



INSCRIPCIONES:

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM

Cuota de Inscripción: \$ 2,500.00

La cuota de inscripción incluye:

- . Una carpeta con las notas de los profesores
- . Bibliografía sobre el tema
- . Servicio de cafetería
- . Comidas

CONSTANCIA DE ASISTENCIA

La Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. otorgará una constancia de asistencia a los participantes que concurren regularmente y que realicen satisfactoriamente los trabajos que se les asignen durante el curso.

Palacio de Minería Tacuba No. 5
México 1, D.F.

Horario de inscripciones:
lunes a viernes de 9 a 18 h.

Para mayores informes hablar a los teléfonos:
521-73-35 · 512-31-23 · 519-88-46
519-33-14 · 528-66-69

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

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

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

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

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

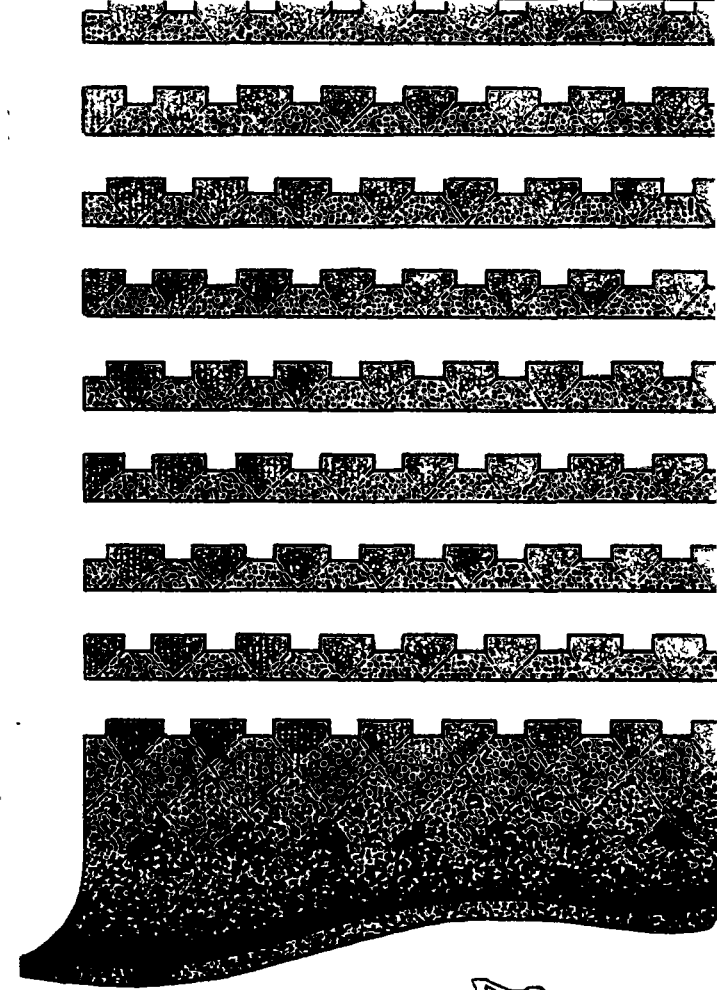
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

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

Palacio de Minería
Tacuba No. 5 México 1, D.F.



*circula libre de porte
por vía de superficie y dentro del territorio nat.
art. 17 ley organica de la u.n.a.m.*



seminario sobre pavimentos asfálticos

Duración: 16 h
Fecha: 6 y 7 de julio
Horario: 9 a 13 h y 14 a 18 h



Coordinadores:
Ing. Gustavo del Río San Vicente
Ing. Francisco A. Beltrán Ilizaliturri
En colaboración con la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas y la Asociación Mexicana de Caminos.

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



TEMARIO

1. DISEÑO DE CAMINOS DE BAJO VOLUMEN, CONSIDERANDO PAVIMENTOS Y DISEÑO GEOMETRICO.

Esta presentación cubrirá el empleo de un sistema de pavimentos, que puede ser utilizado para el diseño de caminos de bajo volumen que considere como criterio de falla, la calidad de rodamiento, la pérdida de material grueso y la deformación del pavimento debajo de las rodadas. Se desarrolla un procedimiento que considere espesor inicial y varlas sobrecarpetas, durante la vida de diseño de la obra. Además, se hace una comparación de costos con objeto de analizar si las superficies de concreto asfáltico o revestidas pudieran utilizarse.

La comparación de costos, toma en consideración el costo de operación del vehículo sobre varios tipos de superficie, tales como revestidas o asfálticas así como el costo de construcción. Además de los aspectos para el diseño del pavimento, interactúa el diseño geométrico, factores que deberán ser tomados en consideración simultáneamente, con el fin de desarrollar la carretera más económica para una localidad específica.

2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA LA REPAVIMENTACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Recientemente, la Administración Federal de Carreteras, a través de uno de sus organismos de investigación, ha desarrollado un nuevo procedimiento de diseño, para predecir el espesor requerido de una sobrecarpeta de un pavimento de concreto asfáltico existente. El procedimiento utiliza pruebas no destructivas, tales como la medida de deflexión para obtener las propiedades de los materiales de la estructura del pavimento existente. Estas son usadas para predecir el espesor de la sobrecarpeta, para un nivel dado del tráfico predicho. El procedimiento de diseño involucra agrietamiento por fatiga y deformación del pavimento debajo de las rodadas. Tales técnicas pueden ser resueltas por métodos manuales o con el uso de computadoras. Ambos temas serán tratados.

3. CONCEPTOS DE DISEÑO PARA CONCRETO ASFALTICO

Recientemente, se ha desarrollado una cantidad substancial de trabajo de investigación en la Universidad de Texas, con respecto a los procedimientos de diseño de concreto asfáltico. Una de las técnicas inovativas, emplea pruebas de tensión y predicción de esfuerzos, en las diferentes capas de material. El efecto de diversas propiedades de los concretos asfálticos y el criterio para llegar al diseño óptimo de la mezcla de concreto asfáltico, serán también tratadas.

4. DISEÑO DE PAVIMENTOS PARA AEROPUERTOS

Un procedimiento de diseño ha sido desarrollado recientemente por agencias gubernamentales de los Estados Unidos, para predecir espesores de pavimentos en pistas y pistas de rodaje, considerando cargas de aviones muy anchos. El proceso permite la consideración de tráfico mezclado para aviones anchos junto con aeroplanos más convencionales. En el pasado, muchos pavimentos en los Estados Unidos han sido construidos con espesores inadecuados, resultando en fallas prematuras de la superficie. Este procedimiento fué desarrollado para obtener una predicción más confiable en los espesores de la estructura del pavimento. Técnicas de diseño serán tratadas y se distribuirán gráficas a los asistentes, con el fin de utilizarse para propósitos de diseño.

PROFESOR DR. WILLIAM RONALD HUDSON

Profesor del Departamento de Ingeniería Civil y Director de Investigación de Pavimentos de la Universidad de Texas en Austin, E.U.A.

Participó como Director Técnico Internacional con el gobierno de Brasil en el estudio "Interdependencia de los Costos de Carreteras", patrocinado por las Naciones Unidas y el Banco Mundial. Simultáneamente llevó a cabo estudios de investigación sobre análisis y diseño del sistema de administración de pavimentos; uso de materiales mejorados para la estabilización de pavimentos y, soluciones más adecuadas para problemas de transporte urbano y rural.

Es ingeniero profesional registrado en los estados de Illinois y Texas. En 1968 recibió el Trofeo "J. James Croes" y el trofeo de Investigación de la Academia Nacional de Ciencias en 1964. Ha publicado más de 150 estudios y monografías.

PROFESOR DR. BENJAMIN F. MC CULLOUGH

Profesor titular del Departamento de Ingeniería Civil en la Universidad de Texas en Austin, E.U.A. Su interés académico principal es en Pavimentos y Diseño de Pavimentos. Durante el período de 1957 a 1966 tuvo el cargo de

Ingeniero Proyectista Investigador del Departamento de Carreteras del Estado de Texas, participando en los estudios para la aplicación de técnicas antiderrapantes utilizadas ahora en todos los estados de la Unión Americana. Durante muchos años ocupó el cargo de Supervisor de Proyectos de Investigación en la Comisión de Caminos del Estado de Texas.

En el período comprendido entre 1966 y 1968 trabajó como investigador en uno de los Comités Técnicos de la Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Caminos. Recientemente llevó a cabo importantes trabajos para el proyecto de Pavimentos de Asfalto y Concreto, incluyendo pavimentos continuos.

Participó en estudios de Pavimentos de Aeropuertos, que incluyen los de O'Hare y Dallas-Fort Worth y en la preparación del Manual de Diseño CRCP de la Administración Federal de Aviación.

Es autor de más de 100 monografías Técnicas.

PANELISTAS

M. en C. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA
Consultor

M. en C. CARLOS FERNANDEZ LOAIZA
Supervisor de Estudios Geotécnicos de la Dirección General de Control Técnico SAHOP

ING. ALFREDO MARTINEZ DURAN
Director de Ingeniería de Transito de la Dirección General de Servicios Técnicos SAHOP

ING. RICARDO OLIVERA BUSTAMANTE
Jefe de Oficina de Control de Calidad de la Dirección General de Carreteras Federales SAHOP

M. en I. MIGUEL DE JESUS QUINTERO NARES
Jefe de la Oficina de Terracerías y Pavimentos de la Dirección General de Servicios Técnicos SAHOP

M. en I. ALFONSO RICO RODRIGUEZ
Jefe del Departamento de Geotécnica de la Dirección General de Servicios Técnicos SAHOP

ING. JAIME RUIZ CARRANZA
Jefe del Departamento de Vialidad de la Dirección de Ingeniería de Transito SAHOP

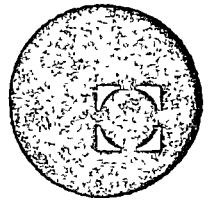
ING. ROBERTO SOSA GARRIDO
Consultor

CURSO: SEMINARIO SOBRE PAVIMENTOS ASFALTICOS

FECHA	HORARIO		TEMA	PROFESORES		
Julio 6	9:30 a 11:00 h	1a. Conferencia	Diseño de caminos de bajo volumen, considerando pavimentos y diseño geométrico	Dr. W. Ronald Hudson PANELISTAS Ing. Alfredo Martínez Durán Ing. Alfonso Rico Rodríguez Ing. Jaime Ruiz Carranza Ing. Santiago Corro Caballero		
	11:00 a 11:15 h	Receso				
	11:15 a 12:00 h	Continúa 1a. Conf.				
	12:00 a 13:00 h	Mesa Redonda				
	13:00 a 14:00 h	Comida				
	14:00 a 15:45 h	2a. Conferencia			Procedimiento de diseño para la repavimentación de pavimentos flexibles	Dr. B. Frank McCullough PANELISTAS Ing. Juan Enrique Ramos Medina Ing. Manuel Zárate Aquino Ing. Miguel de Jesús Quintero N.
	15:45 a 16:00 h	Receso				
	16:00 a 17:00 h	Continúa 2a. Conf.				
17:00 a 18:00 h	Mesa Redonda					
Julio 7	9:00 a 11:00 h	3a. Conferencia	Conceptos de diseño para concreto asfáltico	Dr. W. Ronald Hudson PANELISTAS Ing. Luis Miguel Aguirre Menchaca Ing. Ricardo Olivera Bustamante Ing. Luis A. García Chowell		
	11:00 a 11:15 h	Receso				
	11:15 a 12:00 h	Continúa 3a. Conf.				
	12:00 a 13:00 h	Mesa Redonda				
	13:00 a 14:00 h	Comida				
	14:00 a 15:45 h	4a. Conferencia			Diseño de pavimentos para aeropuertos	Dr. B. Frank McCullough PANELISTAS Ing. Roberto Sosa Garrido Ing. Carlos Fernández Loaiza Ing. Francisco F. Rodarte Lazo
	15:45 a 16:00 h	Receso				
	16:00 a 17:00 h	Continúa 4a. Conf.				
17:00 a 18:00 h	Mesa Redonda					



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



SEMINARIO SOBRE PAVIMENTOS ASFALTICOS

A PAVEMENT MANAGEMENT CONCEPT
FOR LOW VOLUME ROADS

Profesores:

Dr. William Ronald Hudson
Dr. Benjamín F. Mc Cullough

Seminario en colaboración con la
Secretaría de Asentamientos Hum-
anos y Obras Públicas y la Asocia-
ción Mexicana de Caminos.

Julio 1977

The contents of this paper reflect the views of the authors, who are responsible for the facts and the accuracy of the data presented herein. The contents do not necessarily reflect the official views or policies of the Forest Service. This report does not constitute a standard, specification, or regulation.

ABSTRACT

The design of pavements for low-cost, low-volume roads is a complex procedure involving numerous variables. Because of the development of new information in the pavement field during the past decade, the complexity of the interaction of these design variables has become better understood and the need for a systematic approach to the problem of pavement design and management has become evident. This report is an attempt to apply this systematic approach to the design and management of low-volume Forest Service roads.

The report summarizes the problem analysis efforts of the project staff, beginning with the identification of the problem through its recognition and definition. Using the FPS type of working pavement design system developed in Texas as a conceptual base, an extensive examination of the major subsystems that make up the majority of existing pavement management systems for "higher type" roads was conducted. In attempting to define these basic components for the proposed low-volume road system, it was found that interaction between the project research staff and U.S. Forest Service personnel of great importance. This interaction was achieved in the form of an interagency "brainstorming session" and later an "importance rating" of the ideas presented at this meeting. The results of this interaction along with the research efforts of the project staff allowed for an initial definition of the major components in the proposed system. Where complete definition of these subsystems was not possible, relevant questions and ideas were formulated for consideration in their further development. Finally, an

example conceptual pavement management system for low-volume roads that incorporates all the ideas and concepts developed is presented herein.

It is concluded that the development of a pavement management system for low-volume Forest Service roads is indeed feasible and should be pursued. Recommendations for major areas of further research are also given.

KEY WORDS: Pavement system, low-volume roads, Forest roads, unsurfaced roads, low-cost roads, U. S. Forest Service, Council for Advanced Transportation Studies

INTRODUCTION AND BACKGROUND

This paper presents the results of a conceptual study of pavement design and management systems for low-volume roads. Such systems include the processes of (1) planning, (2) design, (3) construction, (4) maintenance, and (5) evaluation of low-volume roads. Sponsored by the USDA Forest Service the study is primarily concerned with low-cost, low-volume forest roads under the jurisdiction of the Forest Service, although an attempt is made to develop a conceptual pavement design and management system flexible enough to be applicable to any road network consisting of low-volume facilities up to secondary highways.

The Problem

The Forest Service presently manages over 200,000 miles of roads throughout the United States representing an approximate investment of \$2.5 billion. These roads are of primary importance for the protection and multiple use management of the lands and resources administered by the Forest Service. Ranging from narrow, low-volume, rudimentary tracks to multilane asphaltic concrete highways, these roads combined with County and State systems form a network serving public, commercial, and administrative needs by providing access to recreational and timberland areas in the National Forests.

Population growth coupled with needs for sustenance, shelter, services, and recreational opportunities has rapidly increased the demands on forest lands. Consequently, to help meet the demand for accessible forest land the Forest Service has plans for the construction of another 136,000 miles of roads in the future. In addition to construction of these new roads, future work will also include the reconstruction of a great majority of the existing roads.

The specific objectives of this conceptual study are

- (1) to define the parameters involved in the problem;
- (2) to assimilate the constraints with respect to (a) resource management objectives, (b) environmental concerns, (c) engineering skills, (d) engineering testing facilities, (e) on-site construction materials, and (f) available funds; and
- (3) to formulate a concept of pavement design and management which will
 - (a) permit optimization of the pavement investment and
 - (b) provide pavement performance prediction methods which can be used in planning budgets and maintenance activities.

For the purpose of this paper, the term "pavement" is being used to denote the total structural component of a road used to support traffic. A pavement, therefore, consists of subbase, base, and surface courses placed singly or in combination on a subgrade. Using this definition, it can then be said that on Forest Service roads a pavement may range from a compacted natural soil to a multilayered structure with an asphaltic-concrete surface course.

In order to insure positive communication in developing the conceptual system, it is necessary to define other terms as they are used in this report. It is recognized that different usages of some terms do exist between various members of the Forest Service and among research groups and it is not likely that these differences will be resolved at this time. A list of definitions is given in Table 1 to promote a common understanding of the concepts being introduced and to suggest a starting place for future consideration.

TABLE 1. DEFINITIONS

1. Pavements are structures that use subbase, base and surface courses placed singly or in combination on a subgrade to support the traffic and distribute the loads to the road bed.
2. A paved road has a pavement structure that uses a bituminous surface course. This bituminous surfacing may range anywhere from a chip seal to an asphaltic concrete.
3. An unpaved road is a road that does not use bitumin in its surface course. Two basic types of unpaved roads are gravel roads and natural earth roads.
4. Performance is a measure of the accumulated service provided by a facility, i.e., the adequacy with which a pavement fulfills its purpose.
5. Serviceability is the ability of a specific section of pavement to serve traffic in its existing condition.
6. A system is something which accomplishes an operational process; that is, something is operated on in some way to produce something. That which is operated on is usually input; that which is produced is called output, and the operating entity is called the system.
7. Behavior is the immediate reaction or response of a pavement to load, environment, and other inputs. Such response is usually a function of the mechanical state, i.e., the stress, strain, or deflection, which occurs in response to the input.
8. Distress is the visable consequences or the pavement responses when carried out to their limiting values.
9. Maintenance is the act of attempting to keep something in its present condition. For unpaved roads maintenance may take the form of regravelling or moto-grading. For paved roads patching, sealing, and overlaying may be included in the maintenance routine.
10. Model is a system of postulates, data, and inferences presented as a mathematical description of a conceptual reality.
11. Feedback is the collection and reversion of the pavement distress or limiting response data to the data bank for use in analysis, maintenance studies, rehabilitation scheduling, etc.

ANALYSIS OF RESEARCH PROBLEM

Problem Recognition

Initial work in recognizing the problem of low-cost roads involved a broad study of pavement requirements and pavement strategies for low-cost, low-volume roads. Most pavement design practices for such roads built in the United States follow the same pattern as for pavements carrying larger volumes of traffic in that economic studies are not applied in setting design standards. Therefore, it was felt to be advantageous to review reports on low-volume road research being carried out in the developing countries of the world, where pavement design practices are developed specifically for low-cost, low-volume roads, and the economic aspects of design are of great importance. Also, the roads built in these countries more closely approximate those built by the Forest Service than do most other low-volume roads built in the United States.

In addition to the literature review, problem recognition was aided by extensive communication and interaction between the project staff and Forest Service personnel. Interagency meetings provided vital information on the operational standards of the Forest Service. Field visits to National Forests allowed the authors to observe the construction and performance of numerous forest roads under a variety of traffic and environmental conditions.

Once it was determined to develop such a system it was necessary to explicitly define the problem. It was necessary to detail the special constraints and considerations involved in this problem, and to consider two basic questions: (1) what design factors are different for low-volume roads as

compared to other roads, and (2) what special constraints are characteristic of only low-volume Forest Service roads?

In answering the first question many factors were considered. Listed below are those factors which differ between low-volume and standard roads and which seem to have the greatest influence on the development of a pavement design and management system for low-volume roads.

- (1) Lower Volume of Traffic. Low-volume roads will be lightly travelled as compared to public highways. By this it is meant that most low-cost roads will have lower traffic volumes, generally less than 400 vehicles/day (Ref 10), and lower loading frequencies than major highways.
- (2) Use of Local Construction Material. Because the transporting of quality paving material over large distances involves considerable costs, most low-volume roads are constructed with on-site or locally available material. The quality of these materials are, in many cases, inferior to that required for the construction of most "higher class" roads.
- (3) Restricted Earthwork. On many low-cost, low-volume roads funds, and environmental factors permit only restricted earthwork. This not only affects the horizontal and vertical alignment of the road, but limits the removal and replacement of large quantities of poor subgrade material such as swelling clay or a frost susceptible silt.
- (4) Surface Types. The types of running surfaces for low-volume roads differ considerably with those of "higher class" roads. While most public highways are constructed with a minimum of 4 or 5 inches of either asphaltic concrete or portland cement concrete for surface layers, few low-volume roads will have more than two inches of asphaltic concrete surfacing. A large percentage of low-volume roads have nothing more than a gravel or a natural soil surface.
- (5) Environment. Due to the nature of the pavement surfacings, environmental conditions, namely moisture and temperature, influence the performance of low-volume road pavements to a greater extent than the pavements of "higher class" roads.
- (6) Types of Distress. The type and magnitude of pavement distress encountered on low-volume roads may be different than that found on public highways. This is also related to the differences in pavement surfacings, for example surface abrasion leading to dust problems and loss of surface material would be more acute on a low-volume gravel surfaced material than on a "higher class" asphalt concrete pavement.

- (7) Minimum Level of Acceptability. The minimum acceptable level of serviceability on most low-volume roads is lower than that on public highways. This is because the purpose of a low-cost, low-volume road is not so much to provide a smooth riding surface on which travellers will have a comfortable ride, but rather to provide an economical means of travelling from one point to another.
- (8) Channelized Traffic. Because low-volume roads are usually narrower than public highways, the traffic on them tend to be more channelized. This is especially true on narrow gravel or earth surfaced roads where extensive rutting often occurs in the wheel paths.

To define the problem of developing a pavement design and management system for low-volume Forest Service roads, it was not only necessary to know what design factors were different for low-cost roads as compared to "higher class" roads, as listed above, but also to become thoroughly familiar with the special constraints and considerations characteristic of Forest Service roads and road management. Listed below are those that would have the greatest influence on the conceptual pavement management system.

- (1) Road Users. The original purpose of a majority of Forest Service roads is to facilitate loghauling operations. Therefore, although the volume of traffic on these roads is light, the number of equivalent wheel loads are sometimes quite high as a result of the heavy loads carried by logging trucks. A Forest Service road will generally carry three classes of traffic during its lifetime:
- (a) Forest Commercial Traffic - during production years (cyclic).
 - (b) Forest Visitor Traffic - during and after production years.
 - (c) Forest Administrative Traffic - during and after production years.
- (2) Distribution of Traffic. The distribution of traffic on a Forest Service road varies considerably depending on the time of year, for instance, during the winter months some of the lower grade roads are impassable due to mud or snow, but during the drier summer months these same roads may carry as many as 200 vehicles or more per day.
- (3) Forecast of Traffic. Because the Forest Service controls the size of its timber sales, it is in a position to predict the number and size of loads travelling across its timber roads. This allows reasonable estimates to be made of the total load carried over a road for a particular period of time.

- (4) Environmental Impact. A fundamental concept held by the Forest Service is that the environment must not be deteriorated as they build and operate their transportation system. Policies on dust control, surfacing rock depletion, stream pollution, mass soil movement, and maintenance of scenic values are all important issues that must be considered in the design of forest roads.
- (5) Engineering Manpower. Because of the lack of sufficient engineering manpower in some of the Forest Service Regions, it is not always possible to do a quality job on all Forest Service road projects (Ref 9). Collection of design input data is also hampered by this lack of manpower.
- (6) Prudent Operator Concept. Because a majority of Forest Service roads are built under Timber Purchaser Contracts by the timber purchaser himself, a "prudent operator" concept must be adhered to by Forest Service personnel when designing the roads. This concept requires that a road be constructed only to the standard and quality needed to remove the timber in the sale, therefore, the design life of the road is only for the length of the timber sale. However, if the road is needed beyond the timber sale period, the Forest Service may use either stage construction or supplemental funding to provide for higher standards and quality than needed for the timber sale.
- (7) Maintenance Levels. The Forest Service's maintenance management program designates five different levels at which maintenance is performed, starting with a "basic custodial care" for roads not in use, and continuing with each level requiring greater maintenance effort. This program also designates that forest roads are to be maintained by their users, i.e., logger, commercial haulers, and the Forest Service.
- (8) Diverse Design Conditions. Because the Forest Service manages forests throughout the United States, the design for their low-volume roads must incorporate considerations for a great variety of climatic and topographic conditions, in addition to consideration of the many different types of subgrade conditions and paving materials found within these areas.

As indicated above, the problem is that of developing a pavement design and management system for the Forest Service that will satisfy its needs in terms of (1) optimizing the total pavement investment, (2) providing pavement performance prediction methods for planning purposes, (3) optimizing resource management efforts, (4) providing a tool for evaluating the effectiveness of specific pavement designs, and (5) unifying pavement design efforts within the Forest Service.

Formulating a Conceptual System

In 1967 work on a pavement management concept was begun by Hudson, Finn, et al. on NCHRP Project 1-10. The interim report (Ref 2) from that project provides a basic framework for considering pavement design and management problems (Fig 1) which, while only conceptual, shows the integration of the many factors in pavement design and management.

