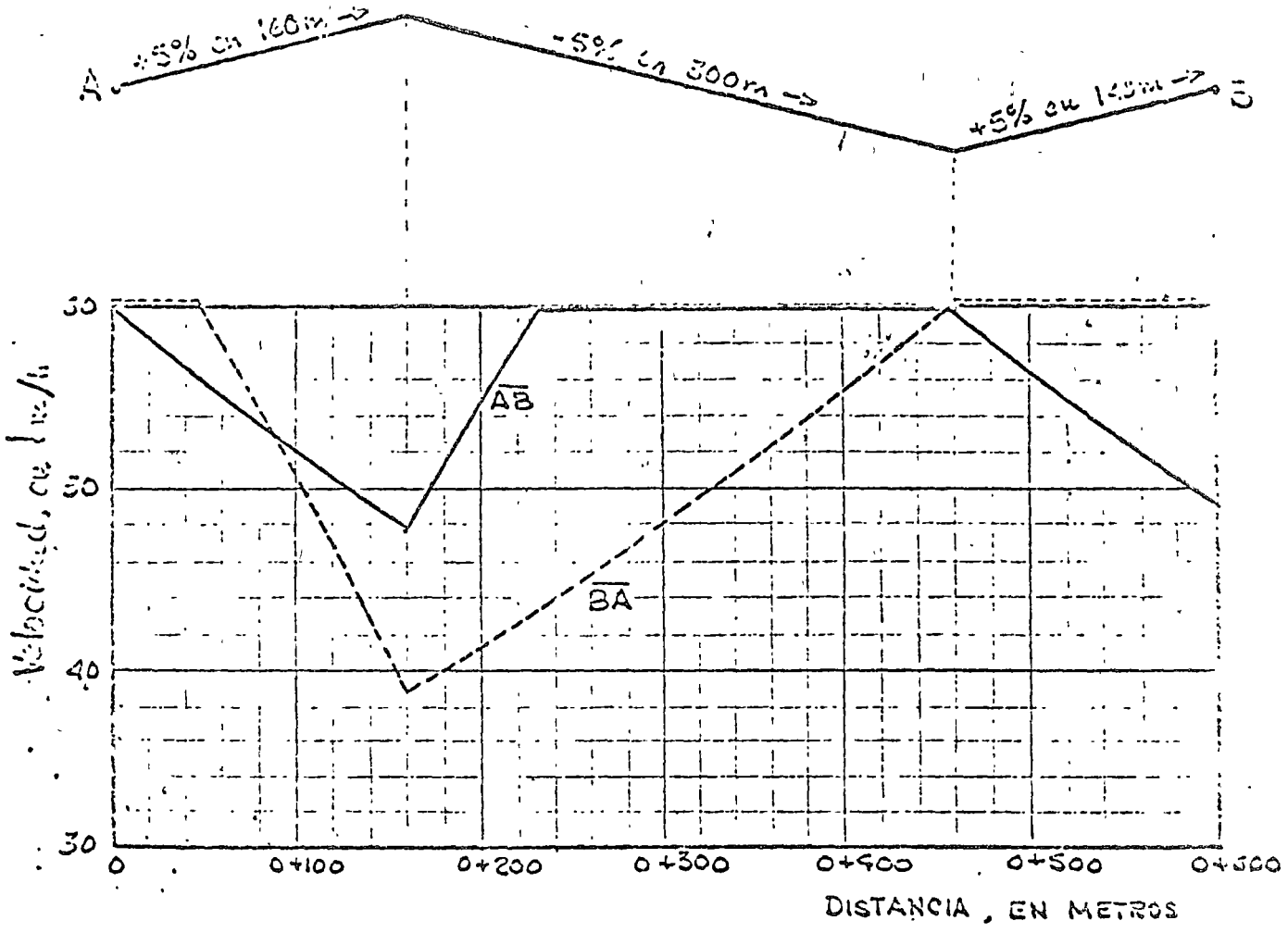
Por otra parte:

$$LL = \frac{W}{254 F_D}(V_2^2 - V_1^2) = \frac{17{,}000}{254 F_D}(V_2^2 - V_1^2) = 66.93 \frac{V_2^2 - V_1^2}{F_D}$$

V	PENDIENTE ASCENDENTE: +5%				PENDIENTE DESCENDENTE: -5%			
km/h	$V_2^2-V_1^2$	F_D	ΔL	L	$V_2^2-V_1^2$	F_D	ΔL	L
60	—	—	—	0	236	1123.49	14.06	155.94
58	-236	-600.00	26.33	26.33	228	1148.03	13.29	141.88
56	-228	-576.51	26.49	52.82	220	1173.77	12.54	128.59
54	-220	-551.97	26.68	79.50	212	1200.86	11.81	116.04
52	-212	-526.23	26.96	106.46	204	1229.50	11.11	104.23
50	-204	-499.14	27.35	133.81	196	1259.90	10.41	93.12
48	-196	-470.50	27.89	161.70	188	1292.32	9.74	82.71
46	-188	-440.10	28.59	190.29	180	1327.05	9.08	72.97
44	-180	-407.68	29.55	219.84	172	1364.47	8.44	63.89
42	-172	-372.95	30.87	250.70	164	1405.00	7.81	55.46
40	-164	-335.55	32.71	283.42	156	1449.17	7.20	47.64
38	-156	-295.00	35.39	318.81	148	1497.60	6.61	40.44
36	-148	-250.80	39.49	358.30	140	1551.10	6.04	33.83
34	-140	-202.40	46.50	404.80	132	1610.65	5.48	27.78
32	-132	-148.90	59.33	463.93	124	1677.50	4.95	22.30
30	-124	-89.35	92.89	556.82	116	1753.25	4.43	17.35
28	+108	+140.02	51.62	107.[illegible]	108	1840.02	3.93	12.92
26	+100	+240.60	27.82	56.22	100	1940.60	3.45	9.00
24	+92	+358.81	17.16	28.40	92	2058.81	2.99	5.55
22	+84	+500.00	11.24	11.24	84	2200.00	2.56	2.56
20	—	—	—	0	—	—	0	0



1.5 Con las curvas del problema anterior, determine el perfil de velocidad y la velocidad media en ambas direcciones de circulación de un tramo que tiene un perfil como el mostrado. La velocidad de entrada al tramo es de 60 km/h, que al mismo tiempo es la velocidad de proyecto.



$$\overline{V}_{AB} = \frac{0.600}{\frac{0.130}{54} + \frac{0.07}{54} + \frac{0.23}{60} + \frac{0.14}{54.5}} = 56.3 \Rightarrow 56 \text{ km/h}$$

$$\overline{V}_{BA} = \frac{0.600}{\frac{0.05}{60} + \frac{0.11}{48.5} + \frac{0.3}{49.5} + \frac{0.14}{60}} = 52.4 \Rightarrow 52 \text{ km/h}$$

1.4 Se está estudiando el tránsito en un camino que se pretende modificar, localizado en la zona de influencia de una estación maestra cuyas variaciones se muestran en los gráficos adjuntos. El tramo de camino a estudiar en este cursillo pertenece a dicha modificación. Para estimar el tránsito existente, se efectuó un aforo de una semana en el mes de julio, obteniendo un TDPS de 1260 vpd. Si las tasas de incremento anual de tránsito son las mostradas, e incluyen tránsito desviado, generado, de desarrollo e incremento normal, se requiere conocer:

a) la variación del TDPA y del volumen anual (VA) a lo largo de un plazo de análisis de 20 años (horizonte de proyecto)

b) los siguientes parámetros referidos al año veinte:
- Volumen horario medio ($\overline{TH}$)
- Volumen horario máximo (THM)
- Volumen horario de proyecto (THP), según criterio AASHO
- Volumen anual en sabados y domingos (VA')
- Número de horas al año (H) con volumenes iguales o mayores que el medio horario ($\overline{TH}$)
- Número de vehículos (N) que pasan con volúmenes mayores al volumen de proyecto (THP)

a) $TDPA = \frac{1260}{1.26} = 1000$ vpd

AÑO	TASA DE INCREMENTO	TDPA	VA
0	–	1000	–
1	10	1100	401,500
2	13	1243	453,695
3	16	1442	526,330
4	13	1629	594,585
5	12	1825	666,125
6	10	2007	732,555
7	10	2208	805,920
8	9	2407	878,555
9	9	2623	957,395
10	9	2860	1,043,900
11	8	3088	1,127,120
12	8	3335	1,217,275
13	8	3602	1,314,730
14	8	3890	1,419,850
15	8	4202	1,533,730
16	8	4538	1,658,370
17	8	4901	1,788,865
18	8	5293	1,931,945
19	8	5716	2,086,340
20	8	6173	2,253,145