"Brainstorming Session"

In addition to the extensive literature review conducted, an essential part of this evaluation of subsystems was the interaction and exchange of information between the research staff and Forest Service personnel. In an attempt to further this interaction, a "brainstorming session" was held at The University of Texas at Austin on March 20-22, 1974. At this meeting the results of an initial evaluation were presented and discussed in order to obtain "field input" from the Forest Service. A summary of the ideas and discussions presented at this conference, including those on (1) system input variables (2) decision criteria, (3) terminology, (4) pavement performance, (5) the decision making process within the Forest Service, (6) pavement failure, and (7) special constraints and considerations for Forest Service roads, was prepared by the project staff.

This brainstorming session not only presented an opportunity to draw on the valuable experience of Forest Service field personnel in obtaining information in many areas of low-volume road design and management but also helped familiarize Forest Service personnel with the proposed system and encouraged their direct participation in its development.

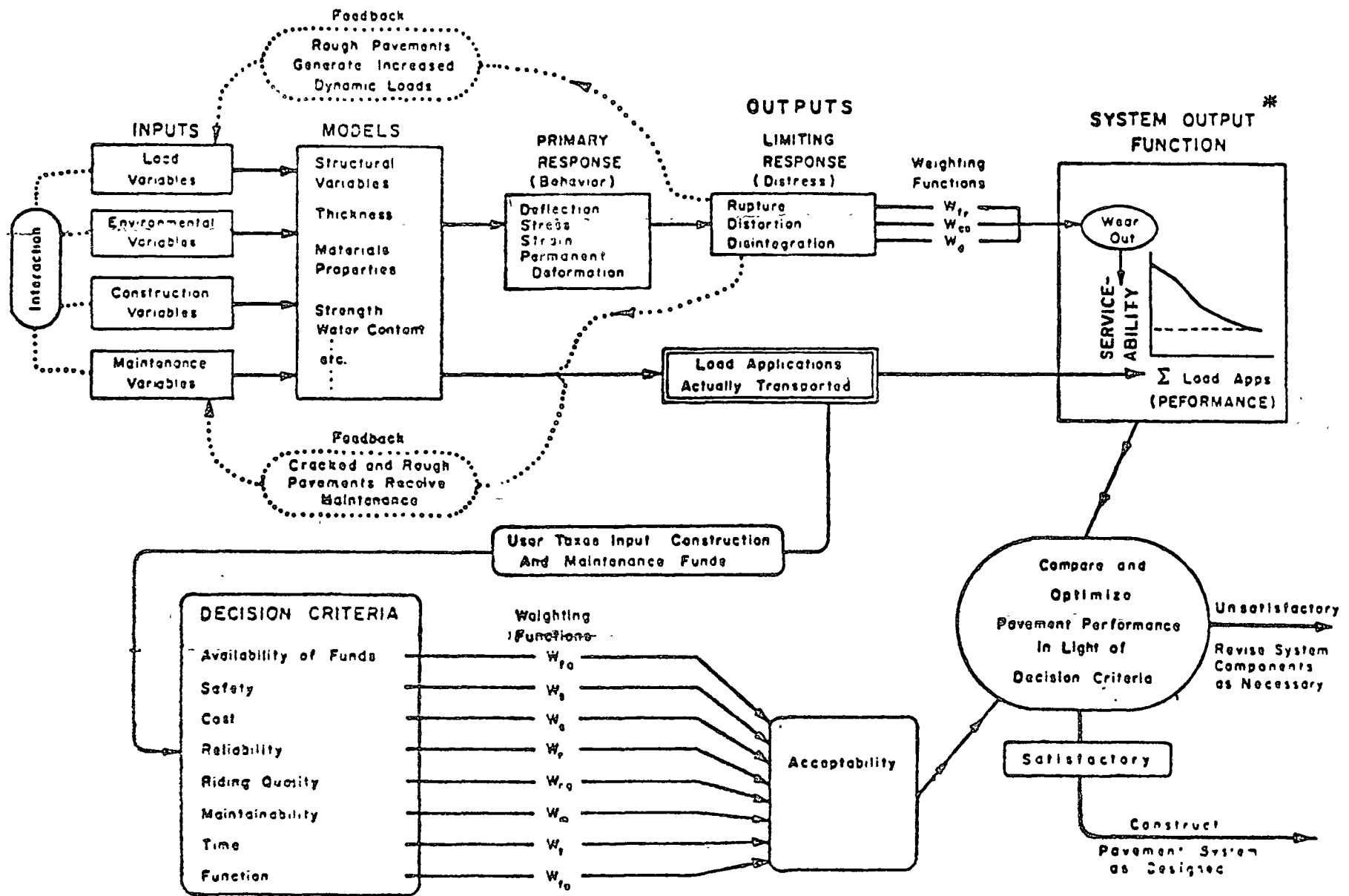


Fig 1. Conceptual pavement system (Ref 2).

"Importance Rating"

Because such a large amount of subject matter was discussed at the brainstorming session, a rating analysis of the importance of the various items in the proposed pavement management system was made. It is felt that the information obtained from this "importance rating" (I) can be used to a great extent in setting priorities for developing the major subsystems of a pavement management system for low-volume Forest Service roads.

Analysis of Importance Rating

In analyzing the results of the importance rating, the research teams first reviewed the comments on the summary of the brainstorming session written by the participants of the conference. These comments clarified a number of misinterpreted ideas about Forest Service operations, in addition to expressing field views on such relevant topics as pavement failure, serviceability measurements, and decision criteria.

Next, the ratings received for the input variables and the decision criteria were evaluated. This was done by first finding the "weighted" mean importance rating for each variable. "Weighted" as used here means that the rating given each variable by a rater is adjusted by his expertise level (E) on the subject. Then these ratings are used to calculate the average importance rating.

These "weighted" importance ratings ranged from a high of 4.95, for the "use of initial construction cost as a decision criteria," to a low of 1.73, for the "use of static loads in the characterization of loads on pavement structure."

While recognizing the potential significance of the "weighted" mean importance ratings, we also looked at the raw mean importance rating and at the median importance rating for each variable. These can be used in

comparisons with the "weighted" mean ratings to examine hidden discrepancies in the use of this "weighted" rating as a representation of the potential relative importance of variables to a pavement management system for low-volume Forest Service roads. All data averages are given in Reference 30.

In comparing the raw mean and median values with the "weighted" mean importance rating for all the variables, few substantial variations were found. Those that were discovered received careful study by the project staff with the eventual observation that, in all cases, large variations were the result of inconsistent ratings by individuals who rated themselves low in expertise on the subject being rated. It was, therefore, agreed that the "weighted" mean importance rating would be a sufficient representation of the relative importance of each variable to the low-volume road pavement management system, as seen by the conference attendees, and as such, was used to define the potential input and decision criteria subsystems of the proposed system.

The state-of-the-art ratings that are included in the Analysis Summary, Reference 30 are the approximate average values of those ratings given by the conference participants for each variable. These ratings, representing the present and the anticipated future availability of data for inputs to the system, have been used in the definition of the input and decision criteria subsystems to evaluate the feasibility of collecting information for the various inputs to the operational low-volume road management system.

For the evaluation of the special constraints and considerations ratings, mean and median importance ratings were calculated for each individual item, the results of which are presented in Figure 2. The results of the ratings evaluations for all the individual constraints and special considerations were used as an indication of the conference attendees feeling as to their inclusion in the conceptual pavement management system.

Item Number Page 6 - Summary	Mean Importance rating (0.0 - 0.5)	Median Importance rating (0.0 - 0.5)
(1) Unpredictable traffic on Forest Service Rds.	3.15	3.0
(2) "Prudent Operator" Concept	2.85	3.0
(3) Who will use PMS?	3.15	4.0
(4) Control of Timber traffic on F.S. Rds.	3.80	4.0
(5) Fatigue Failure	2.85	3.0
(6) Classes of traffic on Forest Service Rds.	3.92	4.0
(7) Influence of surface type on F. S. Rds.	4.00	4.0
(8) Does black paving on F.S. Rd. increase safety?	3.00	3.0
(9) The PMS for F.S. Rds.	3.73	4.0
(10) Keep the system simple	4.10	5.0
(11) Poor regions and the PMS	2.95	3.0
(12) Frost heave on gravel roads	2.63	3.0
(13) Acceptance of PMS design models	4.15	4.0
(14) Collection of input data	4.62	5.0
(15) Separate systems for gravel and black paved roads	3.75	3.0
(16) Naming of PMS	2.80	2.0
(17) Administrative constraints	3.92	4.0

Fig 2. Mean and median importance ratings of special constraints and considerations.

MAJOR SUBSYSTEMS

System Inputs

Inputs to a pavement system represent the information and tools that the designer should have to adequately design and manage a road pavement. These inputs which represent the conditions under which the pavement must function, are transformed into outputs by the system, in light of the established goals and objectives. In representing a pavement design system for low-volume Forest Service roads, seven different categories of input variables were used, (1) load and traffic variables, (2) environmental variables, (3) construction variables, (4) structural design variables, (5) maintenance variables, (6) operational variables, and (7) constraints. Within these categories fall the variables that are considered essential to the development of a system that will satisfy Forest Service needs for pavement design and management.

For the definition of the system input variables, it was advantageous to use the results of the "importance rating" discussed in the previous section, specifically the "weighted" mean importance ratings. In reviewing these "weighted" ratings, it was estimated, based on a total comparison of the ratings for all variables, that a rating of less than 3.00 indicated that a variable was not considered essential to the proposed system and that the usefulness of a variable with a rating between 3.00 and 3.50 was questionable in the proposed system. Those variables with a rating greater than 3.50 were felt to be of the greatest significance and deserving of strict evaluation during the actual development of the system and its models.

Therefore, the input subsystem definition for the proposed Forest Service pavement management system consists of the variables listed in

Table 2 in the order of their estimated importance to the system. In the further development of the proposed system, this list of variables should not be used as a limit to the program inputs, but rather as a guide to satisfy the needs of such a system.

An important aspect that must be considered in relation to input variables and their effect on the system is the variable interaction between and within the major categories. While some variables act independently to influence the system output, the effect of most variables on the output depends on the level of one or more other variables or parameters in the system.

Structural Design

The structural design subsystem is best described as a model which relates inputs to outputs as the pavement relates the inputs to the outputs, in other words, this model generates responses and outputs as a function of the inputs. The structural design model used in a system might be very simple in concept, such as an empirical index value, or it might be comparatively complex, for example, layer theory. Whatever model is used, though, must effectively predict the system outputs for the type of pavement being considered. For example, although Westergaard equations could be used in a structural design subsystem for rigid pavements, they would not be effective in designing a flexible layered pavement.

In terms of structural design, Forest Service roads can be classified into three categories, paved roads (includes hot-mix AC, built-up mats, and surface treatment), aggregate surfaced roads, and unsurfaced roads. From references on low-volume road design (Refs 17-21), it was found in the majority of cases that design variables for aggregate surfaced and unsurfaced roads were

TABLE 2. INPUT VARIABLES

<u>Load and Traffic Variables</u>	<u>Environmental Variables</u>
Number of Applications (4.72)*	Drainage
Distribution of Traffic	(a) surface drainage (4.38)
(a) seasonal changes (4.58)	(b) subsurface drainage (4.60)
(b) annual changes (3.53)	Freeze-Thaw Cycle (4.21)
Characterization-Distribution of	Soil Type (4.11)
Loads on Vehicles (4.54)	Topography (3.93)
Total Load (4.37)	Rainfall
Type of Loading (4.32)	(a) amount (3.81)
Axle Spacing (3.86)	(b) seasonal distribution (3.79)
Tire Pressure (3.68)	(c) intensity (3.56)
	Area Sensitivity to Landslides (3.50)
	Temperature Range (3.36)
<u>Construction Variables</u>	<u>Structural Design Variables</u>
Quality Control	Subgrade Properties
(a) material (4.62)	(a) strength (4.87)
(b) compaction (4.60)	(b) permeability (4.27)
(c) thickness (4.58)	(c) gradation (4.12)
(d) moisture and temperature (3.97)	Type and Quality of Paving Material
Personnel-Skill Level (4.16)	Available (4.58)
Road Geometrics (3.93)	Layers
Equipment	(a) thickness (4.58)
(a) availability (3.66)	(b) arrangement (4.34)
(b) environmental impact (3.49)	(c) number (3.74)
<u>Maintenance Variables</u>	Stabilization Policy (4.28)
Level of Maintenance (4.45)	Cross-Section (3.95)
Type of Rehabilitation	Frost Design (3.82)
(a) gravelling (4.14)	Testing Equipment Available (3.55)
(b) overlaying (4.11)	
(c) sealing (3.90)	<u>Operational Variables</u>
Available Funds (3.96)	Controls on Road Use (4.40)
Road Users (3.79)	Time Lag in Obtaining Funds (4.00)
	Operational Planning and Enforcement
<u>Constraints</u>	(a) allowance for major
Maximum Allowable Cost	hauling (4.20)
(a) initial construction (4.60)	(b) snow removal (3.77)
(b) total maintenance (4.17)	
(c) user's	
Design Life of Road (4.50)	
Minimum Layer Thickness (4.49)	
Environmental Constraints (4.35)	
Minimum Time Until First Major Maintenance (4.28)	
Minimum Time Between Major Maintenance (4.23)	
Constraints from Management (4.23)	
Political Constraints (4.16)	
Prudent Operator Constraints (3.56)	

*(x.xx) = "weighted" mean importance rating

essentially similar, and that the pavement performance for roads in these two categories was usually characterized by the same parameters.

This was not the case for paved roads and unpaved roads (aggregate or unsurfaced). Design factors such as those for environmental variables are usually different for pavements on these two types of roads. For example, the amount of rainfall in the area would be a critical design factor for an unpaved road because of its effect on aggregate loss for gravel roads and on shear strength or stability for natural soil roads, while for a well drained paved road rainfall quantity would be a significant factor only when expansive soils were also encountered in a pavement area. Type and magnitude of distress on unpaved roads are also quite different from those found on paved roads. On unpaved roads, surface abrasion (dusting) or aggregate loss is considered a critical distress, but for paved roads it is seldom used as a design criterion. Maintenance activities, as considered in the total pavement management system, also differ considerably for pavements on these two types of roads.

System Responses and Output

The outputs of a pavement management system are generated from measurements of the mechanical state of the pavement. As can be seen in Figure 1 the structural design model is used to predict the behavior of a pavement when it is subjected to an environment, as represented by the system inputs. Pavement behavior is described by primary responses which include measurable quantities of deflection, stress, strain, deformation, and deterioration. When these primary responses reach some limiting value, distress occurs in the form of rupture, distortion, or disintegration. Then, as a function of these predicted values of distress, the pavement's "serviceability," or its

ability to serve traffic, is determined at any point in time in terms of riding quality, skid resistance, user's cost, or other critical design criterion.

In evaluating the form of output to be used in the Forest Service pavement design system, it seems that because the purpose of most low-volume roads is to provide a means of serving traffic at the least cost to both the user and the road builder, a function of the total cost of providing this service should be used as the major decision criterion. In addition, it should be noted that because this proposed pavement management system will be applied to pavements on both paved and unpaved roads, its final form of output should be one that will be applicable to all the different types of pavement surfacing used by the Forest Service. This will allow comparisons between the performance of pavements with different surfacing types to be readily made.

Decision Criteria

Decision criteria are rules defined for the purpose of choosing the best among alternative designs that have been proposed and analyzed in the system. They are used in two ways to accomplish this purpose. First, they are utilized in establishing a minimum acceptable level of serviceability below which the pavement does not satisfactorily serve its intended purpose and can be said to have "failed." This acceptable level of serviceability is shown as a horizontal dashed line in the system output functions of Figure 1. This level of acceptability then provides a basis for comparing and optimizing the system output, from which decision criteria again are used, this time to choose the best design among those that satisfy the constraints of the system.

The decision criteria listed in Table 3 are those indicated by the results of the "importance rating" analysis as having the greatest influence on design decisions made by the Forest Service for its roads. As with the input variables, it was estimated that the decision criteria receiving a "weighted" mean importance rating greater than 3.50 were of the greatest significance and should be included in the proposed system.

Optimization Process

The optimization phase of a pavement management system is concerned with quantifying the outputs that have been predicted for the various alternative solutions and selecting the best alternative according to the decision criteria defined for the system.

An optimization model similar to that developed under Texas Highway Research Project 123 and used in FPS-3 (Ref 1) would probably be best for a low-volume road pavement design and management system because of its use of overall cost as a basis for determining optimal designs. This model uses a modified branch and bound technique with the principal that a design that is more expensive and at the same time has less strength than some other design then it cannot produce a better design and is therefore discarded.

A Conceptual System

The combination of ideas for structural design models, output representation and evaluation, with the previously defined major components of a pavement management system for low-volume Forest Service roads could result in a system similar to that structured in Figure 3

As can be seen in the figure, the first step in the systems design process is the collection of all necessary input data. Once this is

TABLE 3. DECISION CRITERIA

Cost

- (a) Initial (4.95)*
- (b) Maintenance (4.18)
- (c) Operational (3.83)
- (d) User (3.74)

Funds

- (a) Available (4.73)
- (b) Probability of additional (4.24)
- (c) Type (3.61)

Safety (dust) (4.42)

Environmental Impact (4.42)

Function of the Road (4.35)

Stage Construction (4.19)

Administrative Requirements (4.00)

Confidence Level (3.90)

* (x.xx) = "weighted" mean importance rating

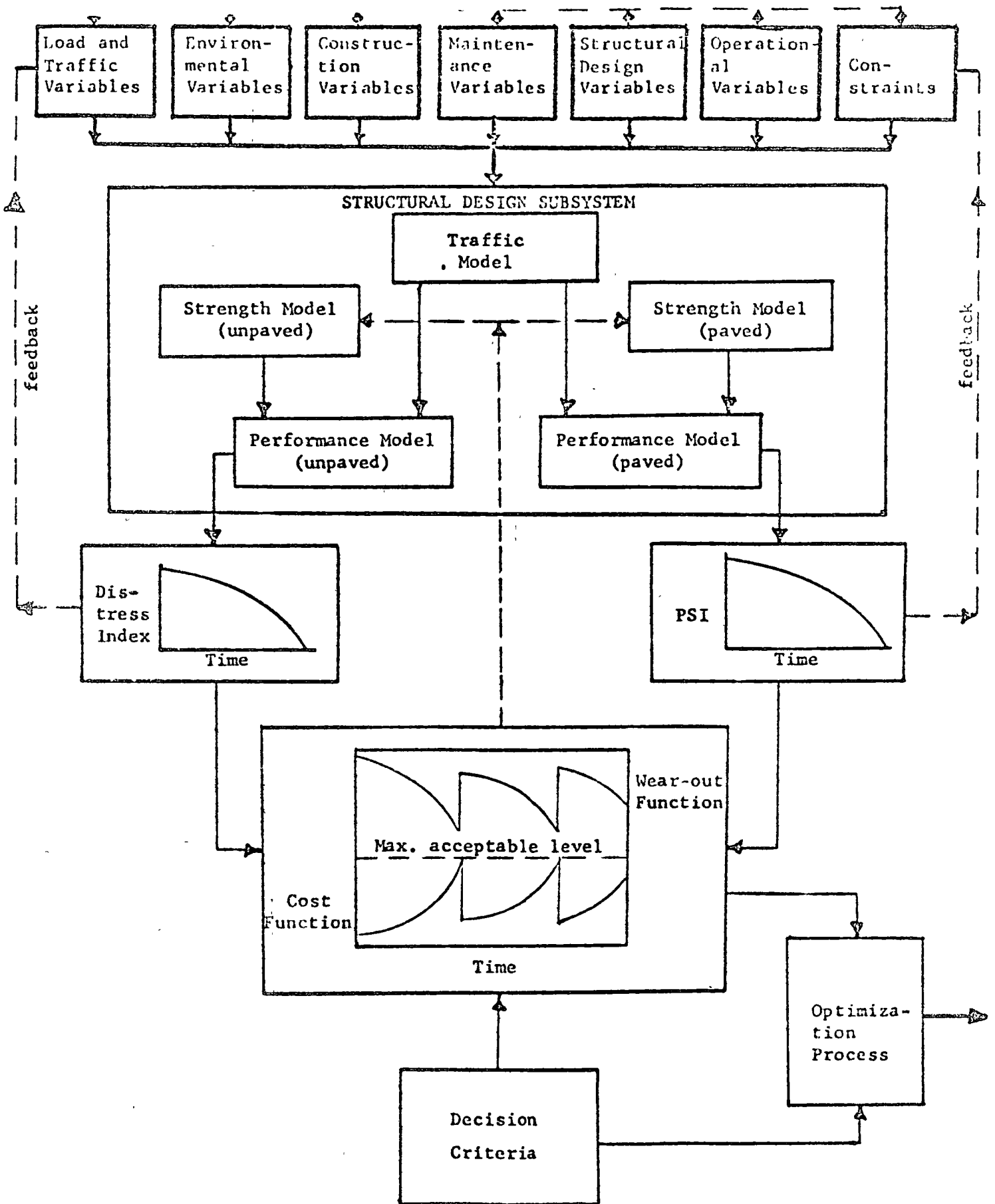


Fig 3. Conceptual system for low-cost roads.

completed a summation of the predicted traffic and loads that will travel over the proposed road during the analysis period is calculated using the traffic model with pertinent input data. Depending on what type of surfacing is specified, a structural strength for a design of given materials and layered thickness values will be calculated using one of the two strength models. All this information will then be utilized in one of the performance models, again depending on surfacing type specified, to determine as an intermediate step, the wear-out function of the structure in terms of either a distress index for unpaved roads or a present serviceability index for paved roads and finally to determine the performance of the structure in relation to a cost function of serving traffic needs.

When the measurable distress on a road reaches a level corresponding to a maximum acceptable cost level as determined by the decision criteria, some form of maintenance will be required to return the structure to an acceptable distress level. The structure is then reevaluated according to the type of maintenance designated, and the extended life of the pavement is determined. This reevaluation process is indicated by the dotted line from the serviceability-age history to the strength models in Figure 3. This process of extending the life of the pavement through maintenance activities is continued for the predesignated design life of the road structure.

The total design and management evaluation process can be carried out for many different design and maintenance strategies, each one going through the optimization process, where it is evaluated, compared, and arrayed for the final decision.

While only conceptual, the system described above does illustrate the basic requirements of a pavement management system for low-volume Forest

Service roads. Development of a working system for such a situation is indeed feasible, but because of the lack of past research in the area of low-volume road design, considerable effort on the part of both the project research staff and the Forest Service will be required in future work towards its complete development.

Future Development

The actual development of the pavement management system will be a staged process. The first step will be to pull together the existing models and methods used by the Forest Service and to synthesize a simple working method which not only accounts for structural design and traffic but which gives some consideration to user's costs and maintenance.

In addition, of course, some type of decision criteria is needed and some type of optimization routine will be developed as soon as feasible. In a sense we will have therefore, a stepwise development of the low-cost road system. At some early date it will be desirable to start implementation of the system and to provide interaction between the development and upgrading of the concept and its use in the field. Ultimately, the Forest Service will provide most of the improvements that will be so vital to the system development. The concept is summarized in Figures 4 and 5.

Continued interaction and input into the problem from the field (Item D) as typified by the project brainstorming session held in Austin in March 1974 and discussed in detail herein, has provided the last basic foundation block needed for the initial conceptual system outlined herein.

The conceptual low-volume road management system presented herein (Item E) is the synthesis of the major foregoing items with significant

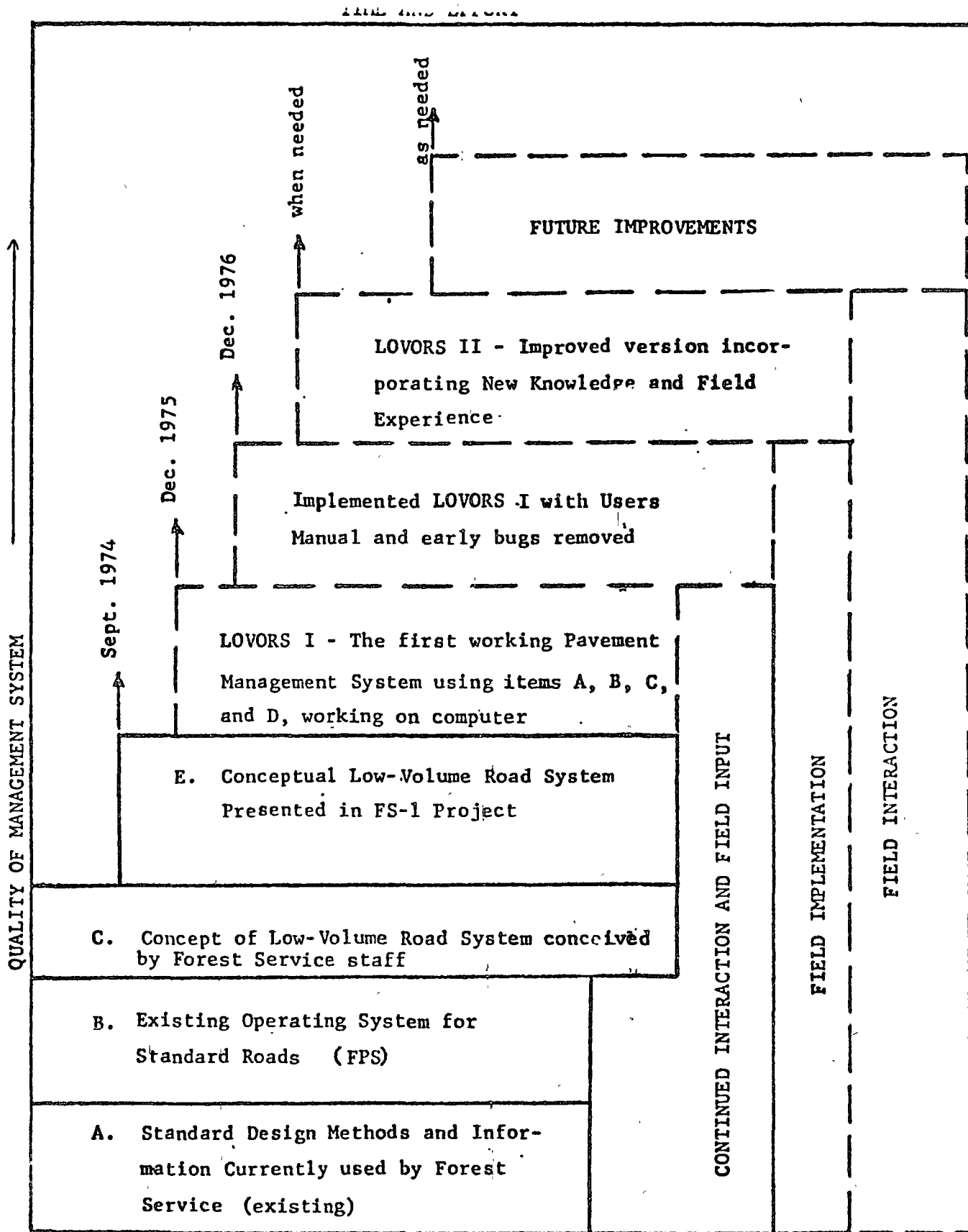


Fig 4 Major phases in the development of the Forest Service pavement management system LOVORS. (Low-Volume Road System)

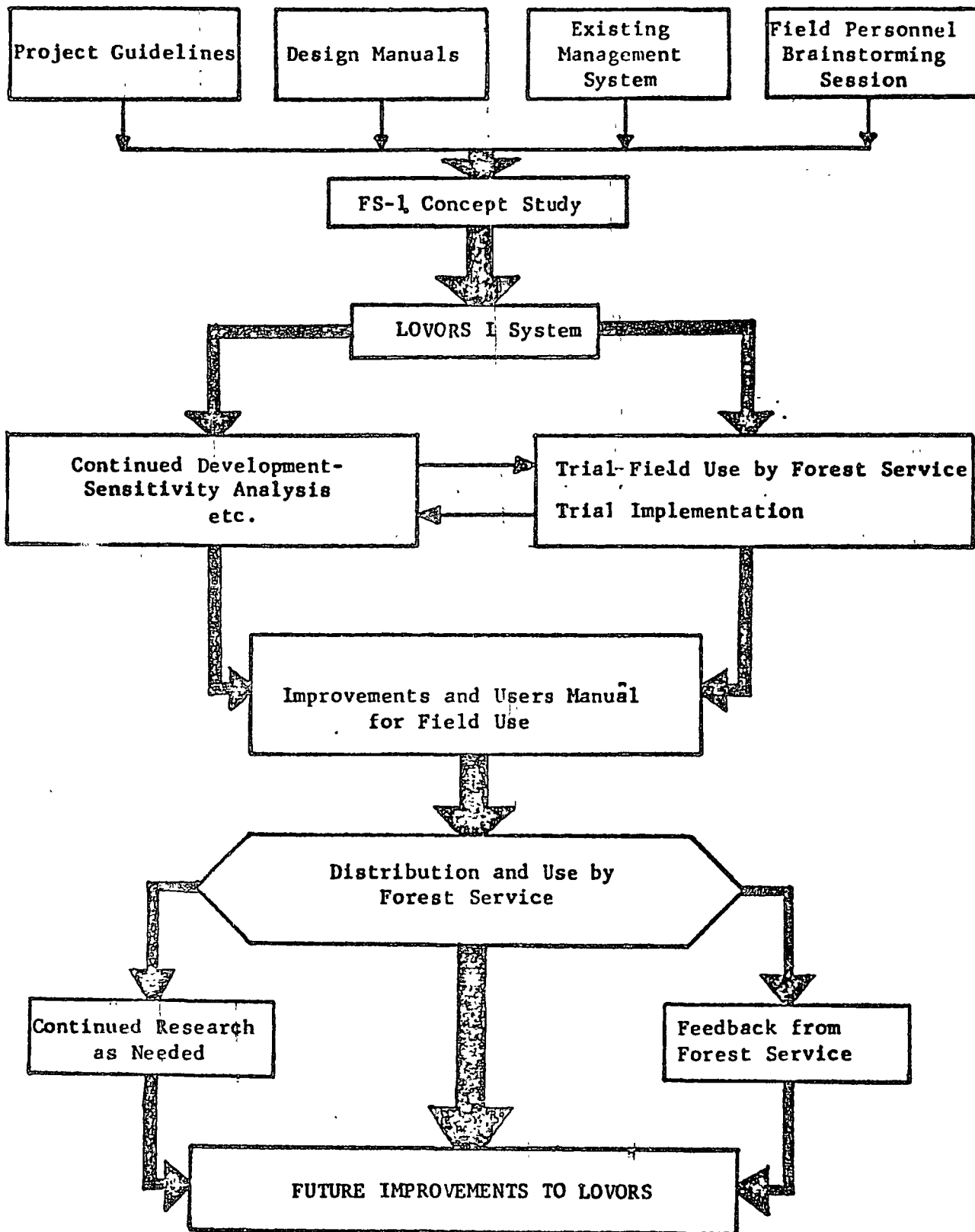


Fig 5. Detailed development of Forest Service Pavement Management System.

input from other sources and references. It is felt that this basic foundation document provides the perspective and direction needed to develop the initial working system which has been tentatively named LOVORS I, indicating it is the first in a series which will include improved versions that may be developed.

It is anticipated that LOVORS I would result from Phase II of the current research activity between The University of Texas and the U. S. Forest Service.

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS FOR FUTURE RESEARCH

The general conclusion of this paper, based on the past year's research, is that the development of a pavement design and management system for low-cost, low-volume Forest Service roads is indeed feasible. However, it must be kept in mind that because of the lack of past research in the area of low-volume road design, considerable effort will be required in future work towards the system's complete development. The actual development of the pavement design and management system including mathematical models and other information needed for optimization, must rely heavily on the interaction and experience of Forest Service personnel.

In addition to these areas of needed research, it is recommended that, because of the many variables that would be included in a pavement management system for low-volume Forest Service roads, a computer program be developed to analyze the design problems and to generate feasible design alternatives, or in other words, to implement the system. The use of a computer would expand the number of possible designs by generating a large number of alternatives, and also, permit the storage of a large amount of pavement behavior data that could be used to modify and improve the existing design models.

REFERENCES

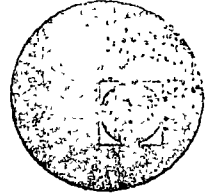
1. Hudson, W. R., B. F. McCullough, F. H. Scrivner and J. L. Brown, "A Systems Approach Applied to Pavement Design and Research," Research Report 123-1, published jointly by the Texas Highway Department; Texas Transportation Institute, Texas A&M University; and Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, March 1970.
2. Hudson, W. R., F. N. Finn, B. F. McCullough, K. Nair and B. H. Vallerga, "Systems Approach to Pavement Design, System Formulation, Performance Definition and Materials Characterization," Final Report, NCHRP Project 1-10, Materials Research and Development, Inc., The University of Texas at Austin, March 1968.
3. McCullough, B. F., R. K. Kher and W. R. Hudson, "A Systems Analysis of Rigid Pavement Design," Report No. 123-5, published jointly by Texas Highway Department; Texas Transportation Institute, Texas A&M University; and Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, January 1971.
4. Scrivner, F. H., W. M. Moore, W. F. McFarland and G. R. Carey, "A Systems Approach to the Flexible Pavement Design Problem," Research Report 32-11, Texas Transportation Institute, College Station, Texas, 1968.
5. Hutchinson, B. G., and R. C. G. Haas, "A Systems Analysis of the Highway Pavement Design Process," Highway Research Record No. 239, Highway Research Board, 1968.
6. Carey, W. N., Jr., and P. E. Irick, "The Payment Serviceability-Performance Concept," Highway Research Bulletin 250, 1960.
7. AASHO Committee on Design, "AASHO Interim Guide for Design of Pavement Structures," 1972.
8. "Pavement Design System for Forest Service Roads-A Conceptual Study," Detailed Study Plan, Forest Service Agreement No. 13-686.
9. U.S. Forest Service, Region 6, "Timber Purchaser Road Construction Audit," January 1973.
10. Oglesby, C. H., and M. J. Altenhofen, "Economics of Design Standards for Low-Volume Rural Roads," NCHRP Report No. 63, Highway Research Board, 1969.
11. Chong, G. J., and G. M. Stott, "A Design for Low Traffic-Volume Municipal Roads," Department of Highways for Ontario Report No. RR 156, February 1970.

12. Abernathy, P. E., "The Effects of Off Highway Loads on Forest Service Roads," Clear Water National Forest, April 1971.
13. "The Maintenance Economy of Bituminous Surfacing as Compared to Gravel Surfacing on Single Lane Logging Roads," Region 6 Forest Engineer Workshop, November 9-10, 1972.
14. Freitag, D. R., "An Investigation of Soil Waterproofing and Dustproofing Materials," Highway Research Board Bulletin No. 282, 1961.
15. Yalcin, A. S. and F. S. State, "Stabilization of Bank-Run Gravel by Calcium Chloride," Highway Research Board Bulletin No. 98, 1955.
16. Zack, O.W., "Chemical Treatment of Stabilized Mineral Aggregate Roadway Surfaces," Highway Research Board Proceedings, Vol. 34, 1955.
17. O'Reilly, M. P. and R. S. Millard, "Roadworking Materials and Pavement Design in Tropical and Sub-Tropical Countries," Road Research Laboratory Report LR 279, 1969.
18. McFarlane, H. W., W. G. Paterson and W. J. Dohoney, "The Selection and Use of Forest Road Building Materials-A Literature Review," Woodland Papers W. P. No. 1, Pulp and Paper Research Institute of Canada, May 1971.
19. Lund, J. W., "Surface Loss Study," Department of Agriculture, Forest Service, Region 6, January 1973.
20. Tanner, J. S., "Corrugations on Earth and Gravel Roads-Their Formation, Treatment, and Prevention," Road Research Laboratory Overseas Bulletin No. 6, 1969.
21. Hodges, J. W., T. E. Jones, R. Robinson, "Report on Field Work and Proposals for Gravel and Earth Road Deterioration and Maintenance Sub-Models," part of an unpublished report on the study of Construction, Deterioration and Maintenance of Roads in Tropical Areas, Transport and Road Research Laboratory, 1974.
22. Davis, C. F., "Halfmoon Study Road 88 Reconstruction Report and Project Evaluation," National Forest in Florida, 1969.
23. "Final Report-Brownhouse Study Road," National Forest Service, Southern Region, May 1969.
24. Hudson, W. R., "A Working Model for Pavement Design and Management," a paper presented to the Stichting Studie Centrum Wegenbouw Annual Meeting, Arnhem, Holland, October 30, 1973.
25. Hudson, W. R., and F. N. Finn, "A General Framework for Pavement Rehabilitation," paper presented at the Workshop on Pavement Rehabilitation held in San Francisco from 19-20 September 1973.

26. Haas, R. C. G., "General Concepts of Systems Analysis as Applied to Pavements," a paper prepared for a Symposium on "Pavement Design and Management Systems," Annual Meeting, Highway Research Board, Washington, D. C., January 1974.
27. Haas, R. C. G., and W. R. Hudson, draft of text book on Pavement Design Management Systems, The University of Texas, Austin, Texas, 1974.
28. Darter, M. I., W. R. Hudson and J. L. Brown, "Statistical Variations of Flexible Pavement Properties and Their Consideration in Design," a paper prepared for presentation at the Annual Meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists, February 1973.
29. "Chapter 50-Materials Engineering," Transportation Engineering Handbook, National Forest Service, 1974.
30. McGarragh, T. G., and W. R. Hudson, "A Pavement Design and Management System for Forest Service Roads: A Conceptual Study," Report FS-1, Council for Advanced Transportation Studies, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, July 1974.



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



SEMINARIO SOBRE PAVIMENTOS ASFALTICOS

DESIGN OF ASPHALT CONCRETE OVERLAYS
USING LAYER THEORY

Profesores

Dr. Benjamin F. Mc Cullough

Dr. William Ronald Hudson

Seminario en colaboración con la
Secretaría de Asentamientos Hu--
manos y Obras Públicas y la Aso-
ciación Mexicana de Caminos.

Julio 1977

ABSTRACT

This report is a user's manual for thickness design of flexible overlays for flexible pavements. The design procedure is limited primarily to fatigue cracking and rutting criteria. Three cases of existing pavement condition are recognized by the procedure. These subsystems are: 1) existing pavement with remaining life, 2) existing pavement mildly cracked, and 3) existing pavement severely cracked. Each requires input from the following areas: 1) deflection testing, 2) condition surveys, 3) traffic data, and 4) materials characterization. The deflection testing serves as an aid in establishing "design sections" and in characterizing the subgrade. The condition surveys are used to select the proper design subsystem. Traffic data must be in the form of 18-kip equivalent axle loads. The materials characterization consists of laboratory testing to determine modulus values for each material.

The overlay thickness design involves the use of inputs from the above four areas along with an elastic layered theory computer program, a fatigue equation and a rutting equation to determine a thickness that satisfies both the fatigue and rutting criteria. A complete example problem solution for the remaining life subsystem is presented.

KEY WORDS

flexible pavement design, overlay design, pavement evaluation, fatigue, rutting, cracking, deflection analysis

ACKNOWLEDGEMENT

Support for the research which lead to the development of this paper was provided by the Federal Highway Administration, Offices of Research and Development.

INTRODUCTION

This paper presents a rehabilitation design procedure which is for flexible pavement based on elastic layered theory. The research leading to the development of this procedure was sponsored by the Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation. Prior to this development, a workshop was held in 1973 on the state-of-the-art of pavement rehabilitation design (Ref 1). This workshop inventoried the existing state-of-the-art of pavement rehabilitation design procedures. The proceedings from that workshop provided a broad background including theory, experience and judgment for developing a state-of-the-art flexible overlay design procedure.

Scope of Procedure

This design procedure for selection of overlay design thickness is limited primarily to consideration of fatigue cracking and rutting. The thickness design is not valid for such distress mechanisms as expansive soils, or severe environmental stresses. The procedure is based to a large extent on fatigue cracking and rutting studies performed at the AASHO Road Test tempered by other studies and experience. This procedure uses overlay materials and construction specifications currently in use in highway engineering and construction practice.

The details of the research leading to the preparation of this procedure is reported in Ref 2 which describes the research developments upon which this design procedure is based.

Design Philosophy

The design procedure including a non-destructive evaluation of the existing pavements permits the designer to vary overlay thickness along the highway to meet field conditions and also to select a "reliability" level for design. With modern methods, variations in overlay thickness can easily be constructed with adequate transition length between thickness changes maintained for riding quality. Thus, through the use of this procedure, a more economical total cost may result than with most

traditional approaches to overlay design if equivalent design reliability is provided.

The design procedure uses linear elastic layered theory as an analytical model to make design computations. The procedure uses several small computer programs as part of the overall design procedure. The design procedure is not completely automated nor has it been made into a single computer package. The procedure is a series of steps with design engineer interactions between field studies, manipulations of data with computer programs, and the engineer himself plotting design graphs and making decisions. This process is outlined in Fig. 1.

The design procedure results in thicknesses for fatigue cracking and rutting. These will not always be the same and the larger of the two shall be selected for design.

Equipment Requirements

The hardware requirements for using this procedure includes deflection testing equipment such as Dynaflect, Road Rater, Benkleman Beam or deflectograph; and laboratory testing equipment for resilient modulus of soils and other unbound base or subbase materials. Test equipment to measure the dynamic modulus of elasticity for asphalt concrete is desirable.

The computer software used as part of the procedure is a series of computer programs adapted to run on a computer system such as the CDC 6600, IBM S/360, or the Univac 1108.

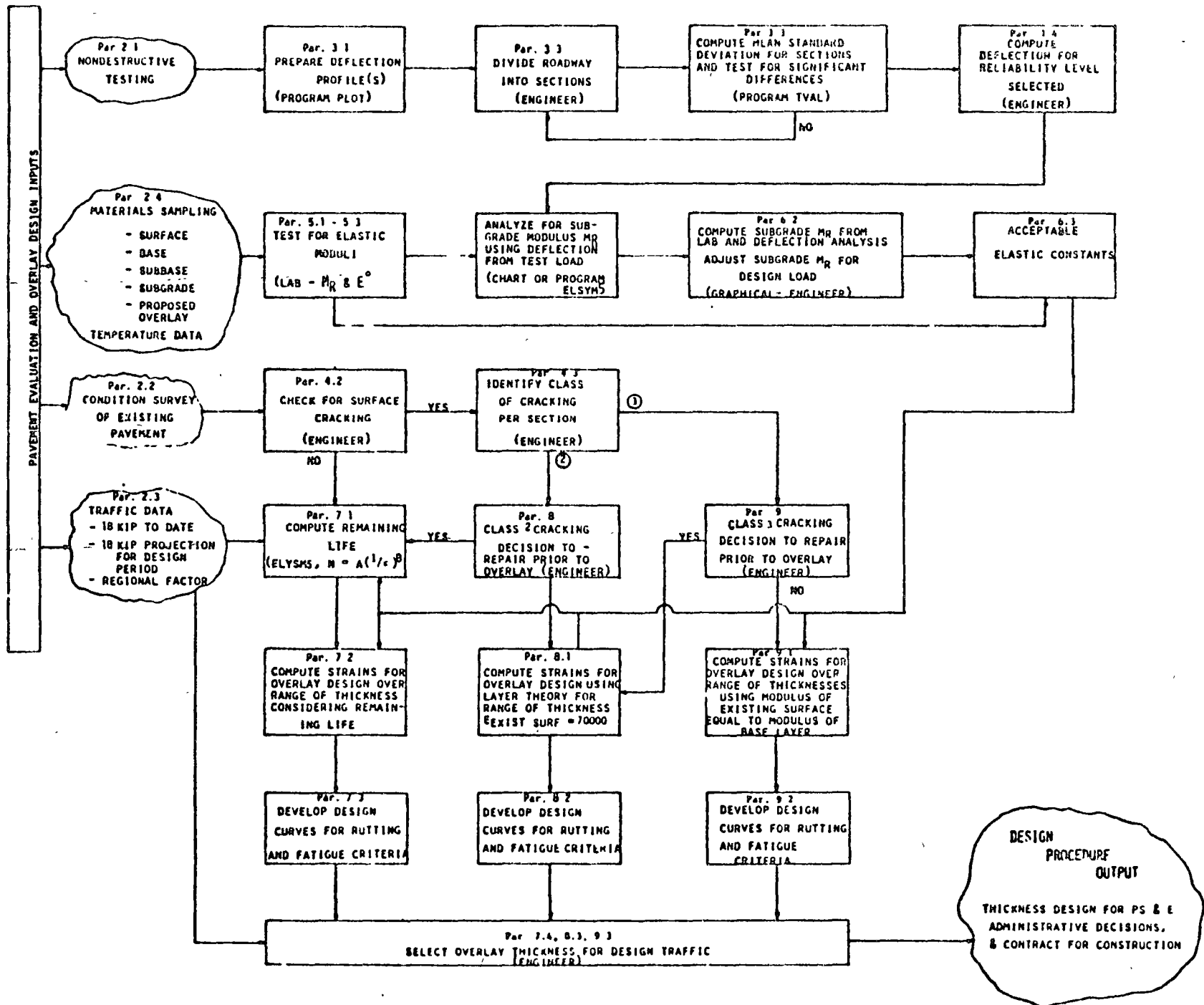


Figure 1. Flow Diagram of Overlay Design Procedure (After Ref 2).

GENERATION OF DESIGN PROCEDURE INPUTS

The design procedure requires four types of input information:

1. Deflection Testing
2. Condition surveys,
3. Traffic Data, and
4. Materials sampling requirements

Deflection Testing

Deflection testing is used to evaluate the response of the inservice pavements to loads. From this behavior pattern, the expected performance, material properties, and uniformity can be derived.

Equipment Type - Deflection measuring equipment such as the Dynaflect (Ref 3), the Road Rater (Ref 4) or any other equipment which may be satisfactorily correlated with the Dynaflect may be used. Both Dynaflect and Road Rater are available for purchase or rental. The equipment lends itself to rapid testing, thus making a thorough investigation of a pavement both economical and rapid. Deflections measured with a Benkleman Beam and an 18-kip single axle load may be used in lieu of dynamic equipment but is usually more expensive.

Recommended Testing Conditions - The design procedure is based on measurements made during the season of the year yielding the maximum deflection. It is recommended that the users of the procedure measure deflections at the time of year yielding the maximum values. For other seasons, the user should develop corrections to relate the measurements to the worst or maximum condition. This manual offers no seasonal adjustment factors for translating deflection measurements made in any season other than the maximum period.

Sampling Frequency and Procedure - The testing recommended includes at least one deflection profile along the outer wheelpath of the existing roadway. It is recommended that the deflection measurements be made at intervals between 100 and 250 feet depending on profile and pavement condition. For two directional roadways, it is desirable to obtain two staggered lines of deflection profiles, one on either side of the centerline in the outside wheel path. For example, if a 100 foot measurement

interval is selected, each line should have the measurements spaced 100 feet apart, but staggered 50 feet between the lines, thus providing profile data with 50-foot spacing between measurements. For divided highways, deflection profiles are required in outside lanes of both roadways on a staggered basis.

For undivided highways the two deflection profiles should be combined into one that represents the entire width of roadway. However, for divided highways, the pavements on either side of the median should be considered to have separate deflection profiles. Two profiles will give adequate coverage of most highways. These measurements, however, need not be located adjacent to any cracks or construction joints, but spaced at regular intervals and so documented. The following is a suggested guideline of spacing for deflection tests for various conditions.

Table 1

GUIDELINE FOR DEFLECTION MEASUREMENTS

<u>Condition of Location</u>	<u>Spacing of Measurements</u>
1) Rolling terrain	100 feet
2) Numerous cut to fill transitions	100 feet
3) Level with uniform soil	250 feet
4) Over 25 percent Class 2 cracking	100 feet

A minimum of 20 measurements should be obtained regardless of the length of the project.

Condition Surveys

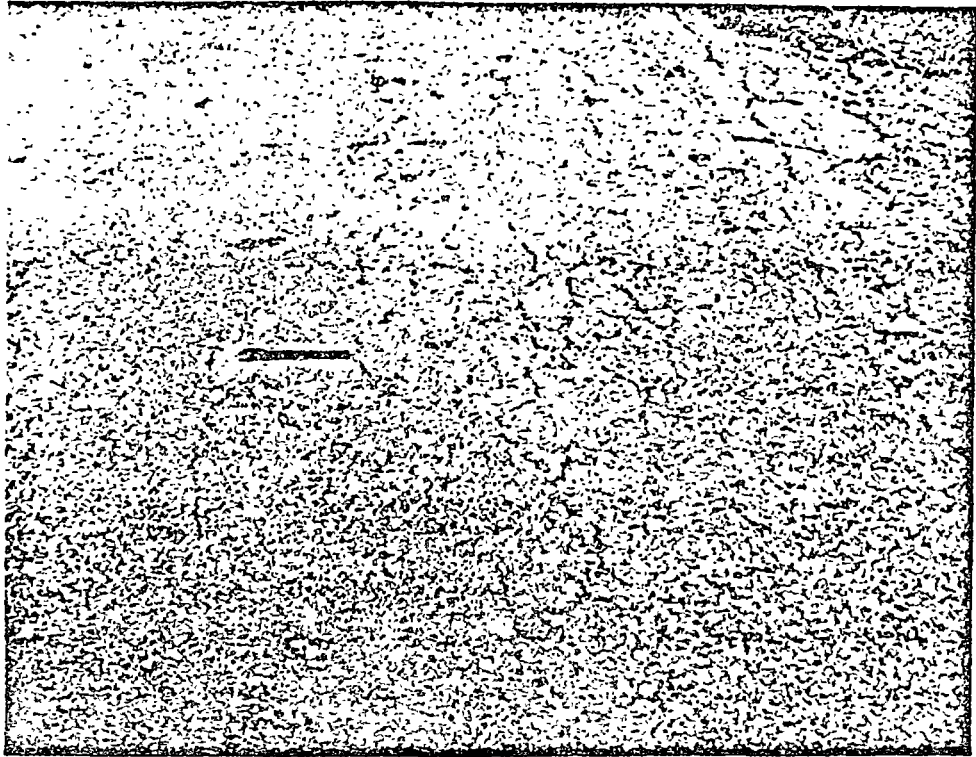
As part of the site investigation, the condition of the existing pavement should be carefully documented. Condition survey information should be obtained which includes such items as an accurate inventory of the different classes of cracking, measurement of rut depths, and some inventory of roughness. It is suggested that the condition surveys be done at the same time as the deflection testing. This enables the technicians to note and document locations of cracking, repairs, etc. relating to the location of deflection measurements.