b) - $\overline{TH} = \frac{6173}{24} = 257$ vph

- $THM = K_{THM}\, TDPA =$
$= 0.235 \times 6.173 = 1.451$ vph

- $THP = K_{30}\, TDPA =$
$= 0.155 \times 6.173 = 957$ vph

- $VA' = \left(\frac{1.07 + 1.10}{7}\right) \times 2.253.145 =$
$= 698.475$ vpa

- $H = p \times 8760 = 0.42 \times 8760 =$
$= 3.679$ horas

$\frac{257 \times 100}{6173} = 4.2\% \Rightarrow p = 0.42$

- $N = 0.012 \times 2.253.145 =$
$= 27.038$ vpa

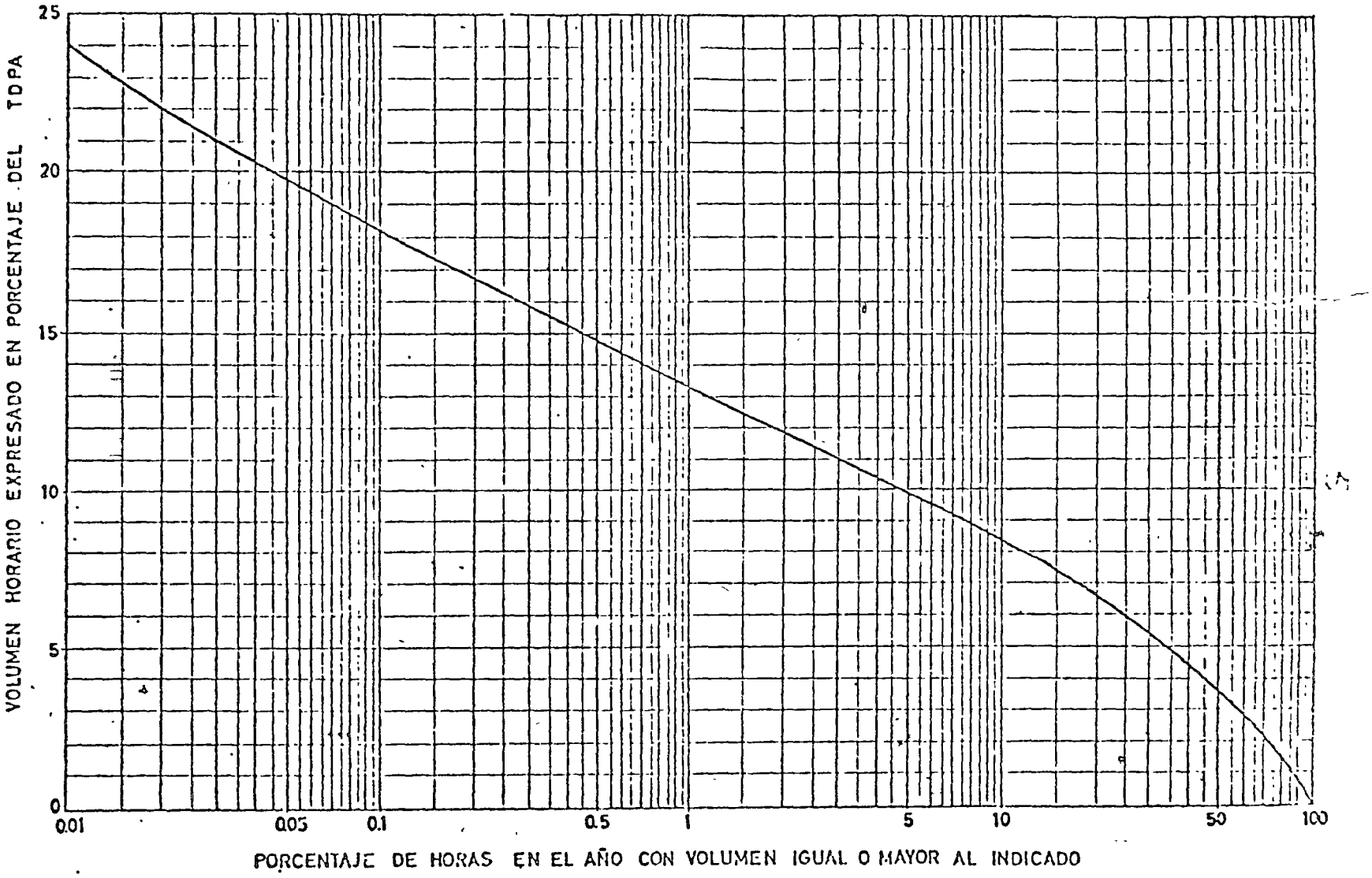


FIG A4 VOLUMENES HORARIOS OCURRIDOS EN EL AÑO ORDENADOS DE MAYOR A MENOR

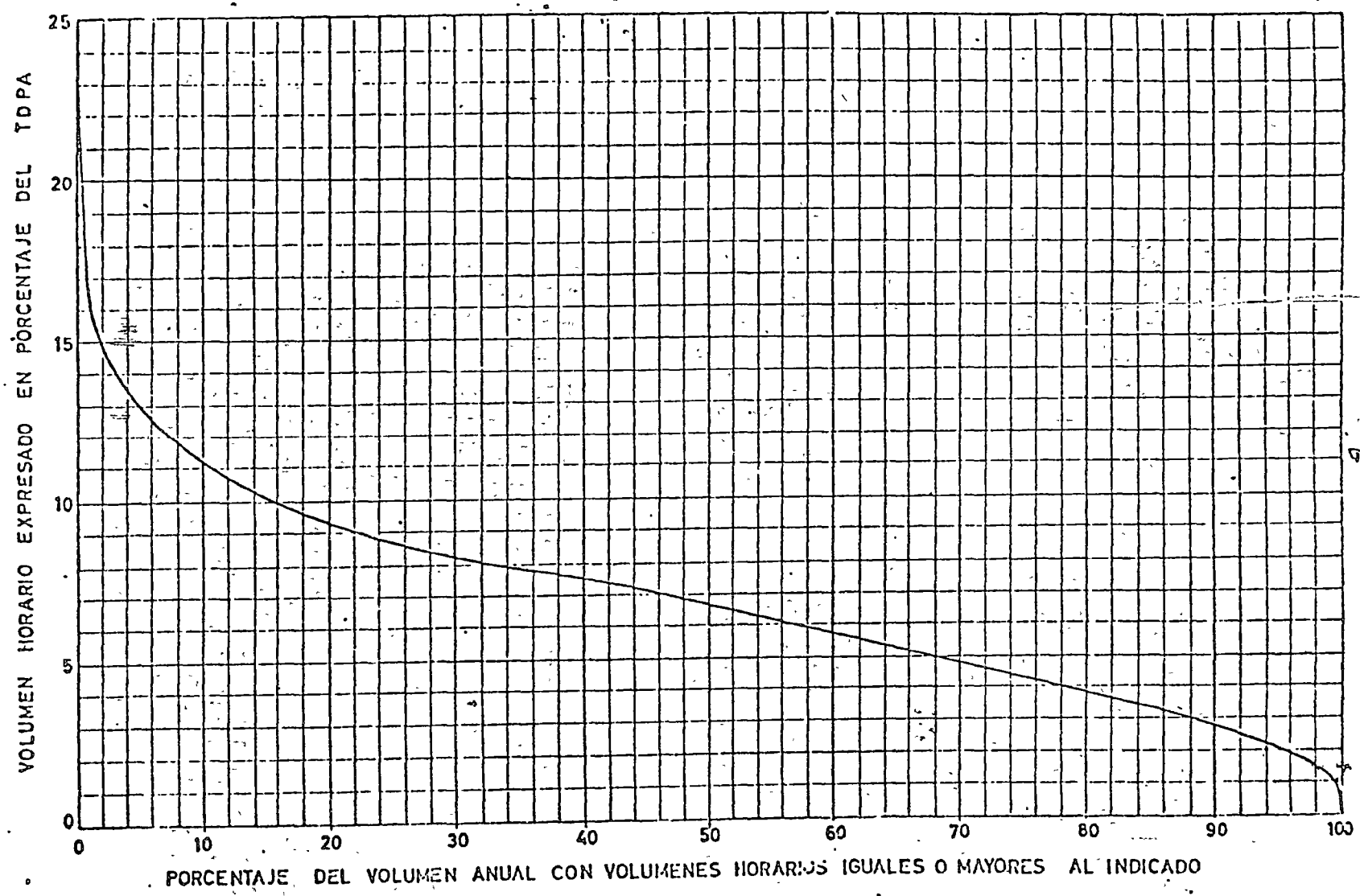
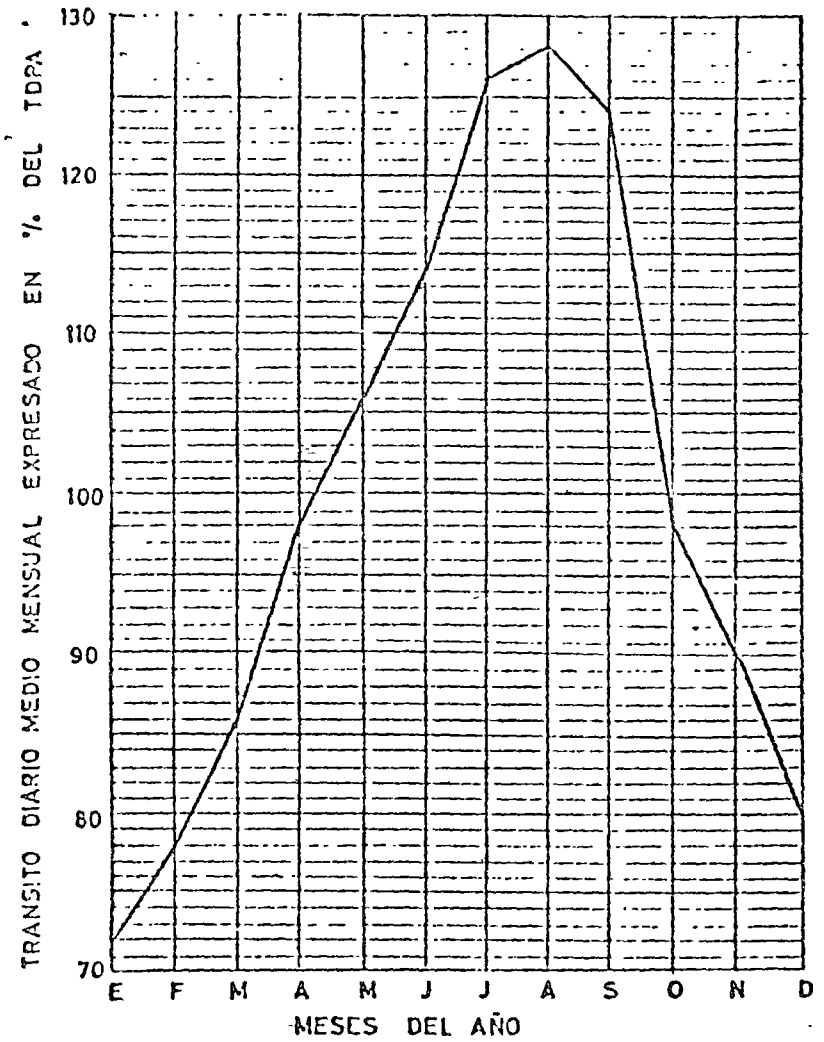
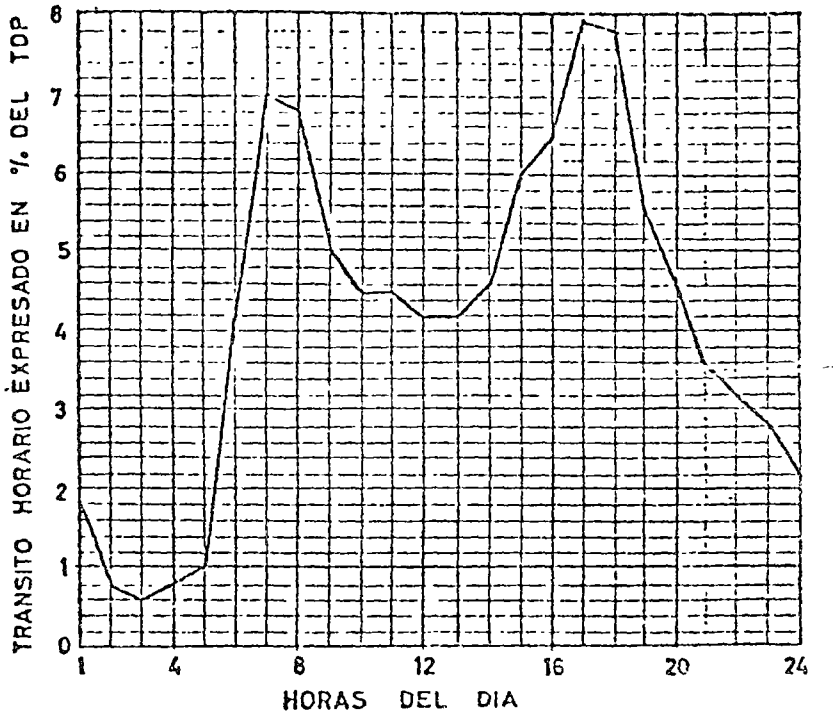


FIG 45 PORCENTAJE DEL VOLUMEN ANUAL SERVIDO CON CADA VOLUMEN HORARIO





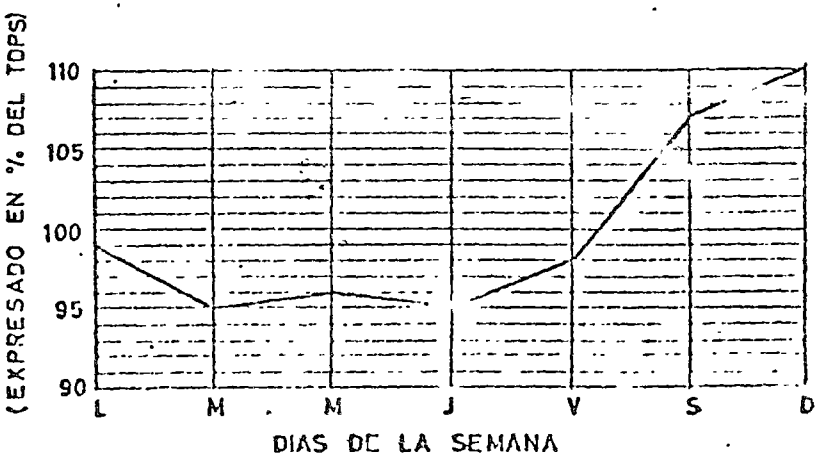


FIG VARIACIONES DE LOS VOLUMENES DE TRANSITO

1.5 Con base en la fig 5.13 del Manual y los resultados del problema 1.3, estime la velocidad media de marcha de los vehículos ligeros y pesados en ambas direcciones, tanto para volúmenes bajos como para altos. El tránsito está compuesto por 60% de vehículos ligeros y 40% de vehículos pesados (camiones tipo DE-610).