Cracking - Cracking shall be defined and recorded according to the AASHO definitions, i.e., Class 2, Class 3, etc. (Ref 5). Class 2 cracking is defined as that which has progressed to the stage where cracks have connected together to form a grid type pattern. Class 2 cracking is commonly referred to as alligator cracking. Class 3 cracking is the progression from Class 2 in which the Class 2 cracks spall more severely at the edges, lose integrity between blocks, and the segments of pavement surface loosen, move or rock under traffic. Photographs of these classes are shown in Figure 2.

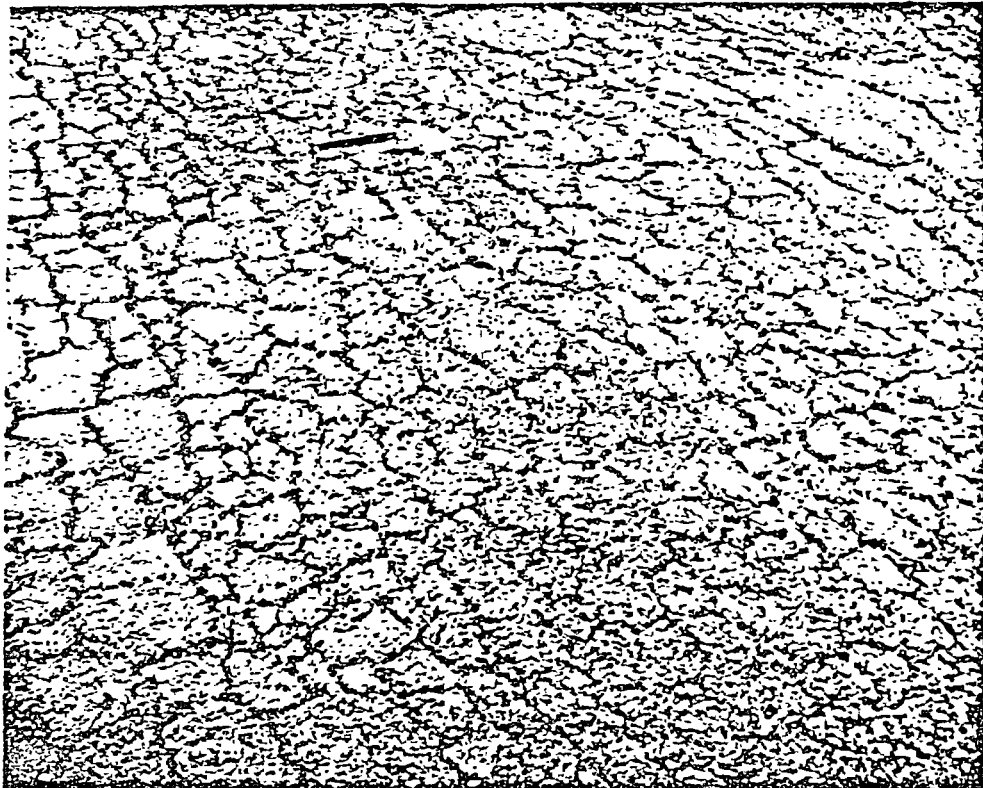
Condition surveys of the existing pavement can be made conveniently on reasonably large-scaled maps, thus making it possible to record the distressed areas directly. The condition surveys provide important data for explaining variations observed in the deflection profiles and also differences in materials properties determined from laboratory investigations. A comparison of the deflection profile and the observed distress should be considered in formulating the materials sampling plan. Furthermore, the observed cracking type present on the existing surface becomes decision criteria relative to the method of characterization of the existing pavement and the kind of analysis performed.

Rutting - The rutting measurements in wheelpaths on existing asphalt concrete surfaces are included in the condition survey to give 1) insight into the selection of an allowable rut depth and 2) an estimate of the level up required on the existing surface prior to overlay. It is recommended that the rut depth be measured every 500 feet in both wheel paths and that the averages for the two wheel paths be determined for the same pavement lengths as the sections established from the deflection profiles. These measurements may be made by simple mechanical devices similar to those used at the AASHO Road Test. An alternative method is a stringline or long straight edge laid across the wheelpath and the rut depth measured with a scale.

General Observations - The condition survey shall include the recording of other general information relevant to the pavement such as drainage areas, soil changes, and cut/fill transition areas. Construction plans for the existing roadway if available, offer information relative



Typical Class 2 Cracking



Typical Class 3 Cracking

Figure 2. Photographs of Typical Class 2 and Class 3 Cracking

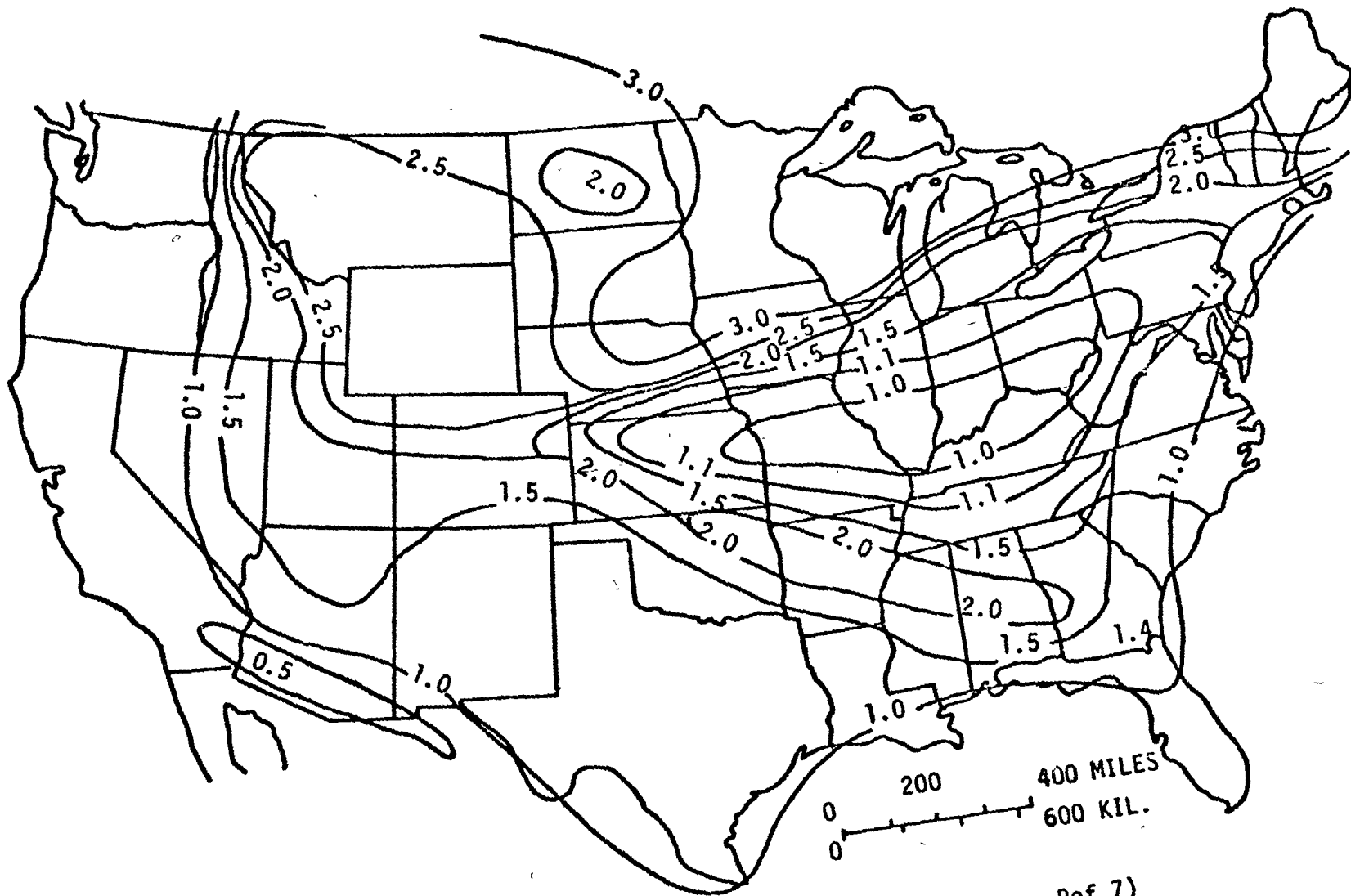


Figure 3. Contours of Equal Regional Factors (after Ref 7)

subgrade should be logged to a depth of 10 feet to evaluate possible variations in materials or in-place conditions and to determine if any stiff layers or bedrock is within this zone. In the laboratory the resilient modulus is determined for soil and aggregate base materials using repetitive load triaxial testing. The dynamic modulus test is used for asphalt treated base and surfacing.

Type of Sampling - The materials shall be sampled in an undisturbed state to the extent possible. Efforts should be made to core all bound or stabilized materials and to tube sample fine grain or clay layers. All unbound materials shall be sampled in sufficient quantity for remolding of specimens. For this remolding, the in-place moisture and density are required.

SELECTION OF DESIGN SECTIONS

Using the nondestructive deflection test data, a highway can be divided into various design sections, which are areas where the pavement responds or deflects differently under the load.

Deflection Profiles

The deflection data obtained in the site investigation are plotted in the form of profiles throughout the length of the roadway as shown in Figure 4. Profiles from separate lanes shall be combined according to location or station number. These plots may be made manually or by using a computer program PLOT. Instructions for using PLOT are in Appendix B.

Preliminary Design Sections

The deflection profiles shall be divided into areas of similar deflection. The limits of each design section should be recorded in terms of station numbers or mile points. A pavement may exhibit as few as one or two different levels of deflection, but variations may be so great in the supporting media or surface condition that there may be as many as 10 different areas on a two mile length of roadway. Information from the condition survey shall be used as additional guidelines for dividing the profiles into sections. Sections 7, 8 and 9 describe

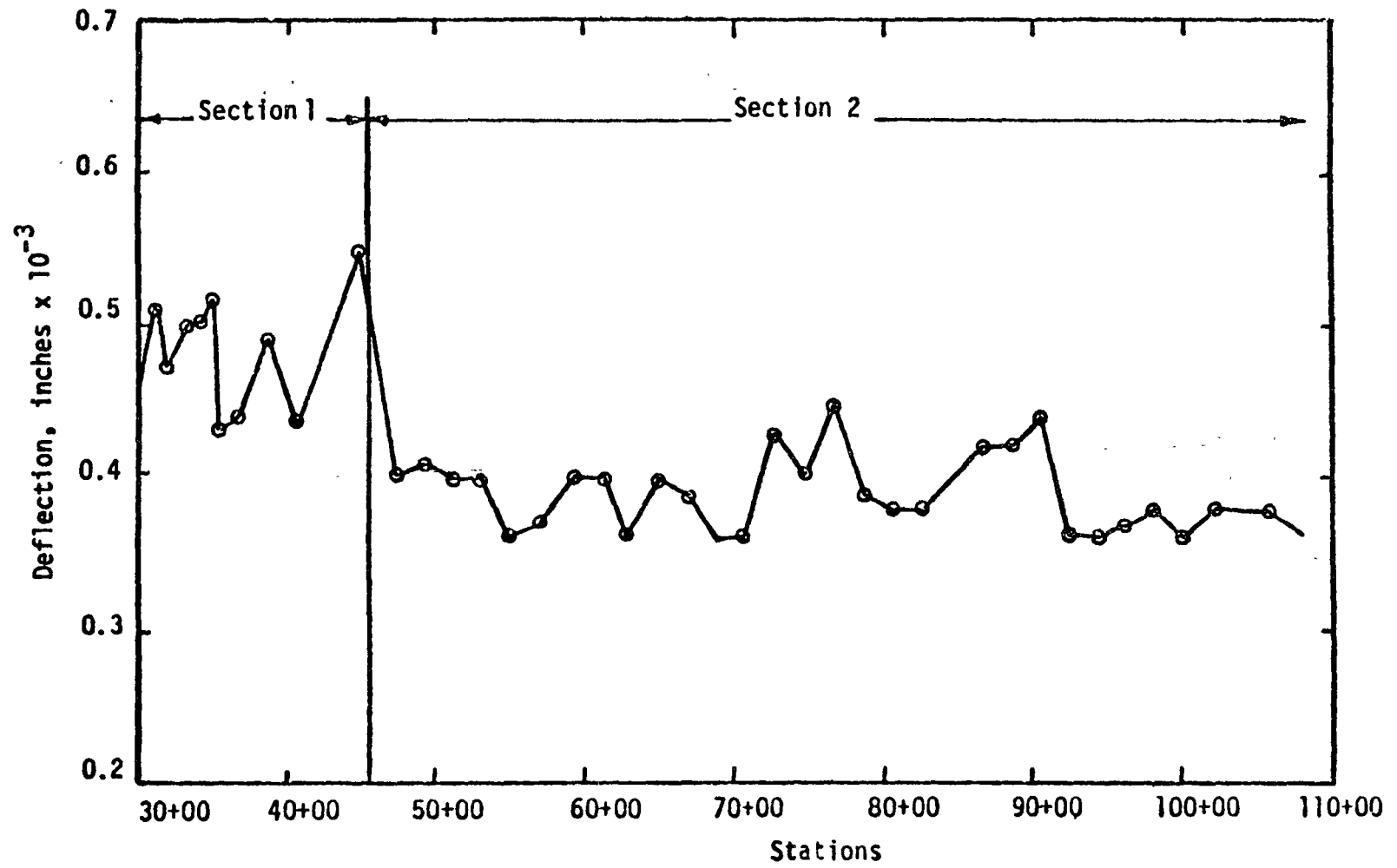


Figure 4. Sample Deflection Profile

criteria applicable to overlay designs based on the pavement condition. If different conditions comparable to those described therein are systematically observed over significant lengths (1000 feet or more) the pavement may be subdivided into sections according to condition. The deflection profile sections should also be compared with the cracking surveys to show any differences in the deflection and the performance of the pavement. Areas of different cross sections should be assigned different sections of deflection profile. Normally this will be obvious in the deflection measurements.

Statistical Hypothesis Testing

Adjacent design sections should be checked to see if they are significantly different or whether they are from the same population of data. Standard statistical methods for testing of significance between two samples such as the hypothesis test for equal means should be used for making this check (Ref 5). The following steps and formulas are used to make this test,

a, b = individual measurements or variates in sections designated 1 or 2 respectively

\bar{a}, \bar{b} = mean value of measurements of variates in sections 1, 2

n_a, n_b = number of variates in sections 1, 2

d_f = the number of degrees of freedom

Step 1 - Calculate the mean (\bar{a}) from the section 1 data:

$$\bar{a} = \frac{\sum a}{n_a} \dots \dots \dots (3)$$

Step 2 - Calculate the mean (\bar{b}) from the section 2 data;

$$\bar{b} = \frac{\sum b}{n_b} \dots \dots \dots (4)$$

Step 3 - Calculate the "pooled estimate of the standard deviation" (S) from the two sections. This way the standard deviation determined is not affected by any difference which may exist between the means of each section.

$$S = \left[\frac{\sum(a - \bar{a})^2 + \sum(b - \bar{b})^2}{n_a + n_b - 1} \right]^{1/2} \dots \dots \dots (5)$$

Step 4 - Determine the best estimate of the standard deviation of the mean of samples of n variates for section 1,
 S_a

$$S_a = \frac{S}{(n_a - 1)^{1/2}} \dots \dots \dots (6)$$

Step 5 - Do Step 4 for section 2,

$$S_b = \frac{S}{(n_b - 1)^{1/2}} \dots \dots \dots (7)$$

Step 6 - Calculation from Step 4 and Step 5.

$$S_{(\bar{a} - \bar{b})} = (S_a^2 + S_b^2)^{1/2} \dots \dots \dots (8)$$

Step 7 - Hypothesis: $M_1 - M_2 = 0$ where M_1 and M_2 are means of two normally and independently distributed sections. Calculate t-value for student t-distribution.

$$t = \frac{(\bar{a} - \bar{b}) - M_a - \bar{b}}{S_{(\bar{a} - \bar{b})}} \dots \dots \dots (9)$$

Step 8 - Obtain t value from Student's t-distribution in Ref 8 or other statistics tables to check hypothesis.*

*Copyright laws prevent reproduction of t-value Table, which can be obtained in Ref 8 or other statistics books.

Step 9 - Check hypothesis - compare computed t-value with Table value. If computed value is larger than table value, the two sections are significantly different.

If two adjacent sections are not significantly different, they should be combined into one and then checked against the next section. This procedure will establish the design sections, each of which then becomes a separate design problem.

The designer may select the percentile level of significance at which to check the difference in deflection. The 5 percent level is suggested, but the designer may select a value either larger or smaller relative to the specific problem. The statistical check may be made either by hand solution or the computer program, TVAL developed for this test, may be used. The program and its guide for data input are presented in Appendix C.

The reliability level is reflected when the design deflection is computed for each design section selected.

The deflection data for each design section has previously been analyzed to obtain its mean value and standard deviation. The standard deviation will give an indication of the variations which exist within the design sections. The design deflection for any given design section will be a function of the mean deflection, the variation, and the reliability level selected for design. The design deflection shall be computed using the following relation:

$$w_{\alpha} = \bar{w} + Z S_{dw} \dots \dots \dots (10)$$

where:

w_{α} = design deflection based on Dynaflect measurements or Benkelman Beam with 18-kip load, in.

\bar{w} = mean deflection, in.

S_{dw} = standard deviation of deflection, in.

Z = distance from mean to selected significance level on a normal distribution curve. The selected significance level is equal to $R/2$.

Table 3 is a list of Z values corresponding to various allowable percents damage or design confidence or reliability levels:

TABLE 3
Z VALUES FOR VARIOUS CONFIDENCE LEVELS

<u>Design Confidence Level</u>	<u>Reliability (R)</u>	<u>Z Value</u>
50	50	0
75	25	0.674
90	10	1.282
95	5	1.645
97.5	2.5	1.960
99	1	2.330

OVERLAY DESIGN SUBSYSTEMS

The overlay design procedure is divided into three subsystems as outlined in the flow diagram of Figure 1. The subsystem the designer actually uses for design analysis and computation depends on the existing pavement's surface condition. The subsystem is determined by the class of the cracking in the existing surface. Other pertinent information to include is the consideration of the requirements for surface level-up prior to overlay. This may be due to severe rutting or pavement breakup.

Rut Depth

The rut depth measurements from each design section should be analyzed for a mean rut depth. The mean may be calculated according to the following relationship

$$\overline{RD} = \sum_{i=1}^n \frac{RD_i}{n} \dots \dots \dots (11)$$

where:

\overline{RD} = mean rut depth in inches

RD_i = i^{th} rut depth measurement

n = number of measurements

The designer may use these mean rut depth values as criteria for establishing an allowable value. The quantity of level up material for rut depth can be estimated by using the following relation:

$$Q_{Lu} = \frac{\overline{RD} L W}{6} \times \frac{w}{2000} \dots \dots \dots (12)$$

where:

Q_{Lu} = quantity of asphalt concrete required per lane for level up, tons

\overline{RD} = mean rut depth in inches

L = length of design section, feet

W = width of wheelpath experiencing rutting, feet

w = unit weight of asphalt concrete, lbs/ft³.

Cracking in Existing Asphalt Concrete

To compute the percent of pavement cracked in each of the classes of cracking, the pavement length shall be sampled for cracking with a station of 100 feet as the sample base, i.e., if a station has any amount of any class of cracking it is sampled as cracked. The total percent cracking of any pavement then becomes the quotient of the length of cracked 100 ft segments and the total length expressed as a percentage using the formula:

$$P_c = \frac{100q}{L} \times 100 \dots \dots \dots (13)$$

where:

P_c = percent cracked pavement in a design section.

q = number of 100 ft sections which have cracking.
q shall be determined for Class 2 and Class 3 separately.

L = length of design section, feet

This percentage should be established for both Class 2 and Class 3 cracking.

Design Procedure Sybsystem Classification

The design procedure as illustrated in Fig 1 is divided into three general subsystems: 1) that based on remaining life in the existing pavement, 2) that with only Class 2 cracking, and 3) that with Class 2 and/or Class 3 cracking.

If there is less than 5% Class 2 and no Class 3 cracking in the existing asphalt concrete surface, the overlay design is accomplished using the remaining life approach. If the existing surface has Class 2 cracking, the overlay design is based on the intermediate approach. If, however, all the Class 2 cracking is repaired prior to overlay, the design can then be based on the remaining life procedure. For conditions where the existing surface has Class 2 and/or Class 3 cracking, the third alternate procedure is applied where the existing surface is treated as a base material layer. If however, the Class 3 cracking is repaired such that no cracking worse than Class 2 remains, the intermediate approach is applied.

The decisions as to whether or not cracking should be repaired should be based on economic comparisons of the conditions involved.

Sampling Plan

The requirements for materials sampling and testing have been presented. At this point, the design sections are all established and the plan for materials sampling must be formulated to identify potential variations in materials and material conditions. It is recommended that at least three borings be made in each design section, with a minimum of one per each 1500 feet. The absolute minimum sampling must be for the extreme conditions, i.e., materials sampling should include core boring at selected locations throughout the length of the pavement being investigated. These borings should include as a minimum, cores of any paving layers which are intact, such as 1) asphaltic concrete, 2) cement stabilized, 3) asphalt stabilized, or 4) other chemically treated materials. Any granular or gravel layers which are encountered should be sampled by

collection of augered materials from the drill hole. In materials where it is possible to push such samples, Shelby tubes should be used to obtain undisturbed samples. The drill hole should be very carefully logged so as to accurately document the layer thicknesses in the existing pavement structure. Normally a total depth of 10 feet is sufficient for pavement borings.

MATERIALS TESTING

This section describes the materials testing requirements of the procedure. The methods are noted for determining the quasi elastic properties for use in the design procedure.

Asphalt Concrete

Materials properties required for asphalt concrete are Poisson's Ratio and dynamic modulus of elasticity. Other properties of the asphalt concrete pertinent to mix design and construction will be necessary, but for thickness design purposes only these two properties are required.

Dynamic Modulus of Elasticity - The asphalt concrete shall be tested for its modulus of elasticity in a dynamic test. At this time there is no ASTM standard for this test, but there are established procedures. The designer should determine the modulus over a range of temperatures and then select the modulus based on his selected temperature(s). A temperature of 70°F is suggested for design. The test is required for asphalt concrete overlay material and for existing asphalt concrete for the remaining life design subsystem.

Poisson's Ratio - Normally tests will not be performed for Poisson's Ratio, as it does not vary significantly. It is recommended that a value of 0.3 be used in the design analyses when the computer program ELSYM5 is used. The charts based on layered theory have a constant Poisson's Ratio of 0.3 built in.

Base Materials

All base and subbase materials must be tested for their modulus of elasticity. Poisson's Ratio need not be determined. Design charts are

based on values of 0.40 and if a value is desired for use in the design computer program this value is recommended. This is applicable to bound and unbound materials.

Bound Materials - Bound base or subbase materials will be in most cases either asphalt or cement treated materials. When cement treated base layers are present in existing flexible pavements these layers must be characterized for a modulus of elasticity. Undisturbed samples should be tested in compression to determine the modulus of elasticity using ASTM C469 or its equivalent. It is desirable to test a minimum of 10 samples and use the lowest quartile value for the design analysis.

For those conditions where intact samples of cement treated base cannot be obtained, the modulus of the cement treated base shall be assigned the value identical to the asphalt concrete (70,000) if Class 2 cracking is present. If Class 3 cracking is present, the modulus assigned shall be equal to the modulus of the subbase or 20,000 psi, whichever is greater.

Asphalt treated base or subbase materials shall be tested by the dynamic modulus test as described for asphalt concrete.

Unbound Materials - Usually the base and subbase materials will be disturbed samples requiring recompaction. The in-place density and moisture content should be determined if possible and the materials remolded at these values. Drainage effects should be considered here. The moisture content representative of the drainage condition should be selected. If this is not possible, samples should be recompacted at optimum moisture content with not less than 95% of the density corresponding to that moisture content used for construction control. Base and subbase materials should be tested with confining pressures equal to the overburden pressure and if that is less than one psi, the tests should be unconfined. However, it is permissible in this case to test with a confining pressure if the nature of the material is such that it cannot be tested unconfined. The tests should be performed with a deviator stress of 20 psi if the total asphalt concrete thickness is six inches or less and 10 psi if it is greater than six inches.

Subgrade

Subgrade samples should be undisturbed samples, if possible, but if not, they should be prepared similar to the base materials. Undisturbed subgrade samples should be tested with confining pressures equal to the overburden and over a range of repeated deviator stresses such as 2 to 12 psi. The laboratory tests should be performed with a minimum of four levels of deviator stress; 2, 5, 8 and 12 psi are recommended levels. Next, the laboratory data for subgrade M_R should be plotted on log-log graphs as shown in Figure 5. A straight line should be drawn through the data and the slope calculated as shown on the graph. Moving from left to right, the negative (decreasing) or positive (increasing) signs of the slope shall be recorded. The slope b , of this line will be used later in the design analysis. The slope of the laboratory line should be the average of all slopes if more than one sample is tested for any one design section. Laboratory curves with small slopes indicate that a soil is not sensitive to changes in applied load. Characteristically, clay type soils will show a decrease in resilient modulus with increased applied stress or a negative slope while granular materials will be the opposite.

Summary of Properties

The properties that are needed in the analysis of the existing pavement and overlay design are summarized as follows:

- Asphalt Concrete Overlay - dynamic modulus of elasticity
- Uncracked Existing Asphalt - dynamic modulus of elasticity
- Class 2 Cracked Existing Asphalt - 70,000 psi
- Class 3 Cracked Existing Asphalt - equal to base modulus or 20,000 psi, whichever is greater
- Base and Subbase - resilient modulus of elasticity
- Subgrade - Slope of M_R vs. σ_d log-log relationship

CHARACTERIZATION OF PAVEMENT LAYERS

This section describes the characterization of the existing pavement which is the input to any of the three overlay design subsystems.

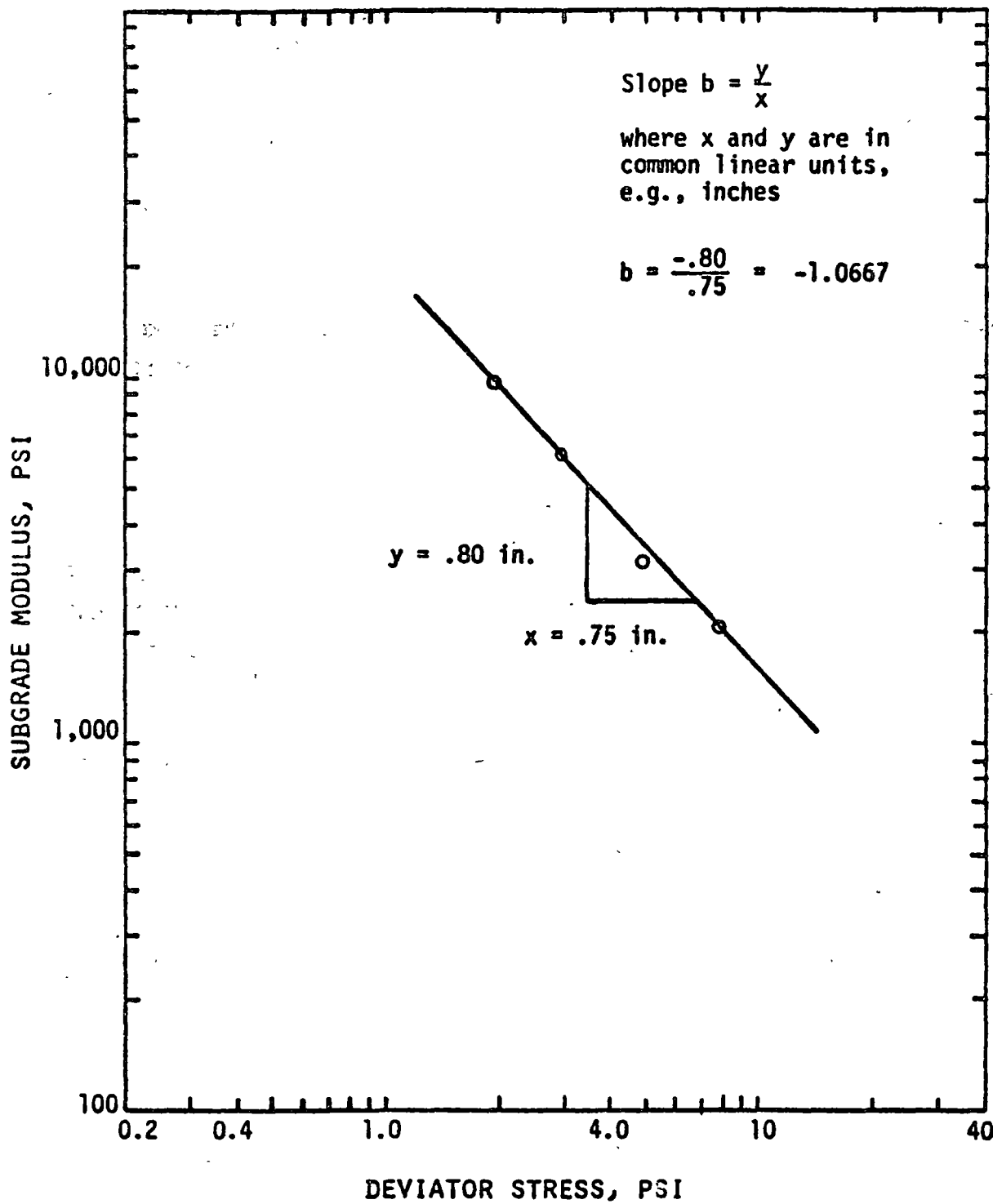


Figure 5. Typical Laboratory Relationship For Resilient Modulus and Deviator Stress

Characterization of the existing pavement includes selection of the reliability level selected for design, i.e., design deflection, selection of subgrade modulus based on deflection test on existing pavement, adjustment of subgrade modulus for stress sensitivity and finally a complete set of acceptable elastic constants for the various components of the existing pavement.

Analysis to Determine Subgrade Modulus

The modulus of elasticity of the subgrade shall be determined using the design deflection and a relationship for subgrade and deflection developed for each pavement design section. Using the computer program ELSYM5 (Appendix D), the relationship illustrated in Figure 6 is developed. The data necessary to develop this graph are obtained by solving the existing pavement structure for a range of subgrade modulus values. Four solutions are recommended to develop a good smooth curve. The load should be that for the deflection test device. For these solutions a relation such as that in Figure 6 is obtained. This relationship together with the design deflection yields the subgrade modulus. For the example shown and a deflection of 0.0009 inches a corresponding modulus of 8000 psi was determined. An alternate to the series of computer solutions is to use the chart presented in Figure 7.

Next, the stress on the top of the subgrade which corresponds to the deflection test load must be determined. This stress value is determined from the analysis chart in Figure 8. The required input parameters are total pavement thickness, asphalt concrete modulus and subgrade modulus from deflection.

The subgrade modulus from deflection and stress in subgrade of the existing pavement have now been determined. The next step is to plot these data on the laboratory relation of subgrade modulus and deviator stress. Figure 9 shows a typical laboratory relation (Figure 5) and the single point plotted is that from the deflection test analysis. The equation for the laboratory curve will be of the form:

$$M_R = a \sigma_d^b \dots \dots \dots (14)$$

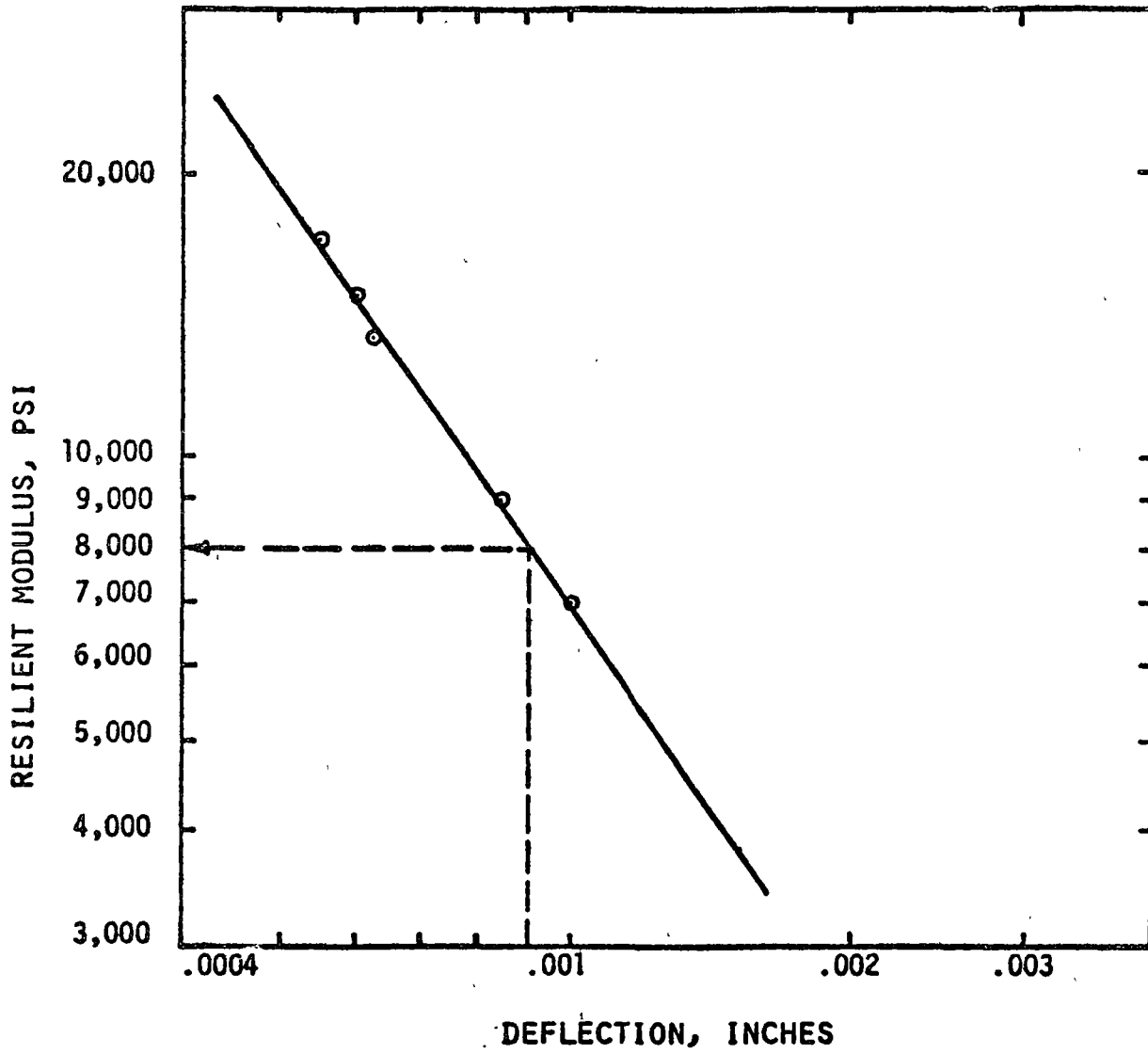


Figure 6. Relation of Computed Deflection and Subgrade Modulus

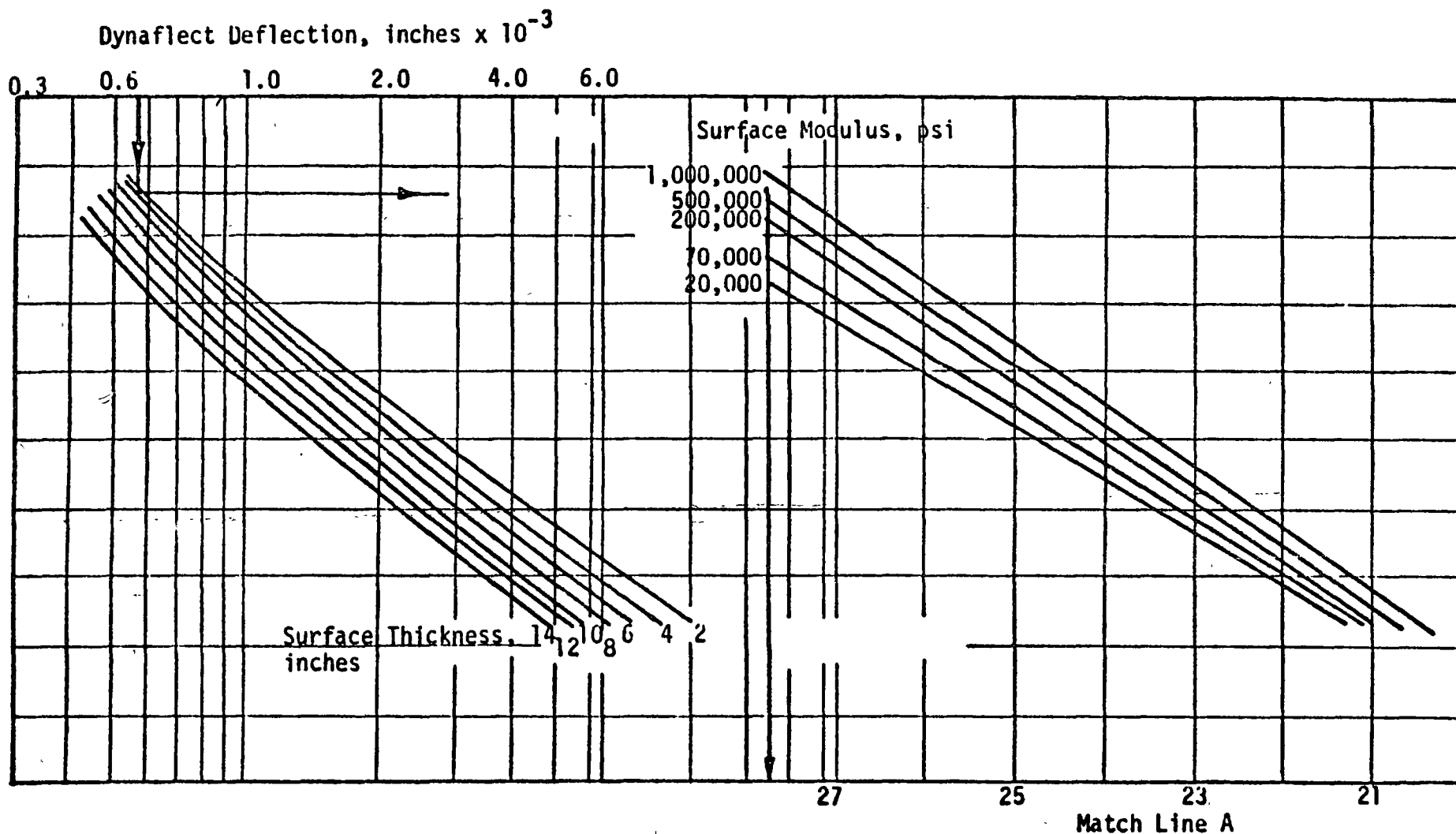


Figure 7. Chart Solution for Subgrade Modulus Based on Design Deflection (Part A)

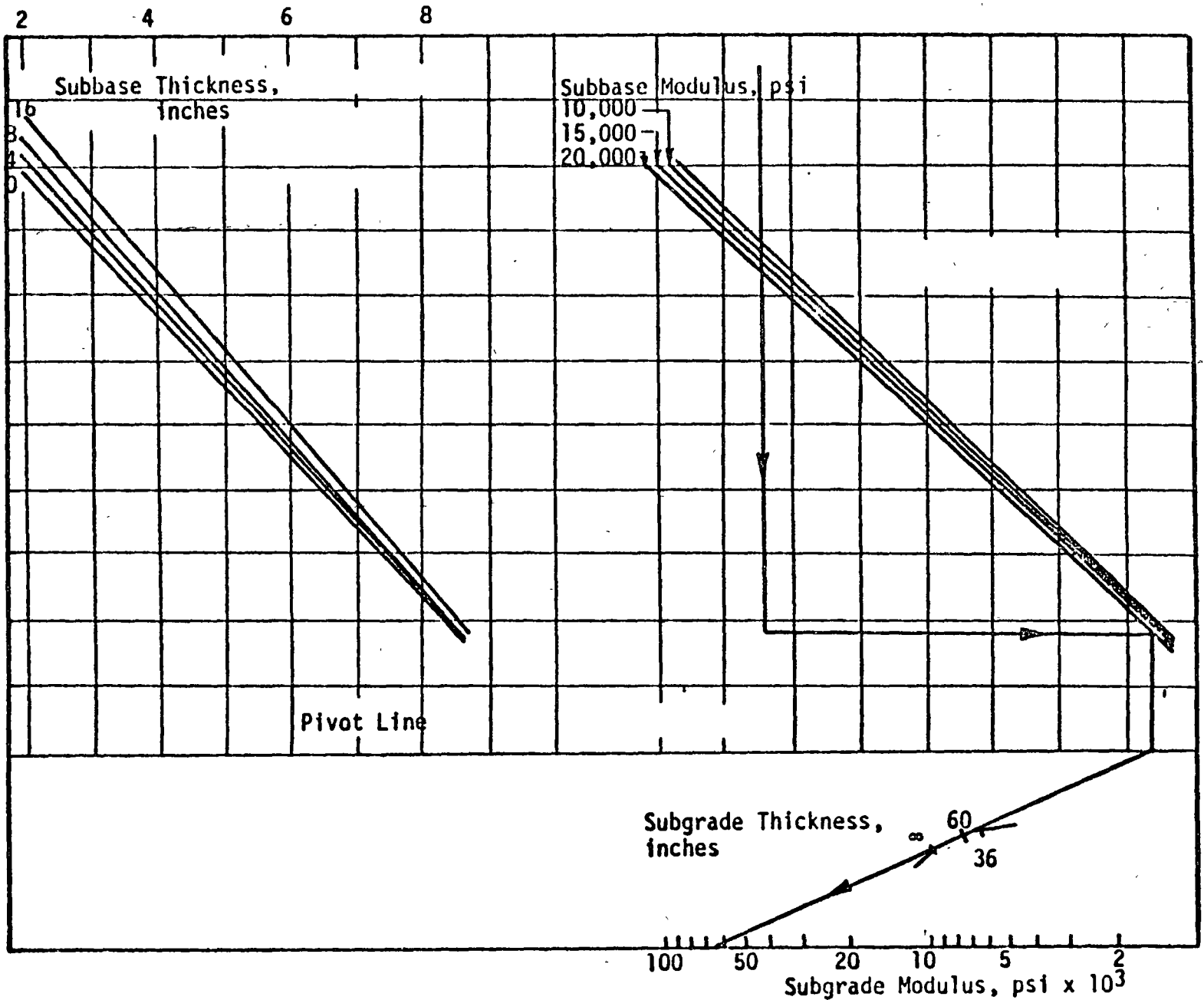
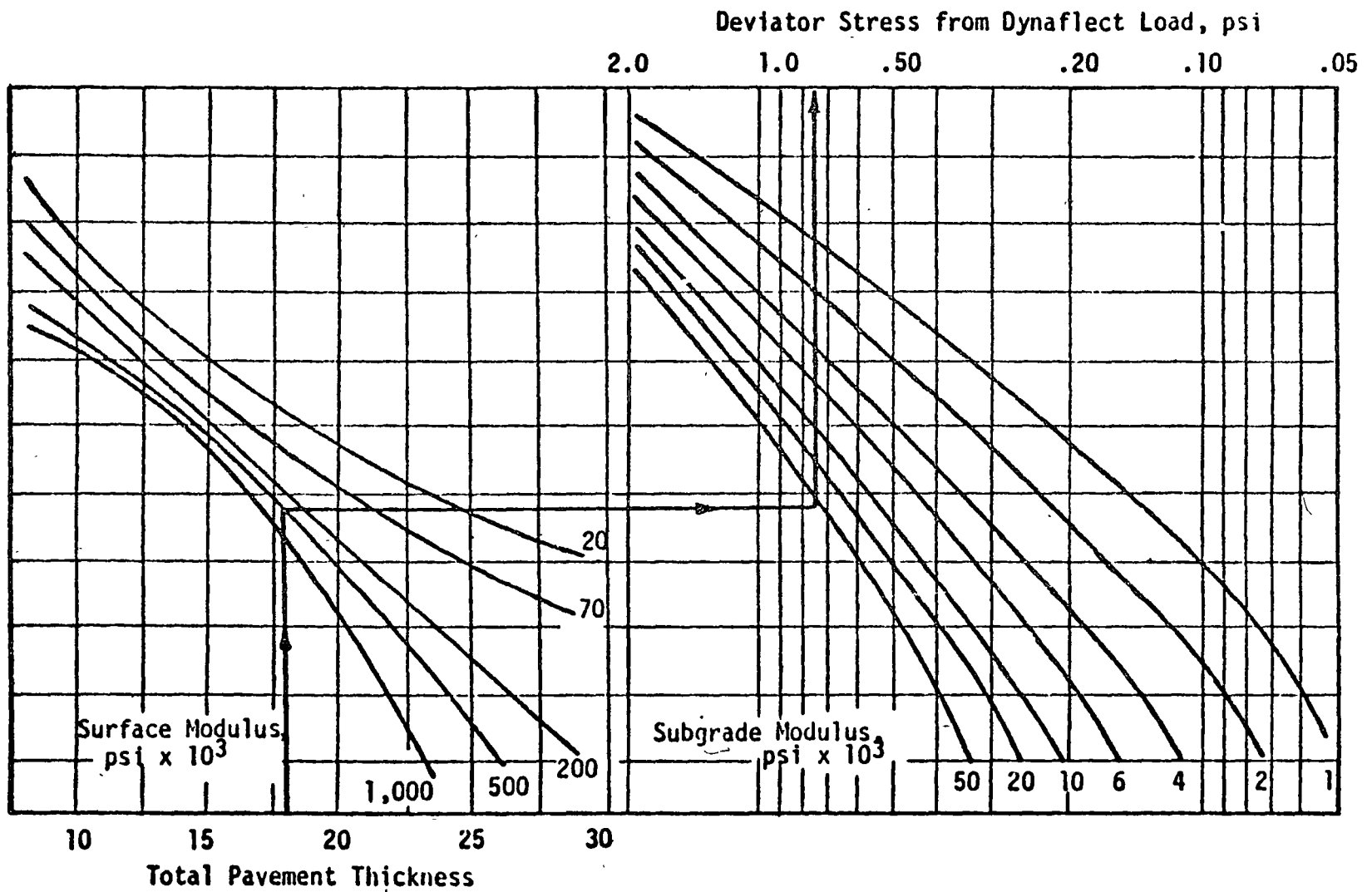


Figure 7. Chart Solution for Subgrade Modulus Based on Design Deflection (Part C)



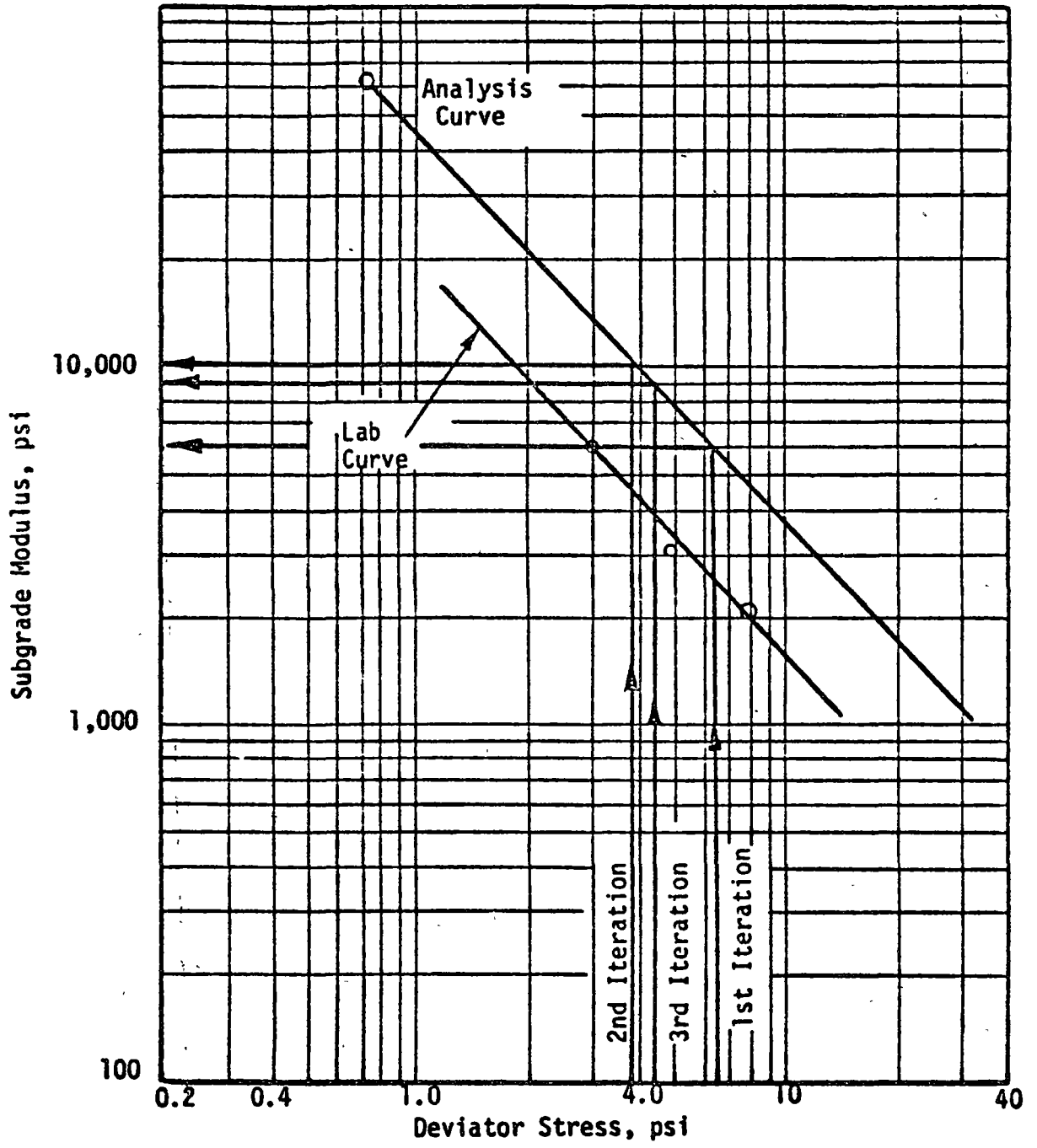


Figure 9. Relationship of Resilient Modulus and Repeated Deviator Stress

where:

M_R = Resilient Modulus of elasticity, psi

a = M_R value corresponding to $\sigma_d = 1$ psi

σ_d = deviator stress, psi and

b = slope of line developed from the test data.