Los valores dados en la fig 5.18 del Manual para velocidad de proyecto de 60 km/h (55 y 48 km/h) para volúmenes bajos y altos, se refieren a velocidad media para todo el tránsito. Las velocidades obtenidas en el problema 1.3, se refiere a la vel. que desarrollan los camiones cuando no hay interferencias de otros vehículos. Suponiendo que se pueden combinar ambos resultados, se tendría:

A → B
- Volúmenes altos: 48 km/h (autos y camiones)
- Volúmenes bajos: 55 km/h (autos y camiones)

B → A
- Volúmenes altos: 48 km/h (autos y camiones
- Volúmenes bajos: 55 km/h
  - camiones: 52 km/h
  - autos: 57 km/h = V
  - $52 \times 0.4 + V \times 0.6 = 55$

1.6 Determine las distancias de visibilidad de parada y de rebase para una velocidad de proyecto de 60 km/h, con pendientes de -5%, 0% y +5%. Redondee los resultados a múltiplos de cinco, e indique cuales se usarían para proyecto.

Distancia de visibilidad de rebase: $D_r = 4.5V = 4.5 \times 60 = 270$ m

Distancia de visibilidad de parada: $D_p = d + d'$

$d = 0.278\, V t_{pr} = 0.278\,(55)(2.5) = 38.19$ m

$d' = \dfrac{V^2}{254(f \pm p)} = \dfrac{V^2}{254(0.34 \pm p)} =$
- 30.54 m para p = +5%
- 35.03 m para p = 0
- 41.07 m para p = -5%

p = +5% $\quad D_p = 38.19 + 30.54 = 68.73$ m

p = 0 $\quad D_p = 38.19 + 35.03 = 73.22$ m ←

p = -5% $\quad D_p = 38.19 + 41.07 = 79.26$ m

Para proyecto: $D_p = 75$ m

1.7 Calcule la capacidad y volúmenes de servicio de un camino con velocidad de proyecto de 60 km/h y alineamiento vertical como el del problema 1.5. La composición del tránsito está definida en el problema 1.6; además se tienen restricciones de visibilidad en el 30% de la longitud del camino y la sección transversal consta de 6m de calzada y 8m de corona.

$$[VS]_x = 2000\,[W]_x\,[T]_x\,[V/C]_x$$

De fig 6.18 (pag 170).

Como la velocidad de los camiones no cae abajo de 50 km/h (problema 1.5), el número de vehículos ligeros equivalentes es de 2 para niveles D y E

$$[T]_D = [T]_E = \frac{100}{100 - P_T + P_T E_T} = \frac{100}{100 - 40 + 40 \times 2} = 0.71.$$

De tabla 6.L (pag 198)

$$W = 3.05\,m \begin{cases} d = 0.60\,m \begin{cases} W_B = 0.63 \\ W_E = 0.69 \end{cases} \\ d = 1.20\,m \begin{cases} W_B = 0.71 \\ W_E = 0.76 \end{cases} \end{cases} \quad d = 1.0 \begin{cases} W_B = 0.68 \\ W_E = 0.74 \end{cases} \quad \begin{cases} W_C = 0.70 \\ W_D = 0.72 \end{cases}$$

De tabla 6.K (pag 197)

Para nivel D y 65 km/h de vel. de proyecto:

DV = 80% : V/C = 0.55 ← Para DV = 70% : V/C = 0.53

DV = 60% : V/C = 0.51

$$[VS]_D = 2000 \times 0.72 \times 0.71 \times 0.53 = 542 \text{ vph}$$

$$[VS]_E = C = 2000 \times 0.74 \times 0.71 \times 1. = 1051 \text{ vph}.$$

1.8 Con base en los resultados de los problemas 1.4 y 1.7, analice la operación del camino en 20 años, determinando el número de vehículos que operan cada año a los diferentes niveles de servicio, así como el número de horas de congestionamiento. El análisis debe hacerse de año en año para después obtener los totales.

AÑO	VOLUMEN ANUAL VA	VOLUMEN DE SERVICIO COMO % DEL TDPA A NIVEL:		% DEL VA CON VOL. ≥ A VOL. DE SERVICIO A NIVEL:		% DEL VA CIRCULANDO A UN NIVEL DE SERVICIO:			NUMERO DE VEHICULOS CIRCULANDO A UN NIVEL DE SERVICIO:			HORAS AL AÑO A NIVEL DE SERVICIO F	
		D	E	D	E	D	E	F	D	E	F	%	N.
1	401,500	> 25	> 25	0	0	100	0	0	401,500	0	0	0	0
2	455,695	> 25	> 25	0	0	100	0	0	455,695	0	0	0	0
3	526,330	> 25	> 25	0	0	100	0	0	526,330	0	0	0	0
4	594,585	> 25	> 25	0	0	100	0	0	594,585	0	0	0	0
5	666,125	> 25	> 25	0	0	100	0	0	666,125	0	0	0	0
6	732,555	> 25	> 25	0	0	100	0	0	732,555	0	0	0	0
7	805,920	24,5	> 25	0	0	100	0	0	805,920	0	0	0	0
8	878,555	22,5	> 25	0	0	100	0	0	878,555	0	0	0	0
9	957,395	20,7	> 25	1	0	99	1	0	947,821	9,574	0	0	0
10	1,043,900	19,0	> 25	1	0	99	1	0	1,033,461	10,439	0	0	0
11	1,127,120	17.6	> 25	1	0	99	1	0	1,115,849	11,271	0	0	0
12	1,217,275	16.3	> 25	1	0	99	1	0	1,205,102	12,173	0	0	0
13	1,314,730	15.0	> 25	2	0	98	2	0	1,288,435	26,295	0	0	0
14	1,419,850	13.9	> 25	3	0	97	3	0	1,377,254	42,596	0	0	0
15	1,533,730	12.9	25.0	5	0	95	5	0	1,457,043	76,687	0	0	0
16	1,656,370	11.9	23.2	8	0	92	8	0	1,523,860	132,510	0	0.619	1
17	1,788,365	11.1	21.4	10	0	90	10	0	1,609,978	178,837	0	0.024	2
18	1,931,945	10.2	19.9	15	1	85	14	1	1,642,153	270,473	19,319	0.045	4
19	2,086,340	9.5	18.4	18	1	82	17	1	1,710,799	354,678	20,863	0.050	5
20	2,253,145	8.8	17.0	24	1	76	23	1	1,712,390	518,224	22,531	0.175	15
Σ	22,109,530	—		—		92.7	7.0	0.3	21,683,410	1,843,807	62,715	—	30

CONCLUSIONES:

El camino funciona perfectamente y hasta es posible que esté "sobrado"

1.9 Utilizando datos y resultados anteriores, calcule el costo de operación para cada nivel de servicio por 1000 vehículos. Para niveles de servicio D y E, suponga que los vehículos circulan a velocidades similares a las obtenidas en el problema 1.5; para nivel F, utilice una velocidad media de 20 km/h y que cada vehículo se ve obligado a efectuar una reducción de velocidad de 10 km/h. La distribución direccional del tránsito es 50% - 50% y la composición es 60% A + 40% C. El alineamiento vertical es como el del problema 1.3 y el alineamiento horizontal consta de 400 m de curvas de 11° y 200 m de tangente. Los costos que deben utilizarse son los siguientes:

COSTO HORARIO POR TIEMPO DE VIAJE: \$10.00/HORA-AUTOMOVIL y \$40.00/HORA-CAMION

COSTO DE RECORRIDO POR 1000 VEHICULOS-KILOMETRO (1):

V km/h	COSTO EN CONDICIONES IDEALES (2)		% DE INCREMENTO EN COSTO POR PENDIENTE +5% (3)		% DE DECREMENTO EN COSTO POR PENDIENTE -5% (3)		% DE INCREMENTO EN COSTO POR CURVATURA DE 11° (3)		% DE INCREMENTO EN COSTO POR 1000 CICLOS DE CAMBIO DE VELOCIDAD (3) (4)		EXCESO DE MOTOR CONSUMIDAS POR 1000 CICLOS DE CAMBIOS DE VELOCIDAD (4)	
	A	C	A	C	A	C	A	C	A	C	A	C
20	429	840	26	30	12	19	20	29	4	5	0.65	0.84
30	388	728	30	38	15	22	31	45	5	7	0.54	0.7
40	362	679	32	49	18	24	48	72	7	10	0.41	0.52
50	350	666	34	64	20	24	80	118	8	12	0.33	0.52
60	346	667	34	80	22	24	124	176	11	13	0.29	0.43

(1). Los costos de recorrido incluyen: depreciación, mantenimiento y consumo. Están tomados del estudio: "Costos de recorrido de los vehículos" de R. Magalhães (Instituto de Ingeniería), adaptados de los dados por Winfrey ("Economic Analysis for Highways").

(2) Las condiciones ideales son: camino plano, pavimentado, recto y en donde los vehículos circulan a velocidad constante

(3) Los porcentajes están referidos al costo en condiciones ideales

(4) Los cambios de velocidad se refieren a ciclos en donde la velocidad inicial y final es la consignada a la extrema izquierda y la velocidad intermedia es inferior en 10 km/h.