The equation is the standard form for a straight line on a log-log graph. A line is drawn through this single point at the same slope as the laboratory relation.

Subgrade Modulus Correction

If the subgrade modulus-deviator stress relation shown in Figure 9 has a negative slope, the design value of modulus for the subgrade must be corrected for this stress sensitivity characteristic. To make this adjustment and at the same time select a design subgrade modulus, the deviator stress in the existing subgrade must be determined for the design load. Figure 10 is a chart for determining the deviator stress in the subgrade for 18-kip single axle load considering the condition of the existing surface, the total thickness of the existing pavement structure and the subgrade modulus of elasticity that was determined from the deflection analysis. Once this value of deviator stress has been determined, it is entered on the horizontal scale of Figure 9 and projected to the analysis curve and then horizontally to the vertical scale to select the design value of the subgrade stiffness modulus of elasticity. If the equation for the line is used, then the design value of subgrade modulus may be computed rather than determined graphically. This is an iterative procedure in that the subgrade modulus value used for Figure 10 is that from deflection. The design value of subgrade modulus also appears in Figure 10, thus the iterative procedure. Usually three iterations will be all that is necessary.

Summary of Acceptable Elastic Constants

At this point all materials in the existing pavement or any proposed overlay have been characterized and their elastic modulus selected.

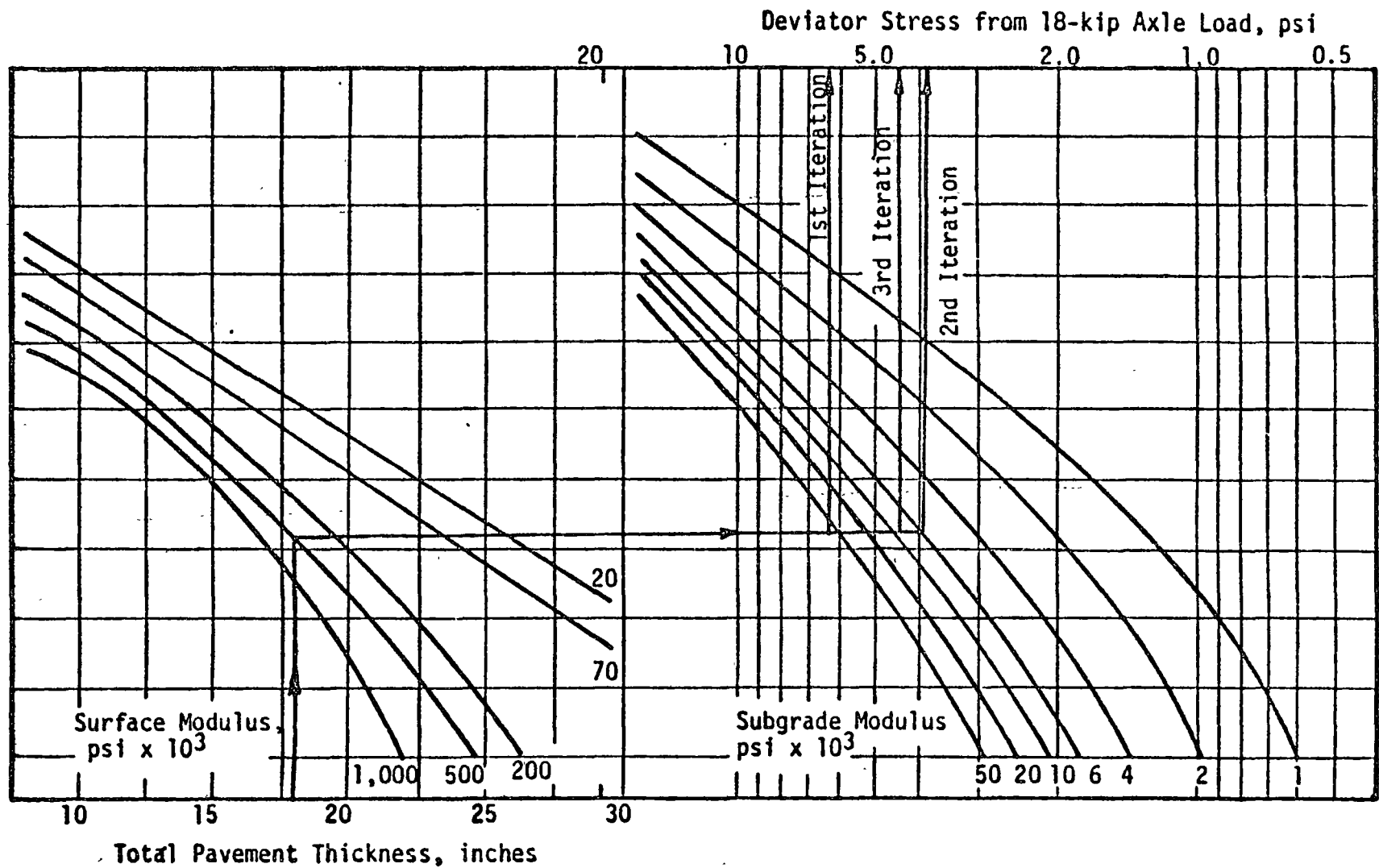


Figure 10. Analysis Chart for Subgrade Deviator Stress for 18-kip Axle Design Load

Asphalt concrete modulus of elasticity values will have been determined either by dynamic modulus tests or by the existing cracking condition in the pavement surface. The design values of all base and subbase materials were determined by laboratory test. The design value of the subgrade modulus of elasticity was developed in this section of the paper. These data are the basic design data for accomplishing the overlay design analysis procedures.

OVERLAY DESIGN CONSIDERING REMAINING LIFE IN EXISTING PAVEMENT

For those pavements which exhibit no cracking or less than 5% Class 2 cracking, the remaining life concept shall be applied.

Computation of Remaining Life

The remaining life analysis involves the four basic steps of computing strain, allowable traffic, existing fatigue damage, and the remaining life.

Computation of Strain - Determine the strain in the existing pavement surface using the computer program ELSYM5 (Appendix D) together with the inputs determined earlier. The horizontal tensile strain at the bottom of the existing asphalt concrete surface in the direction parallel to the load axle is determined for a 9000 lb. load on dual wheels spaced 13.11 in. center to center with 75 psi tire pressure.

Computation of Allowable Traffic - Compute the allowable number of 18-kip load applications using the graph in Figure 11 or the following fatigue equation:

$$N = 9.73 \times 10^{-15} \left(\frac{1}{\epsilon} \right)^{5.16} \dots \dots \dots (15)$$

where:

N = allowable number of 18-kip load applications for strain level.

ϵ = horizontal strain at bottom of existing asphalt concrete surface.

Computation of Fatigue Damage - The fatigue damage on the existing pavement surface is the cumulative amount of fatigue resistance in the pavement which has been consumed by prior traffic (Ref 9). The fatigue damage is computed using the following simple relation:

$$L_u = \frac{n}{N} \dots \dots \dots (16)$$

where:

L_u = damage or fatigue life consumed

n = cumulative 18-kip axle load equivalents from initial construction to time of analysis

N = computed allowable 18-kip axle load applications

Computation of Remaining Life - The remaining life of the existing pavement surface is computed as follows:

$$L_R = 1 - L_u \dots \dots \dots (17)$$

where:

L_R = remaining fatigue life

L_u = fatigue life used

By definition, the remaining life, L_R is the unused fatigue resistance of the pavement.

Mechanical State of Overlaid Pavement

Analyze the pavement for a range of overlay thicknesses, e.g., 3, 5, 7 and 9 inches using Program ELSYM5 (Appendix D) with the same load as described above. If thicker overlay is anticipated the range should begin higher than 3 in. Following are the pertinent components of stress and strain used to predict the allowable number of 18-kip equivalent load applications for the fatigue and rutting design checks for each overlay thickness considered.

Fatigue - Horizontal tensile strain at bottom of existing asphalt concrete surface

- Rutting** -
1. Vertical strain at the bottom of the top layer
 2. Vertical stress at the bottom of the top layer
 3. Vertical stress at the bottom of the second layer
 4. Horizontal stress, parallel to the load axle, at the bottom of the second layer
 5. Vertical stress at the bottom of the third layer
 6. Vertical strain at the bottom of the fourth layer
 7. Vertical stress at the top of the fifth (subgrade) layer
 8. Vertical strain at the top of the fifth (subgrade) layer.

These stresses and strains should be the largest value, whether under one wheel or between wheels when analyzing dual wheel configurations.

Development of Allowable Traffic Curves

Allowable traffic curves are developed in this section for the fatigue and rutting criteria.

Fatigue Criteria - For each overlay thickness considered the allowable traffic must be determined for developing a thickness design curve. The allowable traffic shall be determined from the fatigue curve in Figure 11 and multiplied by the remaining life, or computed directly using the following equation.

$$N = 9.73 \times 10^{-15} \left(\frac{1}{\epsilon} \right)^{5.16} L_R \dots \dots \dots (18)$$

where:

N = the allowable 18-kip equivalent load applications

ϵ = horizontal strain at bottom of existing pavement surface

L_R = remaining life

Thus foregoing computations yield the data necessary to plot the overlay design curve for the fatigue criterion as shown in Figure 12.

Rutting Criteria - For each of the overlay thicknesses analyzed, the allowable traffic for rutting must be computed using the following relation:

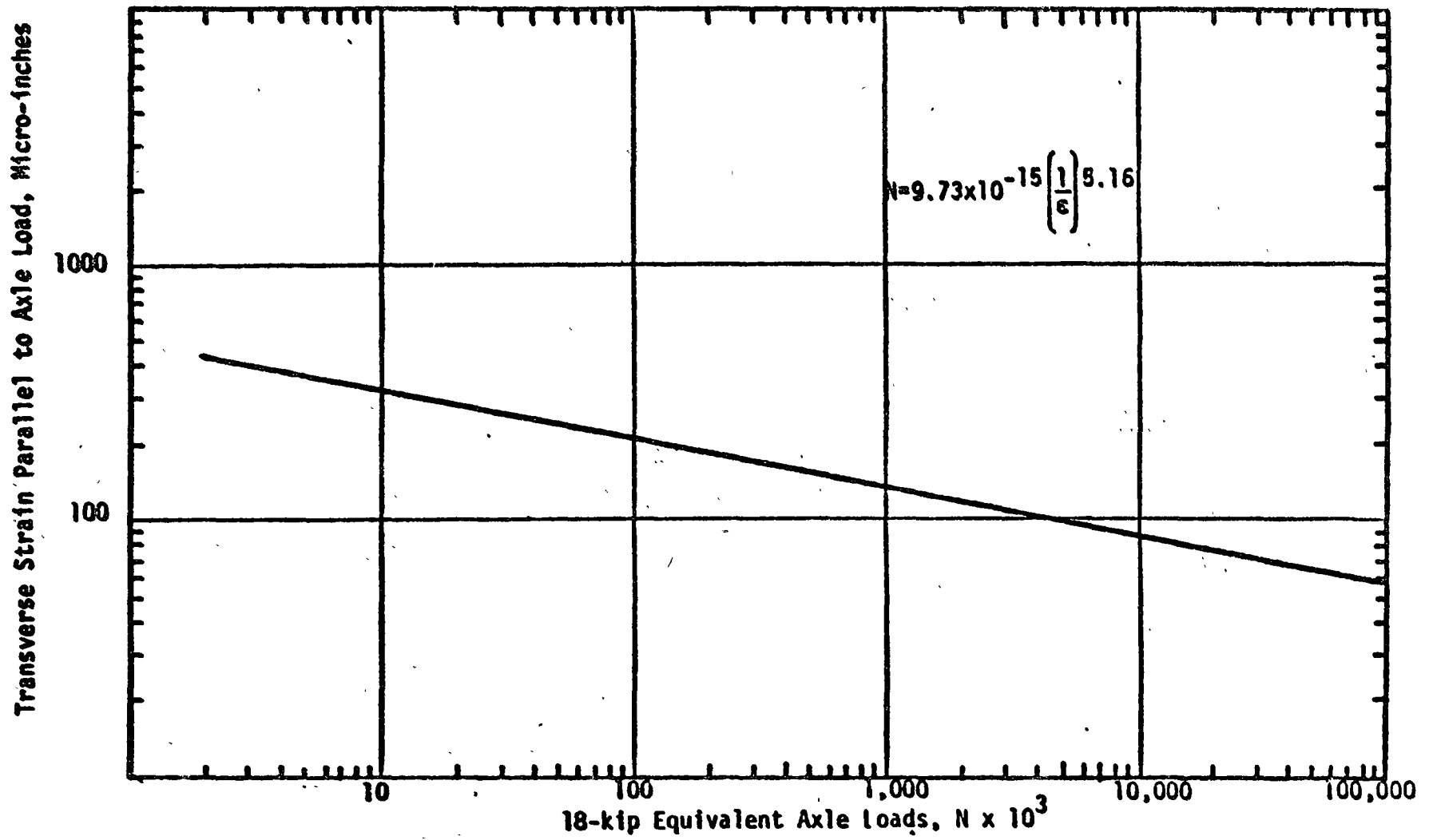


Figure 11. Fatigue Curve for 18-kip Load Applications to Time of Class 2 Cracking

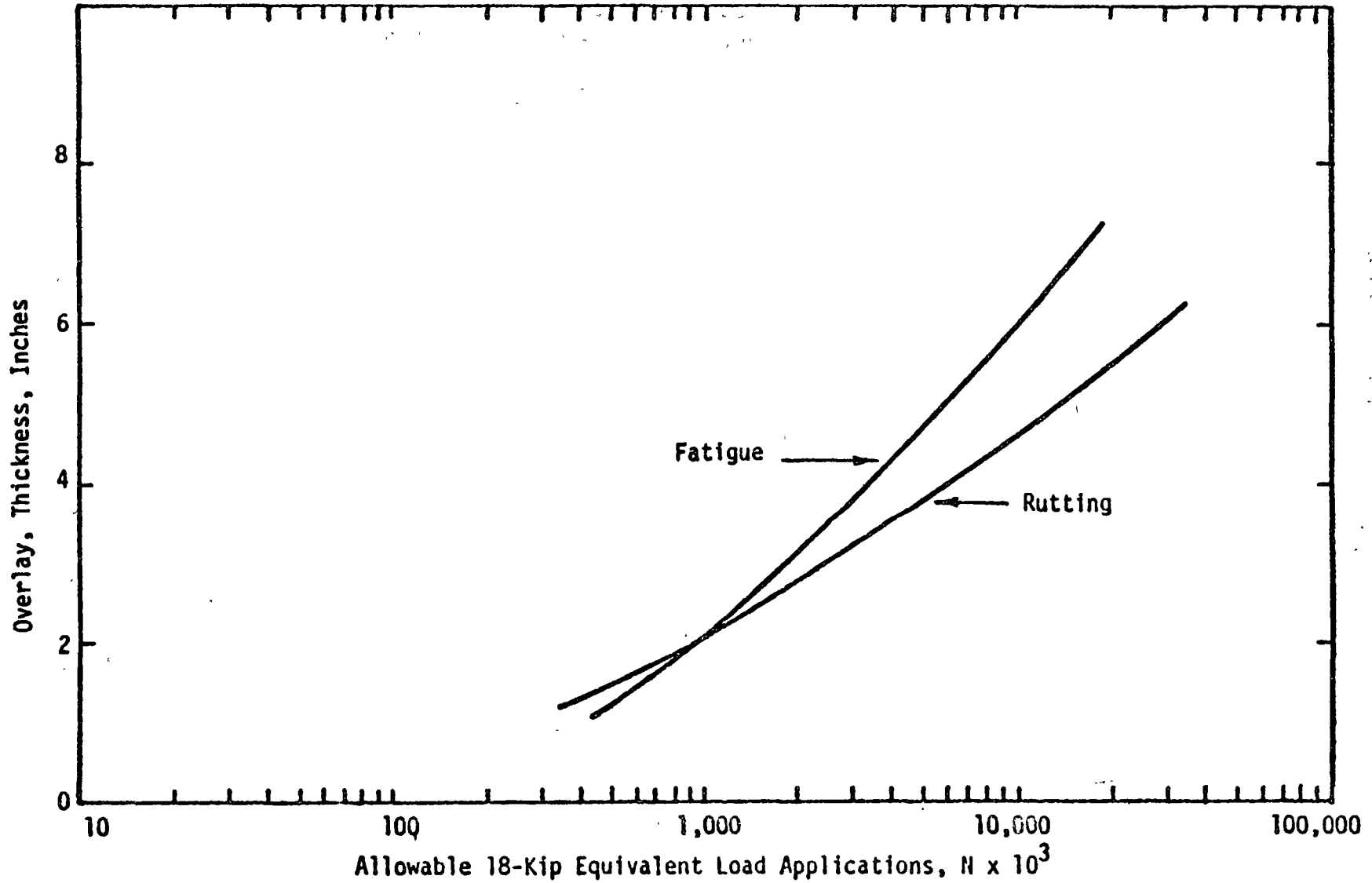


Figure 12. Sample Overlay Thickness Design Curves

$$\begin{aligned}
\log N = & 7.51475 + 0.96831R + 0.01173 (\epsilon 1Z'/\sigma 1Z) \\
& + 0.04322\sigma 2Z - 0.01687\sigma 2X \\
& + 0.05608\sigma 3Z + 0.10803\epsilon 4Z' \\
& + 0.18032\sigma 5Z + 0.10226\epsilon 5Z' + \log \left(\frac{365}{d_T} \right) \dots \dots (19)
\end{aligned}$$

where:

N = the allowable 18-kip equivalent load applications

R = the allowable rut depth

$\epsilon 1Z'$ = vertical strain at the bottom of the top layer $\times 10^4$

$\sigma 1Z$ = vertical stress at the bottom of the top layer

$\sigma 2Z$ = vertical stress at the bottom of the second layer

$\sigma 2X$ = horizontal stress, parallel to the load axle, at the bottom of the second layer

$\sigma 3Z$ = vertical stress at the bottom of the third layer

$\epsilon 4Z'$ = vertical strain at the bottom of the fourth layer $\times 10^4$

$\sigma 5Z$ = vertical stress at the top of the fifth (subgrade) layer

$\epsilon 5Z'$ = vertical strain at the top of the fifth (subgrade) layer $\times 10^4$

d_T = number of days per year when average daily temperature is equal to or greater than 64°F (should be a five year average)

The curve labeled rutting in Figure 12 is a sample thickness design curve for the rutting check.

Selection of Overlay Thickness

Determine the thickness of overlay required by entering the traffic scale of Figure 12 with the adjusted design traffic, projecting to the curves and to the thickness scale. These two thickness requirements indicate what is necessary for the fatigue and rutting criteria. The larger of the two thicknesses should be selected as the design.

OVERLAY DESIGN FOR MILDLY CRACKED ASPHALT CONCRETE PAVEMENTS

This section shall be used to design overlays for pavements which exhibit more than five percent Class 2 cracking, but less than five percent Class 3 cracking. If those areas exhibiting cracking are removed and replaced to meet the conditions specified, then the remaining life procedure may be used for design.

Mechanical State of Overlaid Pavement

The pavement should be analyzed for a range of overlay thicknesses, e.g., 3, 5, 7 and 9 inches using Program ELSYM5 (Appendix D) with the same load as described previously. If thicker overlay is anticipated, the range should begin higher than 3 in. The following are the pertinent components of stress and strain that are used to predict the allowable number of 18-kip equivalent load applications for the fatigue and rutting design checks for each overlay thickness considered. It is repeated here that the existing asphalt concrete surface is assigned a modulus of elasticity equal to 70,000 psi while all other layers are characterized as specified,

Fatigue - Horizontal tensile strain at bottom of the asphalt concrete overlay

Rutting -

1. vertical strain at the bottom of the top layer
2. vertical stress at the bottom of the top layer
3. vertical stress at the bottom of the second layer
4. horizontal stress, parallel to the load axle, at the bottom of the second layer
5. vertical stress at the bottom of the third layer
6. vertical strain at the bottom of the fourth layer
7. vertical stress at the top of the fifth (subgrade) layer
8. vertical strain at the top of the fifth (subgrade) layer.

These stresses and strains should be the largest value, whether under one wheel or between wheels when analyzing dual wheel configurations.

Development of Allowable Traffic Curves

Allowable traffic curves are developed in this section for the two design checks, fatigue and rutting.

Fatigue Criteria - For each of the overlay thicknesses considered, the allowable traffic is determined for the development of the thickness design curve. For each overlay thickness considered, determine the traffic from the fatigue curve or the following equation:

$$N = 9.73 \times 10^{-15} \left(\frac{1}{\epsilon} \right)^{5.16} \dots \dots \dots (15)$$

where:

N = the allowable 18-kip equivalent load applications

ϵ = the horizontal strain at bottom of overlay

A typical design curve is shown in Figure 13.

Rutting Criteria - For each of the overlay thicknesses analyzed, compute the allowable traffic for rutting using the following relation:

$$\begin{aligned} \log N = & 7.51475 + 0.96831R + 0.01173 (\epsilon_1 Z' / \sigma_1 Z) \\ & + 0.04322\sigma_2 Z - 0.01687\sigma_2 X \\ & + 0.05608\sigma_3 Z + 0.10803\epsilon_4 Z' \\ & + 0.18032\sigma_5 Z + 0.10226\epsilon_5 Z' + \log \left(\frac{365}{d_T} \right) \dots \dots \dots (19) \end{aligned}$$

where:

N = the allowable 18-kip equivalent load applications

R = the allowable rut depth

$\epsilon_1 Z'$ = vertical strain at the bottom of the top layer $\times 10^4$

$\sigma_1 Z$ = vertical stress at the bottom of the top layer

$\sigma_2 Z$ = vertical stress at the bottom of the second layer

$\sigma_2 X$ = horizontal stress, parallel to the load axle, at the bottom of the second layer

$\sigma_3 Z$ = vertical stress at the bottom of the third layer

$\epsilon_4 Z'$ = vertical strain at the bottom of the fourth layer $\times 10^4$

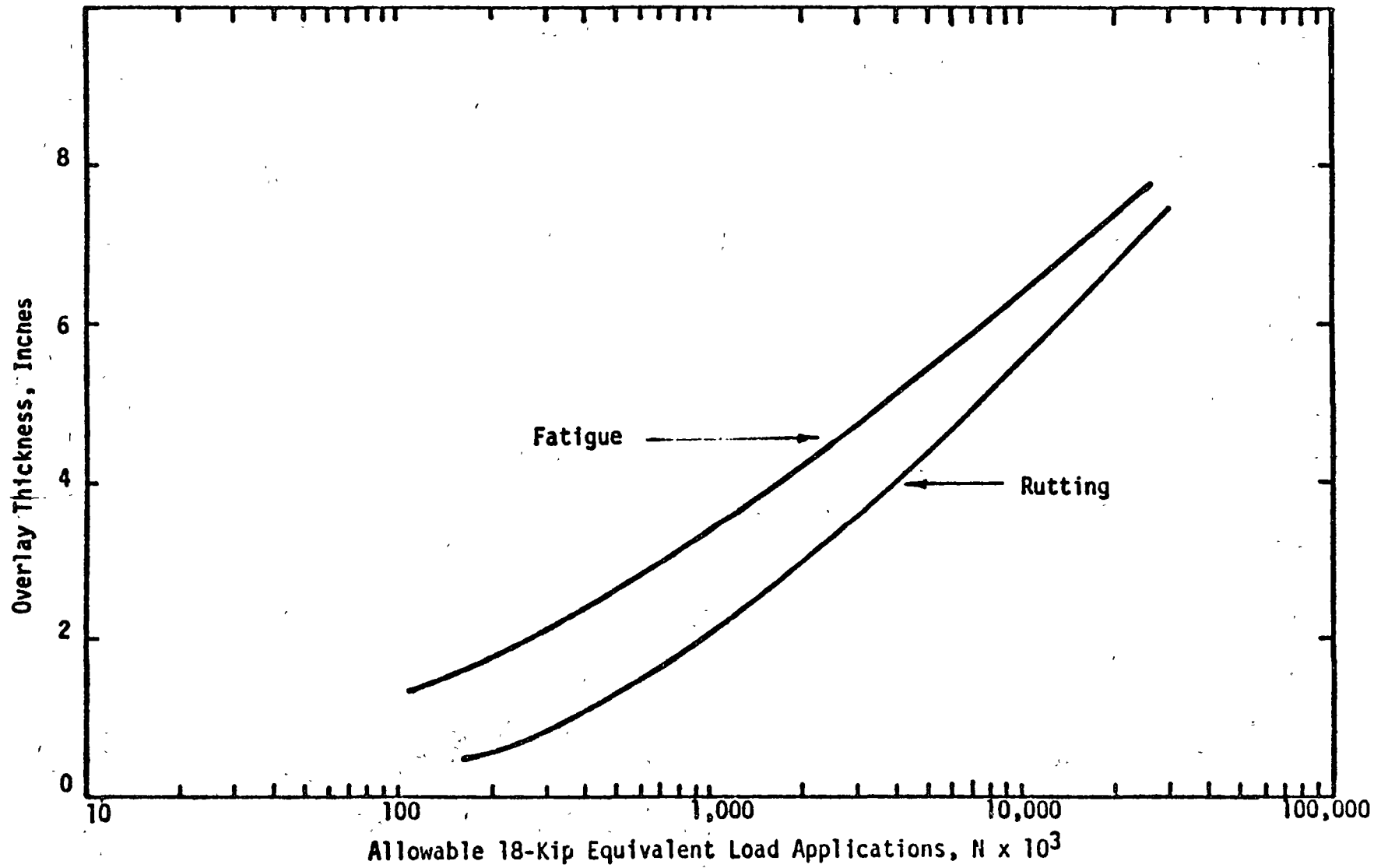


Figure 13. Sample Overlay Thickness Design Curves

σ_{5Z} = vertical stress at the top of the fifth (subgrade) layer

ϵ_{5Z} = vertical strain at the top of the fifth (subgrade) layer $\times 10^4$

d_T = number of days per year when average daily temperature is equal to or greater than 64°F (should be a five year average)

The curve labeled rutting in Figure 13 is a sample thickness design curve for the rutting check.

Selection of Overlay Thickness

Determine the thickness of overlay required by entering the traffic scale of Figure 13 with the adjusted design traffic and project to the curves and to the thickness scale. These two thickness requirements indicate what is necessary for the fatigue and rutting criteria. The larger of the two thicknesses should be selected as the design.

OVERLAY DESIGN FOR SEVERELY CRACKED ASPHALT CONCRETE PAVEMENTS

This section shall be used when more than five percent Class 3 cracking is observed. If all of the Class 3 cracking is removed and replaced to meet the conditions of the previous section then that procedure may be used for design. If both the Class 2 and Class 3 areas are repaired, then the remaining life method may be used.

Mechanical State of Overlaid Pavement

The analysis of the existing pavement and any proposed overlay is accomplished by making use of the computer program ELSYM5 with the same load as described previously. This program computes the strain component required for the fatigue design check and also the stresses and strains necessary to perform the rutting design check.

It is reiterated here that for pavements with Class 3 cracking, the existing asphalt concrete surface is treated as a base material equal to its thickness. The modulus of elasticity assigned is equal to the base beneath it. All other layers are characterized as specified previously.

The pavement should be analyzed for a range of overlay thicknesses, e.g., 3, 5, 7, and 9 inches. If thicker overlay is anticipated, the range should begin higher than 3 in. The following are the pertinent components of stress and strain that are used to predict the allowable number of 18-kip equivalent load applications for the fatigue and rutting design checks for each overlay thickness considered.

Fatigue - Horizontal tensile strain at bottom of asphalt concrete overlay

Rutting -

1. vertical strain at the bottom of the top layer
2. vertical stress at the bottom of the top layer
3. vertical stress at the bottom of the second layer
4. horizontal stress, parallel to the load axle, at the bottom of the second layer
5. vertical stress at the bottom of the third layer
6. vertical strain at the bottom of the fourth layer
7. vertical stress at the top of the fifth (subgrade) layer
8. vertical strain at the top of the fifth (subgrade) layer

Development of Allowable Traffic Curves

Allowable traffic curves are developed in this section for the two design checks, fatigue and rutting.

Fatigue Criteria - For each of the overlay thicknesses considered, the allowable traffic is determined for the development of the thickness design curve. For each overlay thickness considered, determine the traffic from the fatigue curve or the following equation:

$$N = 9.73 \times 10^{-15} \left(\frac{1}{\epsilon} \right)^{5.16} \dots \dots \dots (15)$$

where:

N = the allowable 18-kip equivalent load applications

ϵ = the horizontal strain at bottom of overlay

A typical design curve is shown in Figure 14.

Rutting Criteria - For each of the overlay thicknesses analyzed, compute the allowable traffic for rutting using the following relation:

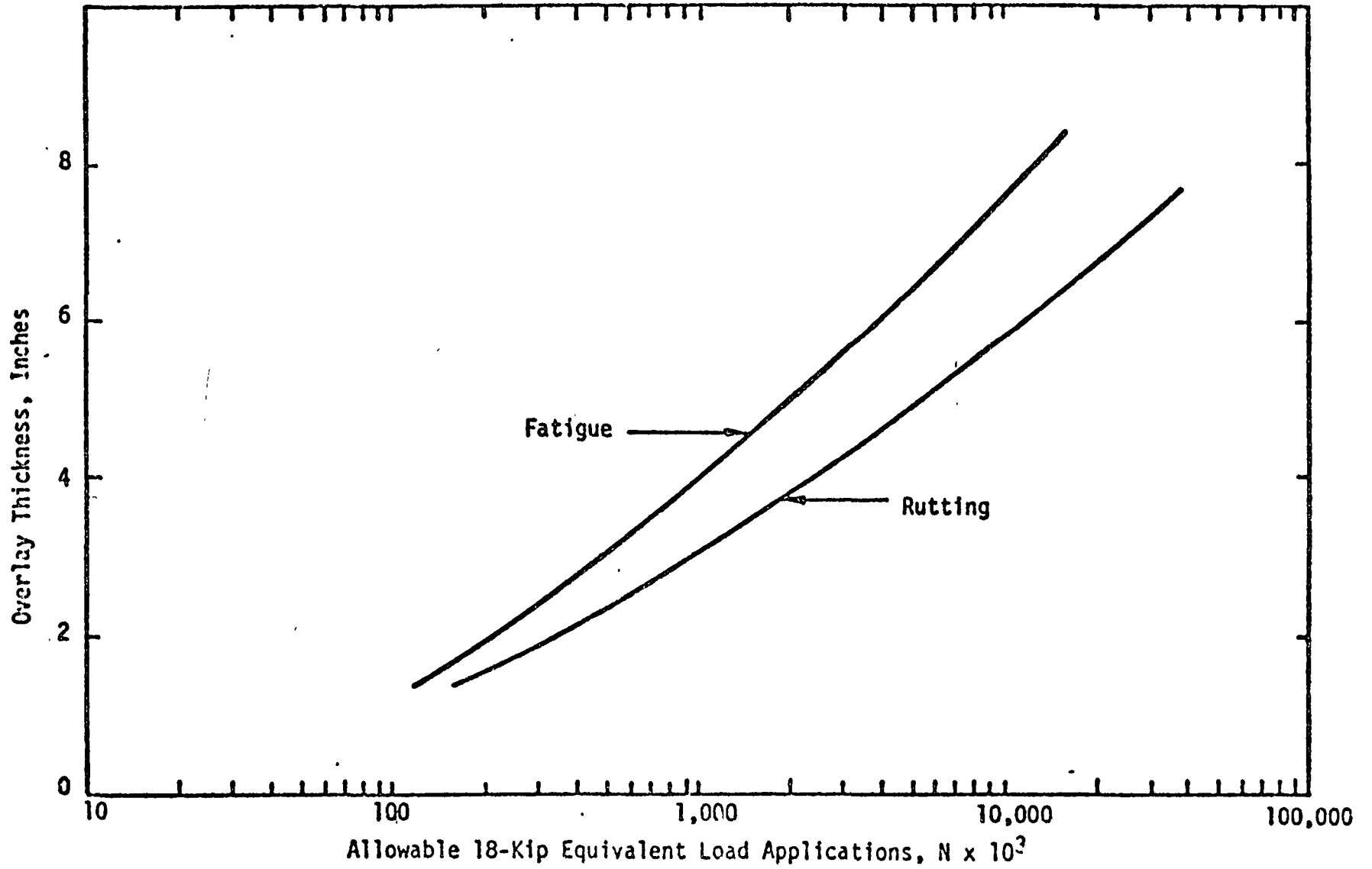


Figure 14. Sample Overlay Thickness Design Curves

$$\begin{aligned}
 \log N = & 7.51475 + 0.96831R + 0.01173 (\epsilon 1Z' / \sigma 1Z) \\
 & + 0.04322\sigma 2Z - 0.01687\sigma 2X \\
 & + 0.05608\sigma 3Z + 0.10803\epsilon 4Z' \\
 & + 0.18032\sigma 5Z + 0.10226\epsilon 5Z' + \log \left[\frac{365}{d_T} \right] \dots \dots \dots (19)
 \end{aligned}$$

where:

N = the allowable 18-kip equivalent load application

R = the allowable rut depth

$\epsilon 1Z'$ = vertical strain at the bottom of the top layer $\times 10^4$

$\sigma 1Z$ = vertical stress at the bottom of the top layer

$\sigma 2Z$ = vertical stress at the bottom of the second layer

$\sigma 2X$ = horizontal stress, parallel to the load axle, at the bottom of the second layer

$\sigma 3Z$ = vertical stress at the bottom of the third layer

$\epsilon 4Z'$ = vertical strain at the bottom of the fourth layer $\times 10^4$

$\sigma 5Z$ = vertical stress at the top of the fifth (subgrade) layer

$\epsilon 5Z'$ = vertical strain at the top of the fifth (subgrade) layer $\times 10^4$

d_T = number of days per year when average daily temperature is equal to or greater than 64°F (should be a five year average)

The curve labeled rutting in Figure 14 is a sample thickness design curve for the rutting check.

Selection of Overlay Thickness

Determine the thickness of overlay required by entering the traffic scale of Figure 14 with the adjusted design traffic and project to the curves and to the thickness scale. These two thickness requirements indicate what is necessary for the fatigue and rutting criteria. The larger of the two thicknesses should be selected as the design.

EXAMPLE DESIGN PROBLEM

This section of the design manual presents an example problem. The problem solved is a simplified illustration to give the user the essential steps in applying the principles of the design procedure to a real, practical overlay design problem. Data and calculations are presented in tabular format, design curves are prepared and finally overlay thicknesses are selected for the problem. Worksheets A, B, C, & D in Tables 5 through 8 are used for calculations.

Data for Evaluation and Design

The following paragraphs describe the data and analysis for evaluation and design.

Deflection - The deflection data are plotted in Figure 15 which continues on two pages. The plot in Figure 15 was obtained using the computer program PLOT. The profile was divided into two sections as shown in Figure 15. The two sections were compared for significant difference based on the measured deflections, using the TVAL computer program. The output from this program is shown in Table 4. A t-value of 9.248 was computed, which is larger than the table value of 2.025 for a confidence level of 95%. Therefore, the hypothesis of equal means fails and the two sections seem to be different, thus becoming separate sections for design purposes. Only the overlay design for Section 1 is presented in this example for simplicity. The mean deflection and standard deviation are listed on Lines 2 and 3 and 8 and 9 of Worksheet A because the sections were found significantly different on the first trial.

Condition of Existing Pavement - The existing pavement analyzed has no Class 2 or Class 3 cracking. Overlay is anticipated because of high traffic projections. A mean rut depth of 0.25 in. was observed. Thus the remaining life subsystem or procedure was selected for design (Worksheets A, B, D).

Materials - For this sample problem materials were sampled at two locations, stations 35 and 61. The station 35 boring indicated the thicknesses of existing material layers, Lines 17, 19 and 21 in Worksheet A. The dynamic modulus of the existing asphalt concrete is 500,000 psi

PLOT DEFLECTION DATA

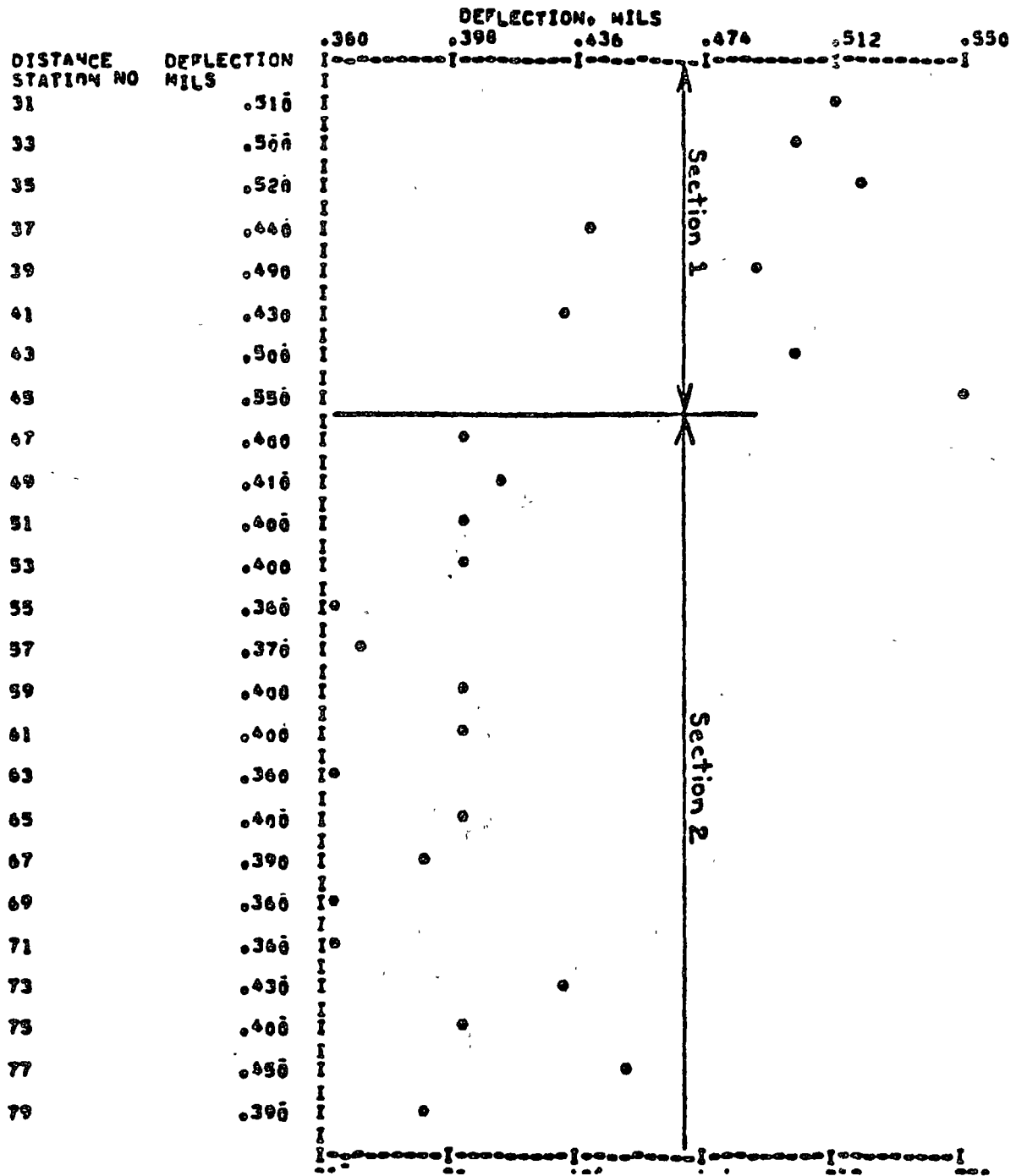
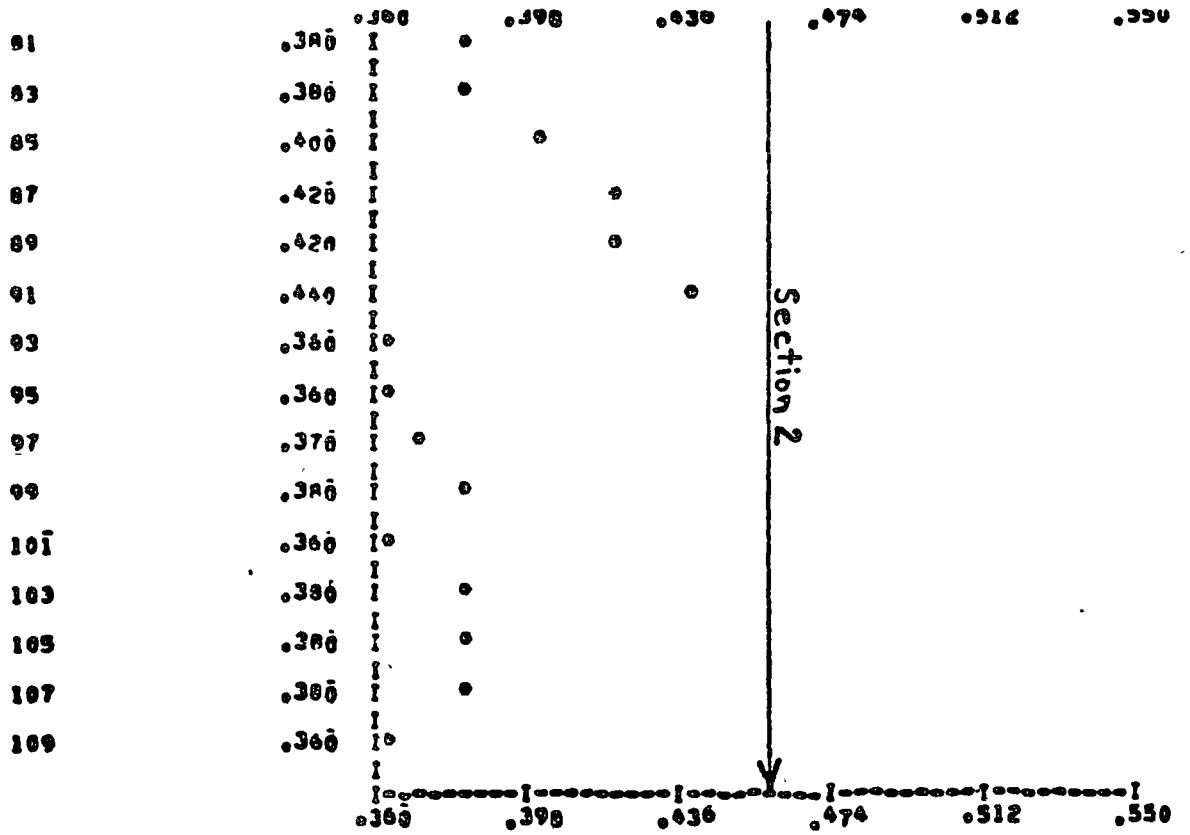


Figure 15. Deflection Profile for Sample Problem from PLOT Program.



TOTAL NO. OF VALUES PLOTTED = 40

Figure 15 (Continued)

TABLE 4

Sample Output for TVAL Program

DYNAPLECT DEFLECTION, MILS

DEFLECTIONS FOR EACH SECTION

SECTION 1	.510	.500	.520	.440
	.490	.430	.500	.550
SECTION 2	.400	.410	.400	.400
	.360	.370	.400	.400
	.360	.400	.390	.360
	.360	.430	.400	.450
	.390	.380	.380	.400
	.420	.420	.440	.360
	.360	.370	.380	.360
	.380	.380	.380	.360

DYNAPLECT DEFLECTION, MILS

	MEAN	STANDARD DEV.
SECTION 1	.492	.040
SECTION 2	.389	.025

DYNAPLECT DEFLECTION, MILS

SECTION VS.	SECTION	DF	CALCULATED T	95 D/C CONF. LEVEL TABLE T	PASS/FAIL
1	2	38	9.248	2.025	FAIL

TABLE 5
WORKSHEET A-DESIGN ANALYSIS SUMMARY

First Iteration For Design Sections:					
1	Design Section Number			1	2
2	Mean Deflection	\bar{u} in		0.49×10^{-3}	0.39×10^{-3}
3	Standard Deviation of Deflection	S _{du}		0.04×10^{-3}	0.03×10^{-3}
Plan Dimension: Thickness					
4	Existing Surface	in.		2	3
5	Base	in.		10	12
6	Subbase	in.		6	8
Second Iteration For Design Sections:					
7	Design Section Number			1	2
8	Mean Deflection	\bar{u} in		0.49×10^{-3}	0.39×10^{-3}
9	Standard Deviation of Deflection	S _{du}		0.04×10^{-3}	0.03×10^{-3}
10	Station or Mile Point Limits			31-45	45-109
11	Length of Section			1400 ft.	6400 ft.
12	Class of Cracking			None	None
13	Mean Rut Depth	RD		0.25"	0.20"
14	Design Procedure Selected			Remaining Life	Remaining Life
Material Properties From Sampling and Testing:					
15	Overlay Modulus	E ₁ psi		500,000	
16	Existing Surface Modulus	E ₂ psi		500,000	
17	Existing Surface Thickness	D ₂ in.		2	
18	Base Modulus	E ₃ psi		40,000	
19	Base Thickness	D ₃ in.		10	
20	Subbase Modulus	E ₄ psi		20,000	
21	Subbase Thickness	D ₄ in.		6	
Subgrade Modulus Determination:					
22	Confidence Level of Design			97.5%	
23	Design Deflection	W ₀ in.		0.57×10^{-3}	
24	Subgrade Modulus From Deflection	psi		64,000	
25	Corrected Subgrade Modulus	E ₅ psi		9000	
26	Overlay Thickness For Rutting	in.		7.3	
27	Overlay Thickness For Fatigue	in.		5.0	
28	Overlay Thickness Design	D ₁ in.		7.3	

TABLE 6

WORKSHEET B - THICKNESS COMPUTATION - REMAINING LIFE IN EXISTING PAVEMENT

	1	Design Section	1			
	2	Regional Factor RF	1.0			
FATIGUE	3	Strain At Bottom Of Existing Surface ϵ_{1X}	210×10^{-6}			
	4	Allowable Traffic For Existing Pavement N	90,000			
	5	Actual Traffic To Date On Existing Pavement n_{1B}	70,000			
	6	Actual Traffic Adjusted For Region $n = n_{1B} \times RF$	70,000			
	7	Damage To Existing Pavement $L_u = n/N$.778			
	8	Remaining Life $LR = 1 - L_u$.222			
			Strain At Bottom Of Existing Surface: ϵ_{2X}			
	9	Do = 2"	143×10^{-6}			
	10	Do = 4"	102×10^{-6}			
	11	Do = 6"	75×10^{-6}			
	12	Do = 8"	58×10^{-6}			
			Allowable Traffic From Fatigue Curve N:			
	13	Do = 2"	650,000			
	14	Do = 4"	3,700,000			
	15	Do = 6"	21,000,000			
	16	Do = 8"	90,000,000			
		Adjusted Allowable Traffic $N_A = N \times LR$				
17	Do = 2"	144,000				
18	Do = 4"	820,000				
19	Do = 6"	4,700,000				
20	Do = 8"	20,000,000				
RUTTING:		Allowable Traffic From Rutting Equation: N				
	21	Do = 2"	4700			
	22	Do = 4"	114,000			
	23	Do = 6"	825,000			
	24	Do = 8"	3,030,000			
	25	Projected 18 kip Traffic During Life 18KSAD	2,000,000			
	26	Projected Traffic Adjusted For Region $n_D = 18KSAD \times RF$	2,000,000			
	27	Overlay Thickness For Fatigue	5.0"			
28	Overlay Thickness For Rutting	7.3"				