COSTO POR 1000 VEHICULOS A NIVEL DE SERVICIO "D" (C_D)

DIRECCION	DE A HACIA B		DE B HACIA A	
TIPO DE VEHICULO	AUTOMOVILES	CAMIONES	AUTOMOVILES	CAMIONES
VELOCIDAD	55	55	57	52
Costo en condiciones ideales	348×0.6	666.5×0.6	347.2×0.6	666.2×0.6
Incremento por pendiente	348×0.3×0.34	666.5×0.3×0.72	347.2×0.3×0.34	666.2×0.3×0.[illegible]
Decremento por pendiente	-348×0.3×0.21	-666.5×0.3×0.24	-347.2×0.3×0.24	-666.2×0.3×0.[illegible]
Incremento por curvatura	348×0.4×1.02	666.5×0.4×1.47	347.2×0.4×1.108	666.2×0.4×1.[illegible]
Costo del tiempo	(0.6/55)×10×1000	(0.6/55)×40×1000	(0.6/57)10×1000	(0.6/[illegible]×40[illegible]
COSTO TOTAL	$473.45	$1,371.89	$480.59	$1349.68

$$C_D = \frac{(473.45\times0.6 + 1{,}371.89\times0.4) + (480.59\times0.6 + 1340.68\times0.4)}{2} = \$\,828.75$$

COSTO POR 1000 VEHICULOS A NIVEL DE SERVICIO "E" (C_E)

DIRECCION	AMBAS DIRECCIONES	
TIPO DE VEHICULO	AUTOMOVILES	CAMIONES
VELOCIDAD	48	48
Costo en condiciones ideales	352.4×0.6	668.6×0.6
Incremento por pendiente	352.4×0.3×0.336	668.6×0.3×0.61
Decremento por pendiente	-352.4×0.3×0.198	-668.6×0.3×0.24
Incremento por curvatura	352.4×0.4×0.736	668.6×0.4×1.09
Costo del tiempo	(0.6/48)×10×1000	(0.6/48)×40×1000
COSTO TOTAL	$454.78	$1,194.01

$$C_E = 0.6\times454.78 + 0.4\times1{,}194.01 = \$\,750.47$$

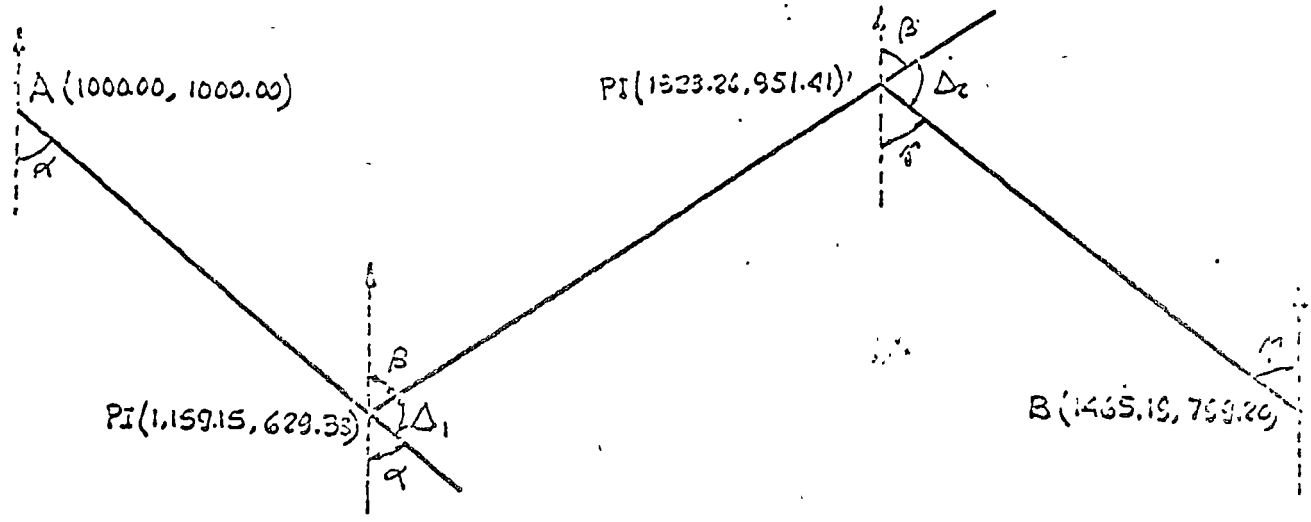
COSTO POR 1000 VEHICULOS A NIVEL DE SERVICIO "F" (C_F)

DIRECCION	AMBAS DIRECCIONES	
TIPO DE VEHICULO	AUTOMOVILES	CAMIONES
VELOCIDAD	20	20
Costo en condiciones ideales	429×0.6	840×0.6
Incremento por pendiente	429×0.3×0.26	840×0.3×0.3
Decremento por pendiente	-429×0.3×0.12	-840×0.3×0.19
Incremento por curvatura	429×0.4×0.20	840×0.4×0.29
Costo del tiempo	(0.6/20)×10×1000	(0.6/20)×40×1000
Incremento por ΔV (accidente)	429×0.04	840×0.05
Incremento por ΔV (tiempo)	0.69×10	0.94×40
COSTO TOTAL	$633.80	$1,904.76

$$C_F = 0.6\times633.80 + 0.4\times1{,}904.76 = \$\,1{,}124.18$$

2. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

2.1 Calcular las distancias entre PI y puntos terminales A y B, así como el rumbo y deflexión de las tangentes del alineamiento horizontal mostrado, si las coordenadas de los puntos citados son:



RUMBOS:

$\overline{A-PI_1}$ $\tan\alpha = \dfrac{1159.15-1000.00}{800-629.33} = 0.9325013 \rightarrow \alpha = 43°$ S43E

$\overline{PI_1-PI_2}$ $\tan\beta = \dfrac{1323.26-1159.15}{951.41-629.33} = 0.5095317 \rightarrow \beta = 27°$ N27E

$\overline{PI_2-B}$ $\tan\gamma = \dfrac{1465.19-1323.26}{951.41-799.20} = 0.9324617 \rightarrow \gamma = 43°$ S43E

DEFLEXIONES:

$$\Delta_1 = 180-(\alpha+\beta) = 180-(43-27) = 110°$$
$$\Delta_2 = 180-(\beta+\gamma) = 180-(27+43) = 110°$$

DISTANCIAS:

$$\overline{A-PI_1} = \sqrt{(1159.15-1000.00)^2+(800.00-629.33)^2} = 233.36\,m$$
$$\overline{PI_1-PI_2} = \sqrt{(1159.15-1323.26)^2+(629.33-951.41)^2} = 361.48\,m$$
$$\overline{PI_2-B} = \sqrt{(1323.26-1465.19)^2+(951.41-799.20)^2} = 208.12\,m$$

ESCALA 1:2000

2.2 Si las curvas del alineamiento horizontal tienen una velocidad de proyecto de 60 km/h y son de grado máximo (G=11°) y sobreelevación máxima (0.10), calcule la longitud mínima de espiral con los criterios de SHORT, AASHO y SOP. Para el proyecto del alineamiento horizontal, calcule la longitud de espiral necesaria, si se quiere que el ET de la primera curva coincida con el TE de la segunda. Esta longitud se empleará para el proyecto del alineamiento horizontal, siempre que cumpla con el requisito de longitud mínima.

LONGITUDES MINIMAS DE ESPIRAL:

SHORT: $l_e = 0.0214 \frac{V^3}{CR} = 0.0214 \frac{(60)^3}{0.61 \times 104.17} = 72.74\,m$

AASHO: $l_e = m\,e\,S = 168.75 \times 3.0 \times 0.10 = 50.63\,m$

$m = 1.5625V + 75 = 1.5625 \times 60 + 75 = 168.75$

SOP: $l_e = 8VS = 8 \times 60 \times 0.10 = 48\,m$

LONGITUD PARA PROYECTO:

$2T_e = 361.48\,m$ $(PI_1 \cdot PI_2)$ $\therefore$ $T_e = 180.74\,m$

$T_e = R \tan\frac{\Delta}{2} + p \tan\frac{\Delta}{2} + k = 180.74$

$(104.17)\,1.428148 + p(1.428148) + k = 180.74$

$A = 1.428148\,p + k = 31.96983$

por tanteos:

$\underline{l_e = 60\,m}$ $\begin{cases} \theta_e = \frac{G_c l_e}{40} = \frac{11 \times 60}{40} = 16.5° \\ p = 1.434 \\ k = 29.917 \\ A = 31.97 \doteq 31.96983 \quad \underline{O.K} \end{cases}$

$\therefore$ $\underline{\underline{l_e = 60\,m}}$

2.5 Calcular los elementos del alineamiento horizontal, empleando la longitud de espiral determinada en el problema 2.2 y curvatura máxima de 11°, incluyendo longitud total del tramo, kilometrajes de los puntos característicos y los elementos de las curvas circulares con sus respectivas espirales (ver fig 7.4 del Manual)

CALCULO DE UNA CURVA:

$\Delta = 110°$

$\Theta_e = 16.5°$

$\Delta_c = \Delta - 2\Theta_e = 110 - 2 \times 16.5 = 77°$

$\phi_c' = \frac{\Theta_e}{3} - Z = \frac{16.5}{3} - 14'' = 5° 29' 46''$

De la tabla 7.C

$X_e = 99.174 \times 0.6 = 59.50\,m$

$Y_c = 9.543 \times 0.6 = 5.73\,m$

$k = 49.862 \times 0.6 = 29.91\,m$

$p = 2.39 \times 0.6 = 1.43\,m$

$TL = 66.959 \times 0.6 = 40.18\,m$

$TC = 33.599 \times 0.6 = 20.16\,m$

$ST_c = k + (R_c + p) \tan\frac{\Delta}{2} = 29.91 + (104.17 + 1.43)\,1.428148 = 180.74\,m$

$E_c = p + (R_c + p)(\sec\frac{\Delta}{2} - 1) = 1.43 + (104.17 + 1.43)\,0.7431468 = 79.34\,m$

$l_c = \frac{\Delta_c}{G_c} \times 20 = \frac{77}{11} \times 20 = 140\,m$

$L = l_e + \frac{20\Delta}{G} = 60 + \frac{20 \times 110}{11} = 260\,m$

Tangente inicial: — 233.36 - 180.74 = 52.62 m.

Tangente final: — 208.12 - 180.74 = 27.38 m

A		0+000.00
	T_1	52.62
TE		0+052.62
	l_e	60.00
EC		0+112.62
	l_c	140.00
CE		0+252.62
	l_e	60.00
ET - TE		0+312.62
	l_e	60.00
EC		0+372.62
	l_c	140.00
CE		0+512.62
	l_e	60.00
ET		0+572.62
	T_2	27.38
		0+600.00

2.4 Calcule los elementos necesarios para replantear el alineamiento horizontal en el campo, suponiendo que se tienen como referencias fijas en el terreno los puntos definidos en el problema 2.1. Describa brevemente el procedimiento a seguir, si se cuenta con tránsito de un minuto de aproximación y cinta.

a) Se localizan los TE y ET midiendo a partir de los PI el valor de la subtangente (ver c). El aparato se ubica en los PI y se orienta con el otro PI y/o los puntos A y B.
b) Se localizan los CE y EC a partir de los TE y ET midiendo las coordenadas de aquellos puntos (X_c, Y_c). El aparato se ubica en los TE y ET y se orienta con los PI. Este paso puede omitirse si se traza de atrás hacia adelante.
c) Se localizan las estaciones cerradas por medio de cuerdas y deflexiones. Para ilustrar el cálculo de deflexiones se determinarán las necesarias para trazar la primera curva, suponiendo que el tránsito se ubica en el TE, PSE (0+080) y en el CE.

ESTACION	PUNTO VISADO	l	$\phi' = \left(\frac{l}{2c}\right)^2 \frac{\theta_c}{3} - Z$ **	$\phi = \frac{G_p l}{40}$	DEFLEXIONES TRAZO $\phi_{AD} = \phi + \phi'$	$\phi_{AT} = \phi - \phi'$
TE-0+052.62	PI	—	0°00'	0°00'	0°00'	—
* $G_p = 0$	0+060	7.38	0°05'	0°00'	0°05'	—
	0+080	27.38	1°09'			—
PSE: 0+080	TE: 0+052.62	27.38	1°09'	3°26'	—	2°17'
$G_p = 5.01967$	0+100	20.00	0°57'	2°31'	3°28'	—
	EC: 0+112.62	32.62	1°38'	4°06'	5°44'	—
CE: 0+0+252.62	EC: 0+112.62	140.00	—	38°30'	—	38°30'
$G_p = 11°$	0+120	132.62	—	36°28'	—	36°28'
	0+140	112.62	—	30°58'	—	30°58'
	0+160	92.62	—	25°28'	—	25°28'
	0+180	72.62	—	19°58'	—	19°58'
	0+200	52.62	—	14°28'	—	14°28'
	0+220	32.62	—	8°58'	—	8°58'
	0+240	12.62	—	3°28'	—	3°28'
	0+260	7.38	0°05'	2°02'		1°57'
	0+280	27.38	1°09'	7°52'		6°25'
	0+300	47.38	3°26'	13°02'		9°36'
	0+312.62	60.00	5°30'	16°30'		11°00'

* G_p – Es el grado de curvatura del punto desde donde van a medirse las deflexiones. Para un PSE se calcula con la expresión: $G_p = \left(\frac{l}{2c}\right) G_c$

** En este ejemplo se desprecia el valor de Z, pues para el valor máximo de θ ($\theta_c = 16.5°$), Z no llega a medio minuto y la aproximación del tránsito es de un minuto.

2.5 Calcule la longitud mínima de las curvas verticales en cresta y en columpio si las pendientes de entrada y salida de las tangentes son de ±5% y la velocidad de proyecto de 60 km/h. Considere los criterios de comodidad apariencia, drenaje y seguridad. Compare resultados y establezca conclusiones. Calcule también la expresión para encontrar las elevaciones de curvas verticales de 200 m en cresta y en columpio, si las pendientes de entrada y salida son de ±5%; estas curvas se emplearán en el proyecto del alineamiento vertical.

CURVA No.1

$A = P_1 - P_2 = 0.05 - (-0.05) = +0.10$ (curva en cresta) $A = 10$

CRITERIO DE COMODIDAD: No aplicable

CRITERIO DE APARIENCIA: No aplicable

CRITERIO DE DRENAJE: $L \leq 43A$ $\therefore$ $L \leq 430\,m.$

CRITERIO DE SEGURIDAD:

$D_P = 75\,m$ (problema 1.7)

¿$D_P > L$? $L \geq 2D_P - \frac{425}{A} = 2 \times 75 - \frac{425}{10} = 107.5\,m$

¿$75 > 107.5$? No. La expresión no es aplicable

¿$D_P < L$? $L \geq \frac{AD_P^2}{425} = \frac{10 \times (75)^2}{425} = 132.35 > 75$

$\underline{L \geq 132.35\,m}$

CURVA No.2

$A = P_1 - P_2 = -0.05 - 0.05 = -0.10$ (curva en columpio) $A = 10$

CRITERIO DE COMODIDAD — $L \geq \frac{AV^2}{395} = \frac{10(60)^2}{395} = 91.13\,m$

CRITERIO DE APARIENCIA — $L \geq 30A = 30 \times 10 = 300\,m$

CRITERIO DE DRENAJE — $L \leq 43A = 43 \times 10 = 430\,m$

CRITERIO DE SEGURIDAD — $L \geq \frac{AD_P^2}{120 + 3.5D_P} = \frac{10(75)^2}{120 + 3.5 \times 75} = 147.06\,m$

ELEVACIONES DE LOS PUNTOS DE CURVAS VERTICALES ($\ell = 200\,m$)

CURVA No.1 : $Z = E_T - \frac{A}{10L}\ell^2 = E_T - \frac{10}{10 \times 10}\ell^2 = E_T - 0.1\ell^2$

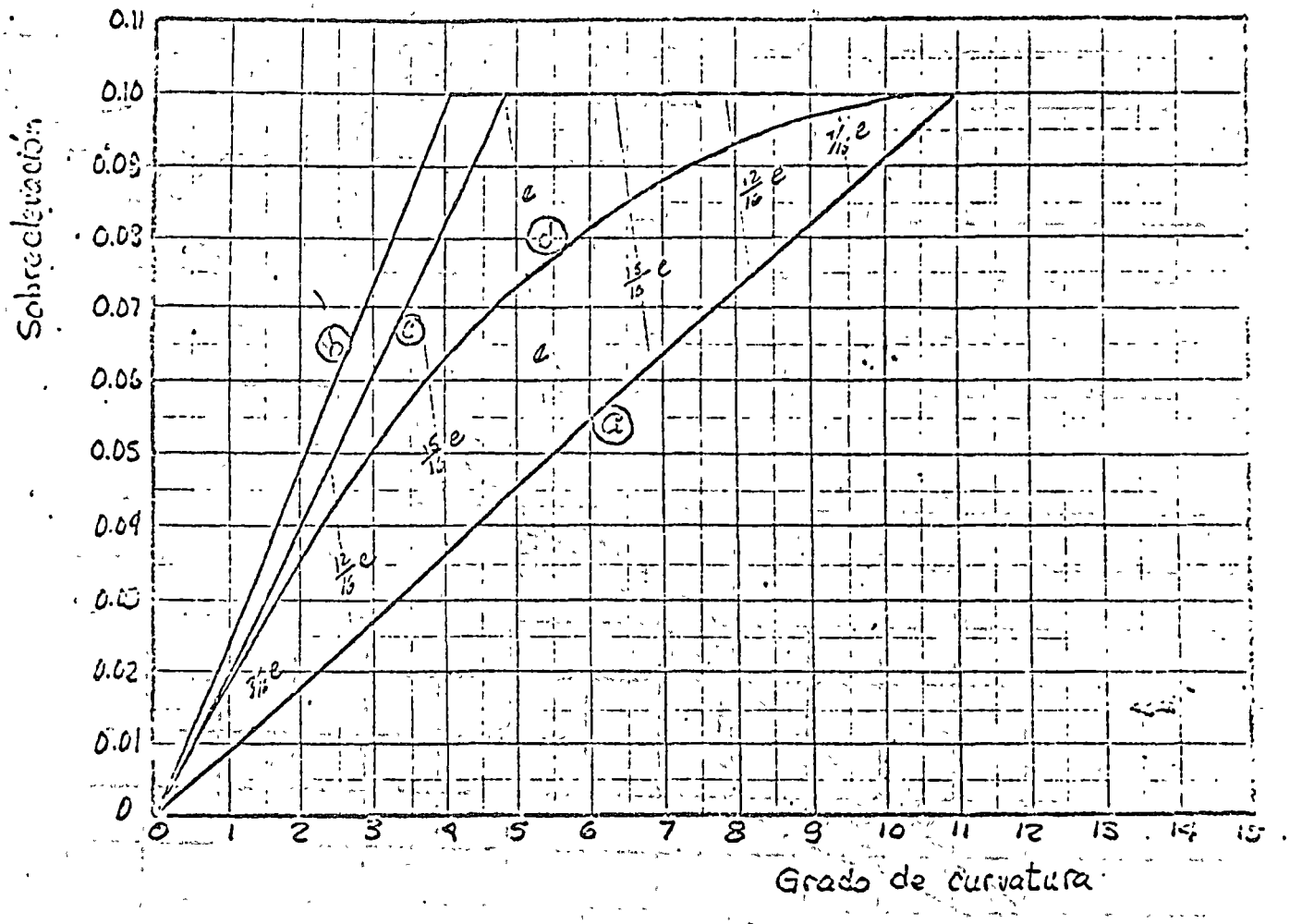
CURVA No.2 : $Z = E_T - \frac{A}{10L}\ell^2 = E_T - \frac{-10}{10 \times 10}\ell^2 = E_T + 0.1\ell^2$

2.5 Calcule el alineamiento vertical mostrado, que fué deducido del alineamiento horizontal correspondiente. ¿Cuál es su opinión de la combinación de ambos alineamientos?

ESTACION		ELEVACION TERRENO	TANGENTE VERTICAL PEND.	TANGENTE VERTICAL COTA	CORRECCION CURVA VERTICAL ELEVACION TANGENTE	CORRECCION CURVA VERTICAL l	CORRECCION CURVA VERTICAL C	ELEVACION SUBRASANTE	ESPESORES CORTE	ESPESORES TERRAPLEN
A	0+000	100.00	+0.05	100.00				100.00	0	0
	0+020	101.50	+0.05	101.00				101.00	0.5	
	0+040	102.40	+0.05	102.00				102.00	0.4	
TE	0+052.62	102.10	+0.05	102.63				102.63		0.53
PCV	0+060	101.90	+0.05	103.00	103.00	0	0	103.00		1.10
	0+080	101.50	+0.05	104.00	104.00	1	-0.10	103.90		2.40
	0+100	102.10	+0.05	105.00	105.00	2	-0.40	104.60		2.50
EC	0+112.62	103.40	+0.05	105.63	105.63	2.63	-0.69	104.94		1.54
	0+120	104.80	+0.05	106.00	106.00	3	-0.90	105.10		0.30
	0+140	106.70	+0.05	107.00	107.00	4	-1.60	105.40	1.30	
PIV	0+160	107.90	±0.05	108.00	108.00	5	-2.50	105.50	2.40	
	0+180	107.40	-0.05	107.00	109.00	6	-3.60	105.40	2.00	
	0+200	106.00	-0.05	106.00	110.00	7	-4.90	105.10	0.90	
	0+220	104.10	-0.05	105.00	111.00	8	-6.40	104.60		0.50
	0+240	102.30	-0.05	104.00	112.00	9	-8.10	103.90		1.30
CE	0+252.62	101.40	-0.05	103.37	112.63	9.63	-9.28	103.35		1.95
PTV	0+[illegible]	101.20	-0.05	103.00	113.00	10	-10.00	103.00		1.80
	0+[illegible]	100.80	-0.05	102.00				102.00		1.20
	0+500	101.00	-0.05	101.00				101.00	0	0
ET-TE	0+512.62	101.10	-0.05	100.37				100.37	0.73	
	0+520	100.80	-0.05	100.00				100.00	0.80	
	0+540	99.60	-0.05	99.00				99.00	0.60	
PCV	0+560	98.40	-0.05	98.00	98.00	0	0	98.00	0.40	
EC	0+572.62	98.00	-0.05	97.37	97.37	0.63	+0.09	97.41	0.59	
	0+580	97.80	-0.05	97.00	97.00	1	+0.10	97.10	0.70	
	0+600	97.40	-0.05	96.00	96.00	2	+0.40	96.40	1.00	
	0+620	96.06	-0.05	95.00	95.00	3	+0.90	95.90	0.10	
	0+640	93.30	-0.05	94.00	94.00	4	+1.60	95.60		2.30
PIV	0+660	89.70	∓0.05	93.00	93.00	5	+2.50	95.50		5.80
	0+680	90.70	+0.05	94.00	92.00	6	+3.60	95.60		4.50
	0+700	93.00	+0.05	95.00	91.00	7	+4.90	95.90		2.90
CE	0+712.62	95.00	+0.05	95.63	90.37	7.63	+5.82	96.19		1.19
	0+720	96.30	+0.05	96.00	90.00	8	+6.90	96.90		0.10
	0+740	98.40	+0.05	97.00	89.00	9	+8.10	97.10	1.30	
PTV	0+760	99.30	+0.05	98.00	88.00	10	+10.00	98.00	1.30	
ET	0+772.62	99.50	+0.05	98.63				98.63	0.87	
	0+780	99.50	+0.05	99.00				99.00	0.50	
B	0+800	100.00	+0.05	100.00				100.00	0	0

COMENTARIO:

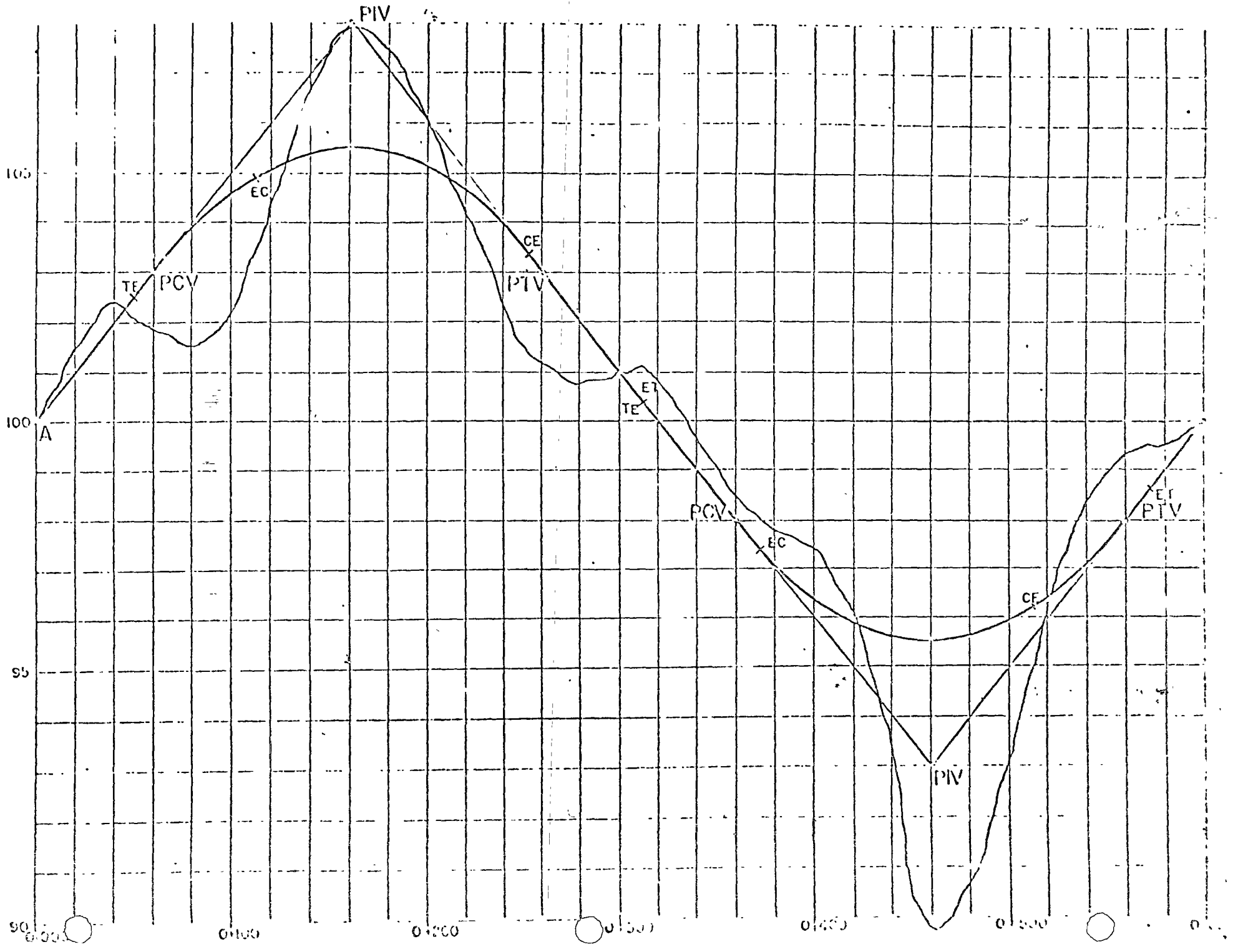
2.7 Empleando los datos del problema 1.1, grafique la variación de la sobreelevación con el grado de curvatura, según los cuatro métodos consignados en el Manual de Proyecto Geométrico (Fig. 9.2)



PUNTO A $\begin{cases} S = 0.10 \\ \mu = 0.1713 \\ V = 60 \text{ km/h} \end{cases}$ $G = \frac{146{,}000(\mu + S)}{V^2} = \frac{146{,}000(0.1713 + 0.10)}{(60)^2} = 11°$

PUNTO B $\begin{cases} S = 0.10 \\ \mu = 0 \\ V = 60 \text{ km/h} \end{cases}$ $G = \frac{146{,}000(0 + 0.10)}{(60)^2} = 4.1°$

PUNTO C $\begin{cases} S = 0.10 \\ \mu = 0 \\ V = 55 \text{ km/h} \end{cases}$ $G = \frac{146{,}000(0 + 0.10)}{(55)^2} = 4.8°$


PIV
105
EC
CE
TE
PCV
PTV
ET
TE
100
A
PCV
EC
ET
PTV
CE
95
PIV
90
0:00
0:100
0:200
0:300
0:400
0:500
0

22 Calcular y dibujar con todos sus detalles una sección transversal en la sección 0+300. El cálculo debe incluir ampliación, sobreelevación, ensanches, area de corte y terraplén, despalme, etc. Las secciones tienen las siguientes características y/o especificaciones de construcción:

Taludes
- De corte 1/2
- De terraplen 1 1/2
- De cuneta 3

Anchos
- De calzada ..... 6.0 m
- De corona ..... 8.0 m
- De cuneta ..... 1.0 m

Espesores
- De despalme ..... 0.10 m
- De cuerpo de terraplen (compactado a 90%) ..... variable
- De capa subrasante (compactada a 95%) ..... 0.30 m
- De base (compactada a 100%) ..... 0.30 m
- De carpeta asfáltica ..... 0.05 m

Ancho de la curva circular: $A_c = 2U + F_A + 2C + Z =$

$U = 2.77\,m$, $F_A = 0.08\,m$ } Problema 1.1

$C = 0.60\,m$ (pag 378)

$Z = 0.1\,V/\sqrt{R} = 0.1 \times 60/\sqrt{104.17} = 0.58\,m$

$A_c = 2 \times 2.77 + 0.08 + 0.60 + 0.58$

$A_c = 7.40\,m$

Ampliación curva circular: $A = 7.40 - 6.00 = 1.40\,m$

Ampliación en 0+300: $A' = \frac{l}{l_e} A = \frac{12.62}{60} \times 1.40 = 0.29\,m$

Sobreelevación en 0+300: $S' = \frac{l}{l_e} S = \frac{12.62}{60} \times 10 = 2.1\%$

Ensanches para subcorona:

Derecho: $e = \frac{B}{1/t + S} = \frac{0.30}{1/1.5 + 0.021} = 0.44\,m$

Izquierdo: $e = \frac{B}{1/t + S} = \frac{0.30}{1/3 - 0.021} = 0.96\,m$

Ensanches para lecho inferior de la subrasante:

Derecho: $e = \frac{B}{1/t + S} = \frac{0.60}{1/1.5 + 0.021} = 0.87\,m$

Izquierdo: $e = \frac{1/T + 1/t - B}{1/T - S} = \frac{1/0.5 + 1/3 - 0.6}{1/0.5 - 0.021} = 0.86$

A (-6.05, 102.40)
B (-5.29, 100.89)
C (-5.15, 100.59)
D (+4.44, 101.09)
E (+4.88, 100.79)
G (2.05, 100.74)
O (0.00, 101.00)

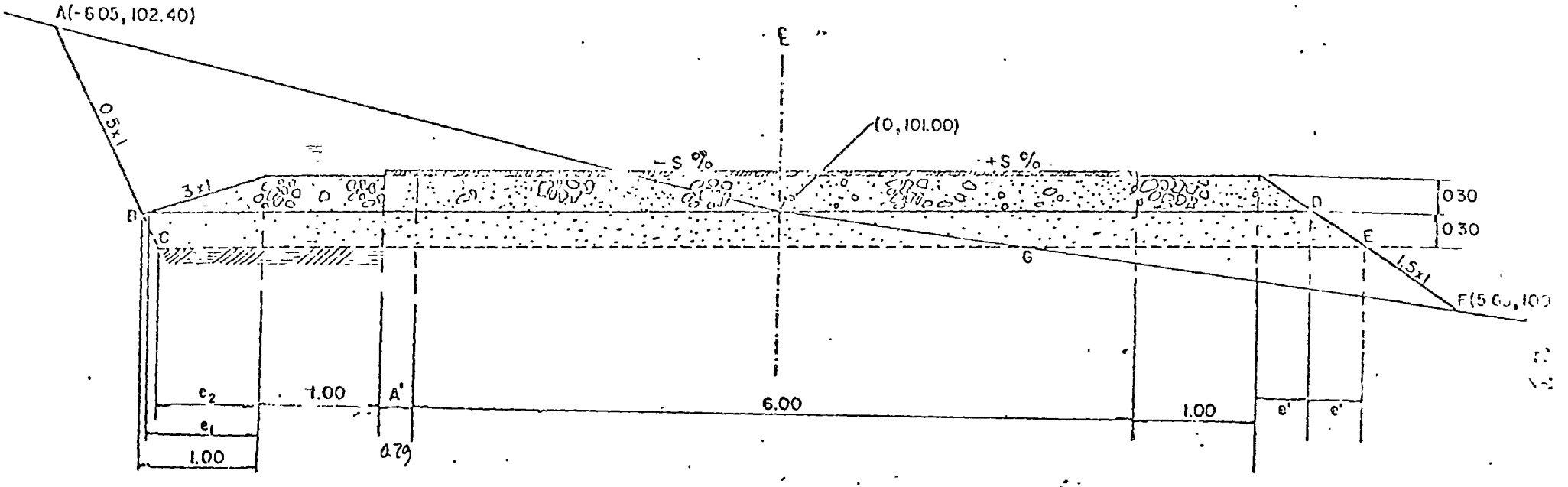
Area de corte (OABO): $A = \frac{1}{2}\begin{vmatrix} 101.00 & 102.40 & 100.89 & 101.00 \\ 0 & -6.05 & -5.29 & 0 \end{vmatrix} = 4.04\,m^2$

Area de escarificación (OBCGO): $A = \frac{1}{2}\begin{vmatrix} 101.00 & 100.89 & 100.59 & 100.74 & 101.00 \\ 0 & -5.29 & -5.15 & 2.05 & 0 \end{vmatrix} = 1.33\,m^2$

Area de terraplén 90% (GEFG): $A = \frac{1}{2}\begin{vmatrix} 100.74 & 100.79 & 100.30 & 100.71 \\ 2.05 & 4.88 & 5.65 & 2.05 \end{vmatrix} = 0.71\,m^2$

Area de terraplén 95% (ODEGO) $A = \frac{1}{2}\begin{vmatrix} 101.00 & 101.09 & 100.79 & 100.71 & 101.00 \\ 0 & 4.44 & 4.88 & 2.05 & 0 \end{vmatrix} = 1.15\,m^2$

0+300.00



ESCALA 1:50

5.1 Con base en datos y resultados de problemas anteriores, calcule y dibuje el diagrama de masas, considerando secciones a cada 20m. Los coeficientes de variación volumétrica son de 1.00 y 0.95 para 90 y 95% de compactación. El suelo tiene características tales, que puede utilizarse tanto para formar el cuerpo del terraplén como la capa subrasante.

ESTACIÓN	ÁREAS CORTE	ÁREAS ESC.	ÁREAS TERRAPLÉN 90%	ÁREAS TERRAPLÉN 95%	$A_1 + A_2$ CORTE	$A_1 + A_2$ ESC.	$A_1 + A_2$ TERRAPLÉN 90%	$A_1 + A_2$ TERRAPLÉN 95%	$\frac{D}{2}$	VOLUMENES CORTE	VOLUMENES ESC.	VOLUMENES TERRAPLÉN 90%	VOLUMENES TERRAPLÉN 95%	C_v	VOLUMENES CORREGIDOS CORTE	VOLUMENES CORREGIDOS TERR.	SUMA CORTE (+)	SUMA TERR. (−)	O.C.M.
0+000	3.8	1.9	1.1	0.9															5066
0+020	5.5	2.9			9.3	4.8	1.1	0.8	10	93	48	11	8	0.99	92	19	73		5073
0+040	4.2	2.8	0.5	0.5	9.7	5.7	0.5	0.5	10	97	57	5	5	0.99	96	10	86		5159
0+060			9.7	2.9	4.2	2.8	10.2	3.4	10	42	28	102	34	0.99	42	136		94	[illegible]
0+080			30.1	3.0			39.8	5.9	10			398	59	0.99		457		457	[illegible]
0+100			33.0	3.1			63.1	6.1	10			631	61	0.99		692		692	3816
0+120			6.7	3.2			39.7	6.3	10			397	63	0.99		460		460	3455
0+140	16.2	3.4			16.2	3.4	6.7	3.2	10	162	34	67	32	0.99	160	69	91		3547
0+160	30.9	3.4			47.1	6.8			10	471	68			0.99	466		466		4013
0+180	25.5	3.4			56.4	6.8			10	564	68			0.99	558		558		4571
0+200	11.0	3.4			36.5	6.8			10	365	68			0.99	361		361		[illegible]
0+220	1.0	0.5	3.2	2.6	12.0	3.9	3.2	2.6	10	120	39	32	26	0.99	119	58	61		[illegible]
0+240			19.7	3.2	1.0	0.5	22.9	5.8	10	10	5	229	58	0.99	10	2[illegible]		277	[illegible]
0+260			25.1	3.2			42.8	6.4	10			428	64	0.99		492		492	[illegible]
0+280			12.4	3.0			35.5	6.2	10			355	62	0.99		417		417	[illegible]
0+300	4.0	1.9	0.7	1.1	4.0	1.9	13.1	4.1	10	4	19	131	41	0.99	4	172		168	5039
0+320	8.9	2.0			12.9	4.9	0.7	1.1	10	129	49			0.99	128	18	110		5149
0+340	6.7	3.1			15.6	6.1			10	156	61			1.0	156		156		5305
0+360	5.0	3.3			11.7	6.4			10	117	64			1.0	117		117		5422
0+380	8.3	3.4			13.3	6.7			10	133	67			1.0	133		133		5555
0+400	12.3	3.4			20.6	6.8			10	206	68			1.0	206		206		5761
0+420	3.9	1.9	1.0	1.0	16.2	5.3	1.0	1.0	10	162	53	10	10	1.0	162	20	142		5903
0+440			29.6	3.2	3.9	1.9	30.6	4.2	10	39	19	306	42	1.0	39	348		309	5594
0+460			110.4	3.2			140.0	6.4	10			140	64	1.0		204		204	5390
0+480			86.0	3.2			196.4	6.4	10			1964	64	1.0		2028		2028	3362
0+500			88.6	3.2			125.6	6.4	10			1256	64	1.0		1320		1320	2042
0+520			0.9	1.1			40.5	4.2	10			405	42	1.0		447		447	[illegible]
0+540	15.1	3.2			15.1	3.2	0.9	1.1	10	151	32	9	11	1.0		20	131		3226
0+560	14.5	3.0			29.6	6.2			10	296	62			1.0			296		3522
0+580	5.3	2.9			19.8	5.9			10	198	59			1.0			198		3720
0+600	3.8	1.9	0.7	1.1	9.2	4.8	0.7	1.1	10	92	48	7	11	1.0		18	74		[illegible]
Suma																			

Suma de volumenes de terraplén
- 90% { 0+000 a 0+320 ..... 2705 ; 0+320 a 0+600 ..... 4097 } 6,800 m³
- 95% { 0+000 a 0+320 ..... 524 ; 0+320 a 0+600 ..... 308 } 832 m³

Coeficientes de variabilidad volumétrica
- 0+000 a 0+320 $\frac{2705 \times 1.0 + 524 \times 0.95}{2705 + 524} = 0.99$
- 0+320 a 0+600 $\frac{4097 \times 1 + 308 \times 0.95}{4097 + 308} = 1.00$

3.2 Con base en el diagrama de masas, calcule los movimientos de tierra más convenientes. Los costos que deben considerarse son los siguientes:

Excavación $5.22/m³
Compactación terreno natural (corte y terraplén)..... $0.92/m³
Compactación de terraplenes..... $2.15/m³ (90%) y $2.50/m³ (95%)
Acarreos (agua y materiales)..... $0.25/m³-est ; $0.60/m³-km y $3.50/m³-km
Desmonte $2.040.00/Ha
Despalme $1.30/m³
Escarificación..... $1.00/m³

El banco de préstamo para terracerías (incluida capa subrasante), está a 100 m atrás del punto A, tiene un área de 0.5 Ha y el material es similar al de los cortes. El agua se acarrea de 1 km atrás del punto A y se tiene que agregar a razón de 100 lts/m³.

Posición económica compensadora: $\frac{P_{at}}{C_{at}} - \frac{P_{ad}}{C_{ad}} = \$A\left(\sum \frac{D_{acu-AL}}{C_{acu}} - \sum \frac{D_{par-AL}}{C_{par}}\right) = SH$

Volumen aprox. prestamo atrás: 1000 m³ (aprox) ~~35%~~ 25%
" " " adelante: 3000 m³ (aprox) ~~65%~~ 75%

Costo préstamo atrás $9.95/m³
Costo préstamo adelante..... $10.69/m³

$$\frac{P_{at}}{C_{at}} - \frac{P_{ad}}{C_{ad}} = \frac{9.95}{0.99} - \frac{10.69}{1.00} = -0.64$$

Probando OCH = 4,200

$$\sum \frac{D_{acu}}{C_{acu}} = \left(\frac{2.7}{0.99} + \frac{5.2}{0.99}\right) = 7.98$$
$$\sum \frac{D_{par}}{C_{par}} = \left(\frac{3.8}{0.99} + \frac{1.8}{1.00}\right) = 5.68$$

SH = 0.25 (7.98 - 5.68) = +0.58
Bajar compensadora

Probando OCH = 4000

$$\sum \frac{D_{acu}}{C_{acu}} = \frac{2.1}{0.99} + \frac{3.2}{0.99} = 5.35$$
$$\sum \frac{D_{par}}{C_{par}} = \frac{4.6}{0.99} + \frac{4.1}{1.00} = 8.75$$

SH = 0.25 (5.35 - 8.75) = -0.85
subir compensadora

OCH = 4030 (Determinada de resultados anteriores) $\begin{cases} -0.64 - 0.58 = -1.22 \\ -0.64 + 0.85 = +0.21 \end{cases}$

$$\sum \frac{D_{acu}}{C_{acu}} = \frac{2.2}{0.99} + \frac{3.6}{0.99} = 5.86$$
$$\sum \frac{D_{par}}{C_{par}} = \frac{4.5}{0.99} + \frac{3.8}{1.0} = 8.55$$

SH = 0.25 (5.86 - 8.55) = = -0.63 OK

0) $\frac{5120 - 5000}{0.99} \times 1.2e = 145$

1) $\frac{5050 - 4030}{0.99} \times 1.2e = 604$

2) $\frac{4950 - 4050}{0.99} \times 2.7e = 2,509$

3) $\frac{3710 - 4050}{0.99} \times 2.0e = 646$

4) $\frac{4,410 - 4030}{1.00} \times 1.6e = 608$

5) $\frac{900 - 350}{1.00} \times 1.9e = 1140$

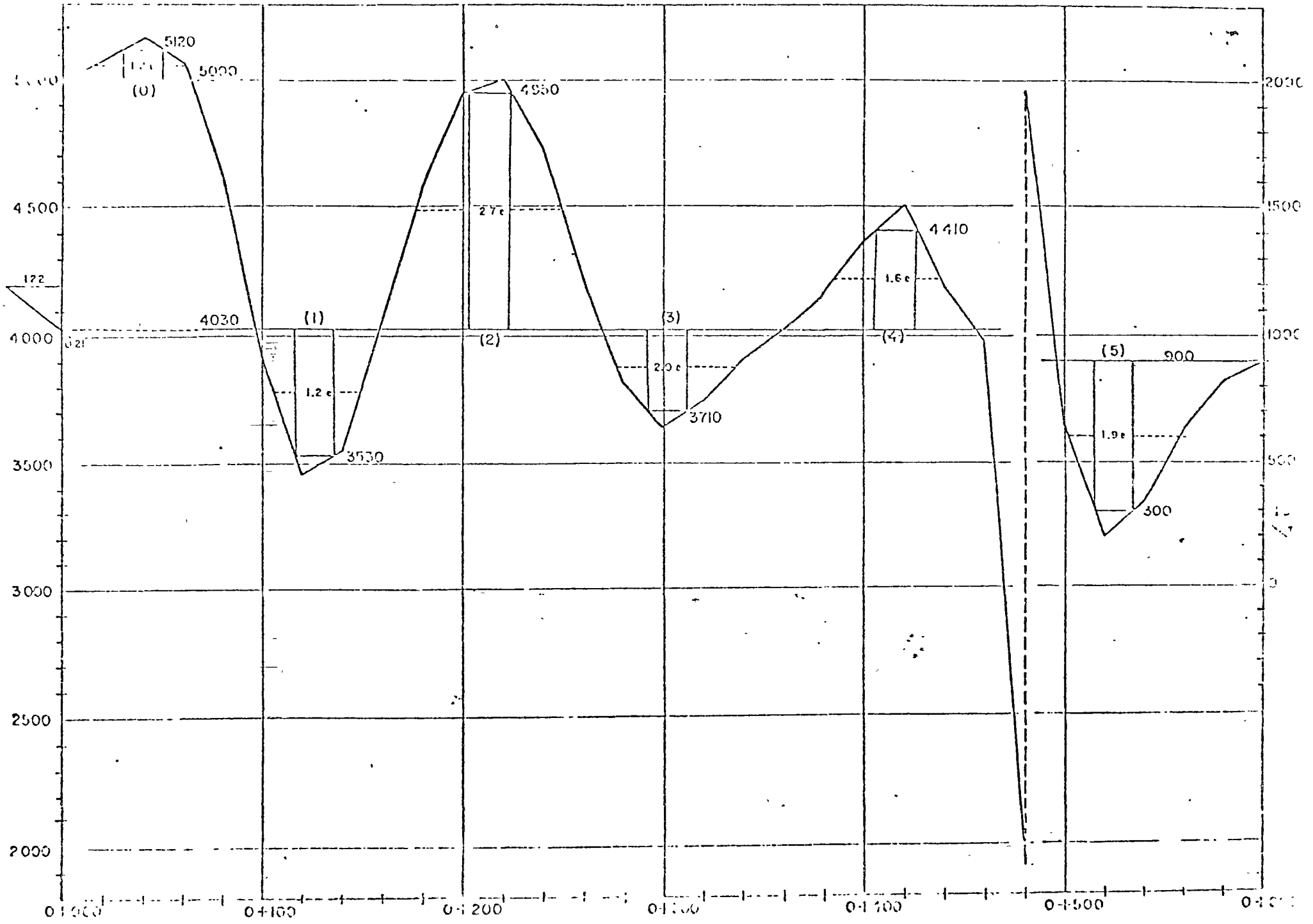
5,654 m^3-est

6) Préstamo atrás:

$$\frac{5000 - 4030}{0.99} \times 3.6 \text{ km} = 3,527 \ m^3\text{-km}$$

7) Préstamo adelante:

$$\frac{4030 - 900}{1.00} \times 0.8 \text{ km} = 2,504 \ m^3\text{-km}$$


5120
5000
(0)
4950
2.7 e
4410
1.6 e
4030
(1)
(2)
(3)
(4)
(5)
900
1.2 e
2.0 e
3710
3530
1.9 e
300
4500
4000
3500
3000
2500
2000
2000
1500
1000
500
0+000
0+100
0+200
0+400
0+500

4. EVALUACIÓN DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

4.1 Calcular los costos de construcción y conservación del camino si las obras de drenaje tienen un costo del 20% de las terracerías y el pavimento tiene un costo de \$ 30.00 por m² de calzada incluido el señalamiento. El costo de conservación es de \$ 10,000.00/km el primer año y se incrementa 10% por cada año; además, al 9º año se requiere un riego de sello (\$ 6.00/m²) y al 15º año se requiere una reconstrucción del pavimento con un costo de \$ 15.00/m².

COSTO CONSTRUCCION (aproximado):

Desmonte	(60×600/10,000) \$2.040	\$ 7,344
Despalme	(15×600×0.10) \$1.30	\$ 1,170
Excavación	3,567 × \$5.00	\$ 17,835
Escarificación	1017 × \$1.00	\$ 1,017
Acarreos cortes	5,564 × \$0.25	\$ 1,432
Terraplenes (préstamos)	{ 970 × \$9.94 ; 3130 × \$10.68 }	\$ 43,070
Compactación terraplenes	(7,722 - 970 - 3130) (2.21×320 + 2.17×280)/600	\$ 7,937
Agua para compactación	(7,722-970-3130)×0.1×1.3×\$3.50	\$ 1,648
Compactación cames y plantilla	(600×15)×\$0.42	\$ 3,780
		\$ 85,233
DRENAJE		\$ 17,047
PAVIMENTO	3,861 m² × \$30.00	\$ 115,830
		\$ 218,110

COSTO CONSERVACION (Miles)

AÑO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Conservación	6	6.2	6.4	6.6	6.8	7.0	7.2	7.4	7.6	7.8	8.1	8.3	8.6	8.8	9.1	9.3	9.6	9.9	10.2	10.5
Reconstrucción									23.2						57.9					
Total	6	6.2	6.4	6.6	6.8	7.0	7.2	7.4	30.8	7.8	8.1	8.3	8.6	8.8	67.0	9.3	9.6	9.9	10.2	10.5

4.2 Se requiere evaluar las características de un tramo de camino cuyos alineamientos y sección transversal, así como características del tránsito, se han definido en problemas previos. Esta evaluación se hará a través del costo global de transporte actualizado con una tasa del 12% y un período de análisis de 20 años, así como con los niveles de servicio ofrecidos por el camino.

AÑO i	FACTOR DE ACTUALIZ.	COSTO EN EL AÑO i				COSTO ACTUALIZADO				
		CONSTRUC. CONSERV.	OPERACION D	OPERACION E	OPERACION F	CONSTRUC. CONSERV.	OPERACION D	OPERACION E	OPERACION F	TOTAL
0	1.0000	218.1	—	—	—	218.1				218.1
1	0.8929	6.0	332.7			5.4	297.1			302.5
2	0.7972	6.2	376.0			4.9	299.7			304.6
3	0.7118	6.4	456.2			4.6	310.5			315.1
4	0.6355	6.6	492.8			4.2	313.2			317.4
5	0.5674	6.8	552.0			3.9	313.2			317.1
6	0.5066	7.0	607.1			3.5	307.6			311.1
7	0.4523	7.2	667.9			3.3	302.1			305.4
8	0.4039	7.4	728.1			3.0	294.1			297.1
9	0.3606	30.8	785.5	7.2		11.1	283.2	2.6		296.9
10	0.3220	7.8	856.5	7.8		2.5	275.8	2.5		280.8
11	0.2875	8.1	924.7	8.5		2.3	265.9	2.4		270.6
12	0.2567	8.3	993.7	9.1		2.1	255.4	2.3		260.0
13	0.2292	8.6	1057.8	19.7		2.0	244.7	4.5		251.2
14	0.2046	8.8	1141.4	32.0		1.8	233.5	6.5		241.8
15	0.1827	87.0	1207.5	57.6		12.2	220.5	10.5		243.3
16	0.1631	9.3	1262.9	99.4		1.5	205.0	16.2		222.7
17	0.1456	9.6	1334.2	134.2		1.4	194.3	19.5		215.2
18	0.1300	9.9	1360.9	203.0	21.7	1.3	176.9	26.4	2.8	207.4
19	0.1161	10.2	1417.8	266.2	23.5	1.2	164.6	30.9	2.7	[illegible]
20	0.1037	10.5	1419.1	383.9	25.3	1.1	147.2	40.3	2.6	191.3
SUMAS		450.6	17,939.0	1,233.6	70.5	291.4	5,106.6	164.6	8.1	5,570.7

COSTO GLOBAL DE TRANSPORTE ACTUALIZADO:

$$\frac{\$5,570,700.00}{23,389,930} = \$0.238/\text{vch}$$

COSTOS OPERACION ACTUALIZADOS:

Nivel D. $\frac{\$5,106,600}{21,683,410} = \$0.236/\text{vch}$

Nivel E. $\frac{\$164,600}{1,645,607} = \$0.100/\text{vch}$

Nivel F. $\frac{\$8,100}{62,713} = \$0.129/\text{vch}$

Directorio de Asistentes al Curso de Actualización para Personal Profesional de la Secretaría de Obras Publicas (XV GRUPO) 29 de Agosto al 19 de diciembre de 1977.

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
1. Jaime A. Betancourt Meillón Petén 157 Col. Narvarte México 12, D.F. 523.39.45	SAHOP Dir. Gral. de Obras de Mejoramiento Urbano Miguel Laurent 840 México 13, D.F. 559.17.49 559.17.48
2. Francisco Cano Ontiveros Aldama 11 Cda. Hidalgo, Mich.	JUNTA LOCAL DE CAMINOS DEL ESTADO DE MICHOACAN Fracc. Lomas de Santiaguito s/n Morelia, Mich. 2-04-18
3. Francisco J. Estrada Montero 3a. Ote. Sur 558 Tuxtla Gutiérrez, Chis.	SAHOP Residencia de Conservación 7-1 Fco. Contreras 36 Pichucalco , Chis 3-00-70
4. J. S. Rodolfo Gómez Vaca Uranio 320 Col. Industrial Morelia, Mich.	SAHOP Xola y Av. Universidad México 12, D.F.
5. E. Enrique Guajardo Hinojosa M. Ocampo 302-1 Cosamaloapan, Ver.	SAHOP Xola y Av. Universidad México 12, D.F.
6. Héctor L. Leal López Priv. de Reyes 415 Matehuala, S.L.P. 2-14.36	SAHOP Xola y Av. Universidad México 12, D.F. 519-13.45
7. Juan Francisco Lizaola Rubio Av. Universidad 137-14 Querétaro, Qro. 258.25	SAHOP Residencia de Construcción de Caminos Rurales Calle Pasteur 27 Nte. Querétaro, Qro.

8. José J. Magaña Sepúlveda Dr. Barragán 537 México 12, D.F. 519.03.37	SAHOP Dir. Gral. Aná. de Inv. Xola 1755-8° 530.99.57
9. Hugo Martínez de los Santos Morelos 23-A Teotitlán, de F. M Oaxaca	SAHOP Residencia de Construcción Dir. Gral. de Carrt. Federales Teotitlán de F.M., Oax.
10. J. Ascención Merino Cortés Tuleros de Purenchécuaro 631 Col. Vasco de Quiroga Morelia, Mich. 2-68.97	J. L. C. DEL EDO. DE MICHOACAN Residencia de Construcción Lomas de Santiaguito s/n Morelia, Mich. 2-04.18 2-50-36
11. Gustavo A. Moriel Armendariz Av. Allende 1386 Sur Las Rosas Gómez Palacios, Dgo. 452.68	SAHOP Residencia de Conservación Cda. Agustín Castro y Patoni Gómez Palacios, Dgo. 4.07.42
12. Luis Orozco Moncada Juan Rúiz de Alarcón 94 Morelia, Mich. 2.16.81	J. L. C. EDO. DE MICHOACAN Residencia de Conservación Fracc. Lomas de Santiaguido s/n Morelia, Mich. 2.04.18
13. PEDRO PRECIADO MORALES Calle Sur 77 # 207 Col. Sinatel México 13, D.F. 581.09.31	SAHOP Dir. Gral. de Serv. Téc. Depto. de Geotecnia Xola y Av. Universidad 5.19.76.60
14. Sergio Robledo Rodulfo Zaragoza 189 La Paz B. California Sur 2.34.76	SAHOP Residencia de Construcción Aeropuertos S. José del Cabo 865 Guerrero y Zaragoza s/n San José del Cabo , B.C.Sur 2.01.21
15. Víctor Torres Haro Dr. Mier 4404 Nvo. Laredo, Tamps. 2.24.67	SAHOP Calle Juárez 1024 Nuevo Laredo, Tamps. 2.94.06
16. Héctor Ramón V rgas Montejo Calle 16 # 242 Campeche, Camp. 6.45.06	SAHOP Residencia de Conservación 4-3 Champotón Av. Revolución 25 Champotón, Camp.

17.	Agustín Ignacio Velázquez Ramírez Valle del Po # 383 Valle de Aragón, Sec. Nte. Edo. de México	SAHOP Dir. Gral. Obras de Mejoramiento Urbano Miguel Laurent 840-8° México 13, D.F. Tel.: 559.16.93
18.	David Villegas Gómez Michoacán 59 Loma Bonita, Oax.	SAHOP Residencia de Obras Xola y Av. Universidad México 12, D.F. 530.65.63
19.	Angel Viveros Tellez Vasco de Quiroga 799 Ventura Puente Morelia, Mich.	J.L.C.EDO. DE MICHOACAN Residente de Construcción Lomas de Santiaguito s/n Morelia, Mich. 2.04.18
20.	Arnulfo Zaldivar Toro Habana 187 Tepeyac Insurgentes México 14, D.F. 511.22.57	SAHOP Ona. Resistencia de Materiales Dir. Gral. de Serv. Téc. Xola y Av. Universidad México 12, D.F. 519.92.91
21.	Ing. Daniel Zuno Rivera Calle 16 No. 675 Col. Libertad Tijuana, B.C. 3.21.20	SAHOP Dir. Gral. de Serv. Téc. Campamento SAHOP Calle 16 # 675 Col. Libertad Tijuana, B.C. 3.21.20

'ed.cs. 24, XI, 77.