TABLE 7

WORKSHEET C - THICKNESS COMPUTATION NO REMAINING LIFE IN EXISTING PAVEMENT

	1	Design Section				
	2	Regional Factor - R.F.				
Fatigue		Strain At Bottom Of Overlay - ϵ_{IX}				
	3	Do=				
	4	Do=				
	5	Do=				
	6	Do=				
		Allowable Traffic From Fatigue Curve - N				
	7	Do=				
	8	Do=				
	9	Do=				
	10	Do=				
Rutting		Allowable Traffic From Rutting Equation - N				
	11	Do=				
	12	Do=				
	13	Do=				
	14	Do=				
	15	Projected 18 Kip Traffic During Life 18KSAD				
	16	Projected Traffic Adjusted For Region $^{TD}=18KSAD \times RF$				
	17	Overlay Thickness For Fatigue				
	18	Overlay Thickness For Rutting				

TABLE 8
WORKSHEET D-RUTTING EQUATION COMPUTATION

	Design Section	1		
OVERLAY THICKNESS = 2"	1 Days Temperature $\geq 64^{\circ}$ dT	122		
	2 Allowable Rutting R	.25"		
	3 Vertical Strain $\epsilon_{1Z}' = \epsilon_{1Z} \times 10^4$	- .758		
	4 Vertical Stress σ_{1Z}	- 53.1		
	5 Vertical Stress σ_{2Z}	- 24.2		
	6 Horizontal Stress σ_{2X}	102.8		
	7 Vertical Stress σ_{3Z}	- 6.27		
	8 Vertical Strain $\epsilon_{4Z}' = \epsilon_{4Z} \times 10^4$	- 3.26		
	9 Vertical Stress σ_{5Z}	- 3.68		
	10 Vertical Strain $\epsilon_{5Z}' = \epsilon_{5Z} \times 10^4$	- 4.02		
	11 Computed Allowable Traffic N $\times 10^3$	4.7		
OVERLAY THICKNESS = 4"	1 Days Temperature $\geq 64^{\circ}$ dT	122		
	2 Allowable Rutting R	.25"		
	3 Vertical Strain $\epsilon_{1Z}' = \epsilon_{1Z} \times 10^4$	- .868		
	4 Vertical Stress σ_{1Z}	- 33.6		
	5 Vertical Stress σ_{2Z}	- 14.2		
	6 Horizontal Stress σ_{2X}	74.8		
	7 Vertical Stress σ_{3Z}	- 4.36		
	8 Vertical Strain $\epsilon_{4Z}' = \epsilon_{4Z} \times 10^4$	- 2.41		
	9 Vertical Stress σ_{5Z}	- 2.74		
	10 Vertical Strain $\epsilon_{5Z}' = \epsilon_{5Z} \times 10^4$	- 2.98		
	11 Computed Allowable Traffic N $\times 10^3$	11.4		
OVERLAY THICKNESS = 6"	1 Days Temperature $\geq 64^{\circ}$ dT	122		
	2 Allowable Rutting R	.25"		
	3 Vertical Strain $\epsilon_{1Z}' = \epsilon_{1Z} \times 10^4$	- .704		
	4 Vertical Stress σ_{1Z}	- 20.6		
	5 Vertical Stress σ_{2Z}	- 9.2		
	6 Horizontal Stress σ_{2X}	55.9		
	7 Vertical Stress σ_{3Z}	- 3.15		
	8 Vertical Strain $\epsilon_{4Z}' = \epsilon_{4Z} \times 10^4$	- 1.82		
	9 Vertical Stress σ_{5Z}	- 2.08		
	10 Vertical Strain $\epsilon_{5Z}' = \epsilon_{5Z} \times 10^4$	- 2.24		
	11 Computed Allowable Traffic N $\times 10^3$	82.5		
OVERLAY THICKNESS = 8"	1 Days Temperature $\geq 64^{\circ}$ dT	122		
	2 Allowable Rutting R	.25"		
	3 Vertical Strain $\epsilon_{1Z}' = \epsilon_{1Z} \times 10^4$	- .549		
	4 Vertical Stress σ_{1Z}	- 13.0		
	5 Vertical Stress σ_{2Z}	- 6.31		
	6 Horizontal Stress σ_{2X}	43.1		
	7 Vertical Stress σ_{3Z}	- 2.36		
	8 Vertical Strain $\epsilon_{4Z}' = \epsilon_{4Z} \times 10^4$	- 1.40		
	9 Vertical Stress σ_{5Z}	- 1.62		
	10 Vertical Strain $\epsilon_{5Z}' = \epsilon_{5Z} \times 10^4$	- 1.73		
	11 Computed Allowable Traffic N $\times 10^3$	3030		

(Line 16). The same value was selected for the overlay (Line 15). The base was tested at a deviator stress of 20 psi and the modulus is 40,000 psi (Line 18), similarly the subbase has a modulus of 20,000 psi (Line 20). The subgrade soil was tested for resilient modulus over a range of deviator stresses. The laboratory results are shown in Figure 16.

Traffic - The design traffic projection is 4,000,000 18-kip equivalent load applications and the regional factor is 1.0. Also the directional distribution is 0.5 and the lane distribution factor is 1.0 (eq. 1, 2). Thus the design lane traffic is 2,000,000 applications (Line 26, Worksheet B). The actual traffic applications at time of design is 70,000 (Line 5 Worksheet B).

Characterization of Pavement

Characterization of the existing pavement involves determination of the subgrade modulus and computation of the remaining life.

Subgrade Modulus from Deflection - The confidence level selected for the design is 97.5% and the design deflection is thus 0.57×10^{-3} (Lines 22 and 23) Worksheet A as computed using Equation 10. The subgrade modulus based on the deflection test is determined using the analysis chart, Figure 7 and is 64,000 psi (Line 24 of Worksheet A). The deviator stress in the subgrade under the test load is determined from Figure 8 and is 0.75 psi. The coordinates, $M_R = 64,000$ psi and $\sigma_d = 0.75$ psi are plotted in Figure 16 and a line is drawn through this point at the same slope as the laboratory curve.

Subgrade Modulus for Design - The deviator stress in the subgrade of the existing pavement for the 18-kip design load is determined from Figure 10. The total pavement thickness is entered and projected to the 500,000 psi surface modulus which is then projected horizontally across the subgrade modulus curves. The intersection with the subgrade modulus from the deflection load is projected to the deviator stress scale and a first approximation of σ_d is obtained. This value of $\sigma_d = 6.3$ psi is entered on Figure 16 and projected to the analysis curve and to the modulus scale for a modulus of 6000 psi. The second iteration is to use this 6000 psi modulus value in Figure 10 to obtain $\sigma_d = 3.9$ which in turn is entered on Figure 16 for a second approximation of $M_R = 10,100$ psi. The

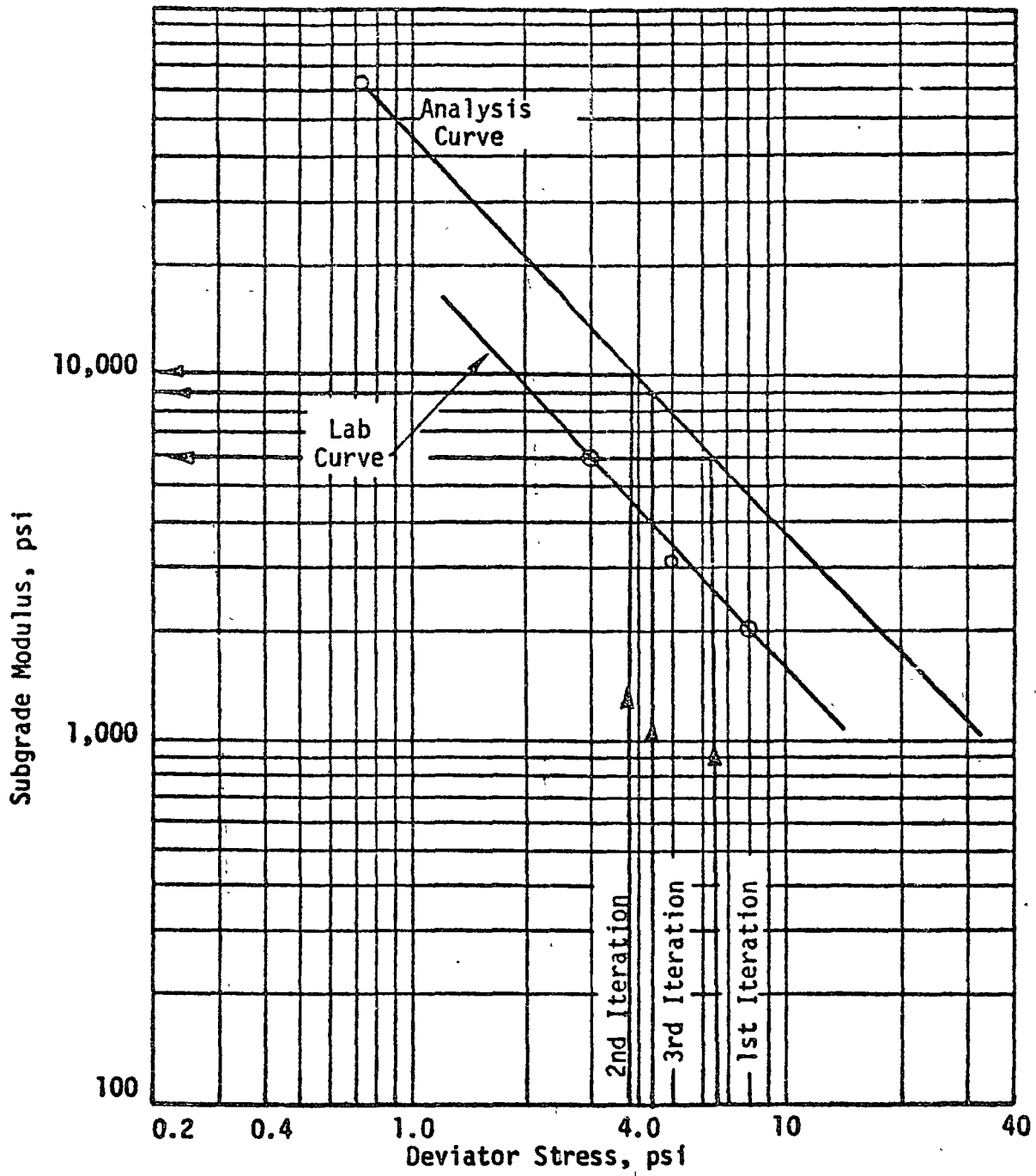


Figure 16. Analysis Curves for Determining Design Value of Subgrade Modulus

third iteration involves using the 10,100 to come up with a third value of σ_d from Figure 6.5, 5.0 psi. The 5.0 psi when entered in Figure 16 and projected through the analysis curve yields a design subgrade modulus of 9000 psi. This is still not a closed solution, but within 10%, therefore satisfactory. This value of $M_R = 9000$ is listed on Line 25 of Worksheet A.

Computation of Remaining Life - The remaining life computation is summarized on Worksheet B. For the layer properties listed on Lines 15-21 and 25, program ELSYM5 is used to compute the largest horizontal tensile strain in the direction parallel to the load axle at the bottom of the existing asphalt surface. For this problem the strain is 210×10^{-6} inches (Line 3, Worksheet B). The allowable traffic is computed using equation 15 or Figure 11 and found to be 90,000 applications (Line 4, Worksheet B). Since the regional factor is 1.0 (Line 2) there is no adjustment to the actual traffic and the damage is $70000/90000$ or 0.778. Thus, the remaining life, $L_p = 1 - 0.778 = 0.222$ (Line 8, Worksheet B).

Overlay Design Analysis

The overlay design analysis is based on the remaining life design subsystem.

Mechanical State of Overlaid Pavement - The largest horizontal tensile strain at the bottom of the existing pavement asphalt concrete is computed for overlay thicknesses of 2, 4, 6 and 8 inches using Program ELSYM5. The input properties are listed in Lines 15-21 and 25 from Worksheet A. These strains are summarized on Lines 9, 10, 11 and 12 of Worksheet B. Using these strain values and the fatigue curve (Figure 11) or Equation 15 the allowable traffic is predicted as noted on Lines 13-16 of Worksheet B. The allowable traffic is adjusted for design by multiplying each value by the remaining life fraction, L_p . These allowable design values of traffic are on Lines 17-20 of Worksheet B.

The stresses and strains needed in the rutting equation were computed using Program ELSYM5. The larger of each stress or strain, whether directly under a tire or between the duals, was chosen. These values were recorded with the proper sign on lines 3 through 10 of Worksheet D for each overlay thickness. A study of temperature data for the region showed

that the average daily temperature exceeds 64 F for 122 days out of the year. This is entered on Line 1, Worksheet D for each overlay thickness. The allowable rutting, based on desired performance, was established as .25 inches. This is entered on Line 2, Worksheet D. The allowable traffic for rutting is computed using equation 19 and entered on Line 11, Worksheet D. It is also summarized on Lines 21-24, Worksheet B.

Development of Design Curves - The design curves for the sample problem are shown in Figure 17. These are the design data for fatigue and rutting in Lines 17-24 of Worksheet B.

Selection of Overlay Thickness - The overlay thickness requirement is found for fatigue and rutting by projecting the design traffic (Line 26) in Figure 17 to each curve and reading the corresponding thickness requirement. For fatigue a thickness of 5.0 inches is required while for rutting 7.3 inches is required, thus rutting controls and the design requirement is 7.3 inches (Lines 27, 28 Worksheet B, Lines 26-28 Worksheet A).

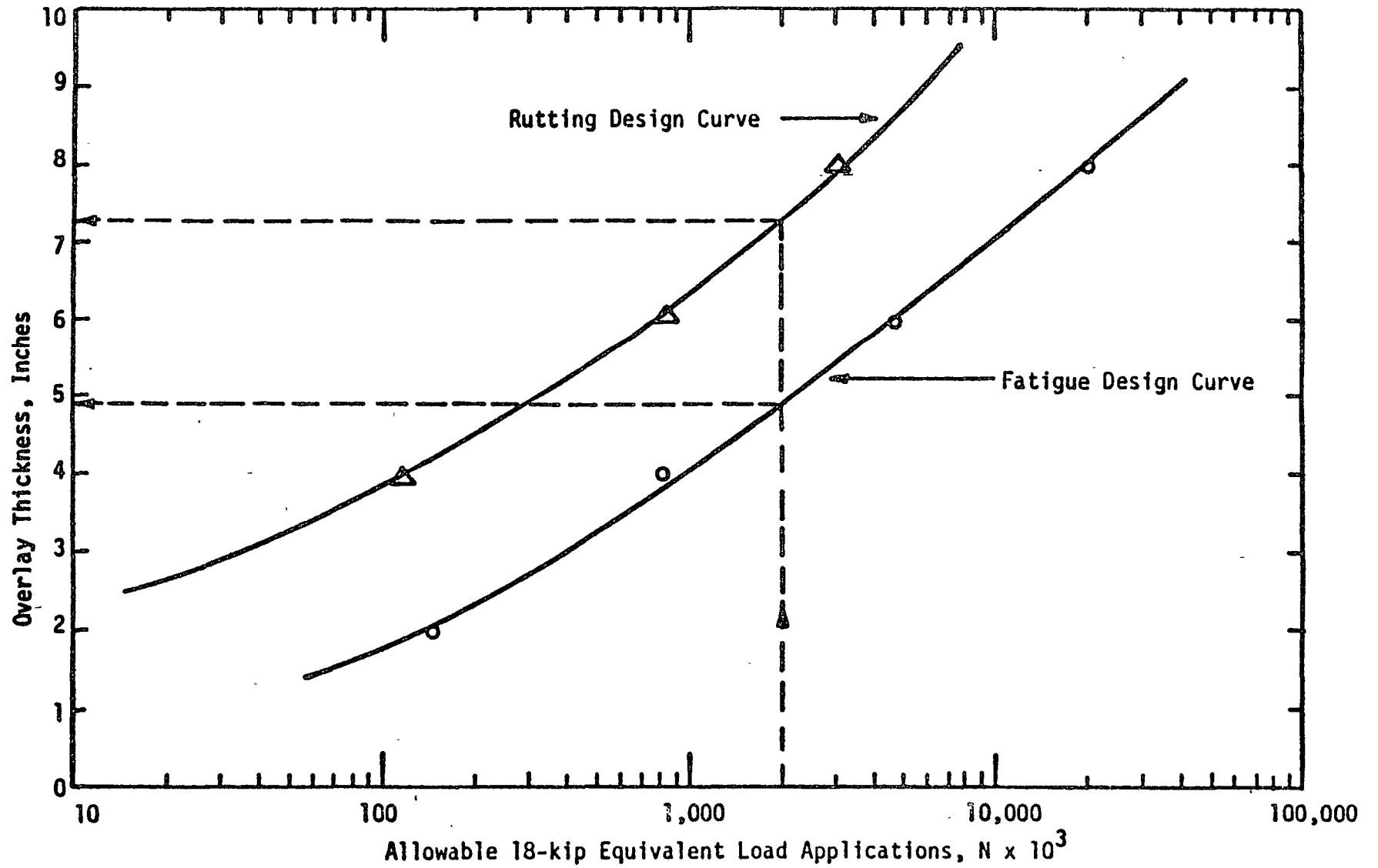


Figure 17. Design Curves for Sample Problem

APPENDIX A
CONDITION SURVEY TECHNIQUE

CONDITION SURVEY TECHNIQUES

The condition survey techniques outlined in the following paragraphs should be used in conjunction with the overlay design procedure outlined in the text of this design manual. The following paragraphs will relate specifically to the timing of condition surveys, the essential data required in the design analysis, a format for recording data, and a procedure for reduction of the data for the design analysis.

TIMING OF CONDITION SURVEYS

Normally, condition surveys should be done when convenient to the project engineer and still provide current information. Condition surveys made at the time of nondestructive testing accomplishes two purposes. Distress observed in the field can be recorded directly with deflection measurements, and if detours or lane closure is required the survey crews are protected and less closure time results which is important relative to freeway operations.

ESSENTIAL DATA

The essential condition survey data for the overlay design analysis are an inventory of the class of cracking present on the existing asphalt concrete pavement, the rut depth present on the pavement, a general assessment of the drainage, and any other pertinent items such as thermal cracking or other factors which might help to explain variation in a deflection profile. These elements of data will all be useful in the overlay design analysis. Specifically, the classification of cracking and the rut depth are decision factors necessary in the overlay design procedure and are requirements therein. The drainage, grade, and other data are simply additional information which will enable an engineer to qualitatively evaluate variation he observes in deflection profiles and subsequent material tests from laboratory work. The drainage data also serves as input to the consideration of tradeoffs between overlay thickness and drainage improvements. In some design situations, it may be possible to improve drainage which will in turn improve material properties and result in less overlay thickness. Economic comparisons should be made between the two.

FORMAT FOR RECORDING DATA

There are several ways to conveniently record condition survey data and the agency may want to use their experience to develop forms. If condition surveys are made at the time of deflection measurements, these data may be recorded on the same data sheet with the same identification as the deflection measurements, for example, Station numbers. A suggested format for recording data is shown in Table A.1, where the station limits are selected as base elements, normally one hundred feet. The various columns in the table should be either checked for the presence of the conditions and measurements such as rut depth should be filled in.

Data may also be recorded on other type of records such as plan-profiles with some information relative to the existing pavements, on soil profiles or any other existing information sheets for the pavement. Every opportunity should be taken to include existing data for the pavements where possible.

DATA REDUCTION FOR DESIGN

The percent of pavement cracked in each design section should be computed for each of the classes of cracking that is Class 2 and Class 3. The percent of cracking should be simply the ratio of stations cracked to the total number of stations observed in the design section expressed as a percentage.

The average rut depth should be computed for each design section which is selected along the roadway length. This average rut depth should be a guideline as to the allowable rut depth specified in the overlay design analysis.

TABLE A.1

SAMPLE CONDITION SURVEY DATA FORM

County _____

Highway _____

Date _____

Stations		Cracking		Rut Depth	Drainage		Grade			Other Comments
From	To	Class 2	Class 3		Good	Poor	Cut	Fill	Natural	

APPENDIX B
PLOT DESCRIPTION AND INPUT GUIDE

**The Program is available at
a nominal charge for reproduction
and handling**

**ARE INC
5706 Bee Cave Road
Austin, Texas 78746
512-327-3520**

PLOT DESCRIPTION AND INPUT GUIDE

Background

Program PLOT was written to make a printer plot of deflections vs. distance along the roadway, deflection being represented by the Y-value of the graph and distance being represented by the X-value. However, the program allows any two-dimensional graph to be plotted when given the X value and corresponding Y value of the function by changing the labels for the axes from static constants to variables which are used in with the data (see input guide from PLOT).

Data Input

The input for PLOT consists primarily of title heading, labels for the lists of X and Y values, X and Y axis labels, and a data card for each X - Y value pair (maximum of 300 X - Y value cards). Each X - Y value card also contains a multiplication factor for the Y value. The multiplication factor allows the user to input direct Dynaflect measurements. The program will convert these measurements to deflections using the multiplication factor for the Dynaflect measuring device. If the measurements have already been converted this factor may be left blank and the program will use a default value of 1.

A more detailed explanation of PLOT input can be found in the attached input guide.

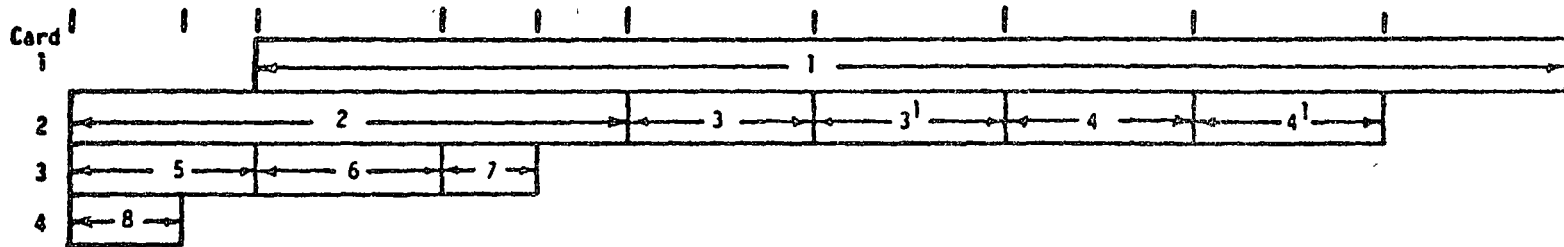
Output

The title heading for the plot, descriptive labels for the X and Y value lists, and the six Y-axis unit values are printed on each page. The X and Y values corresponding to each plotted point also appear along side the grid.

The values of the Y-axis units are determined within the program and are derived by distributing the difference of the maximum and minimum Y values evenly into five segments.

The number of X - Y value cards submitted is counted by the program and is given as output. This number can then be used when submitting the same data with program TVAL whose input data must include the number of deflections.

Table 'B-1
INPUT GUIDE FOR PLØT



Card 1 -1 Alphanumeric title heading for printed plot (COLUMNS 11-80)

2 Alphanumeric label for Y axis (COLUMNS 1-30)

3 Alphanumeric label for list of X values (COLUMNS 31-40)

Card 2 -3' Continuation of X-value label. The contents of this field are printed on a second line (COLUMNS 41-50)

4 Alphanumeric label for list of Y-values (COLUMNS 51-60)

4' Continuation of Y-value label. The contents of this field are printed on a second line (COLUMNS 61-70)

Card 3^o -5 DIST - X-axis value (COLUMNS 1-10, ALPHANUMERIC)

6 DEF - corresponding Y-axis value (COLUMNS 11-20, REAL)

7 FACT - multiplication factor for DEF (F5.0) (Default value is 1) (COLUMNS 21-25, REAL)

Card 4 -8 DIST = FINISH (COLUMNS 1-6)

^o One type J card for each deflection reading, max. of 300 (Only the first 300 cards are significant, the rest are ignored.)

APPENDIX C
TVAL DESCRIPTION AND INPUT GUIDE

The Program is available at a nominal charge for reproduction and handling.

**ARE INC
5706 Bee Cave Road
Austin, Texas 78746
512-327-3520**

TVAL DESCRIPTION AND INPUT GUIDE

The purpose of program TVAL is to calculate Student's t values given a number of deflections divided into sections. The input to the program includes an alphanumeric title, the number of sections into which the deflections are divided, the number of deflections, and the deflection values.

A more detailed description of data input can be found on the attached input guide for TVAL.*

TVAL calculates the mean for each section and stores these values in array XMEAN. The program also calculates for each section the following:

$$\sum_{i=1}^{n_x} (x_i - \bar{x})^2 \dots \dots \dots \quad (C.1)$$

where:

\bar{x} = mean for the section

x_i = deflection

n_x = number of deflections in section

These values are stored in array SXDIF.

To complete the calculation of the Student's t value, each section is compared once to every other section using the following calculations:

$$S = \sqrt{\frac{\Sigma(x_i - \bar{x})^2 + \Sigma(y_i - \bar{y})^2}{n_x - n_y - 2}} \dots \dots \dots \quad (C.2)$$

$$S_{\bar{x}-\bar{y}} = \sqrt{1/n_x + 1/n_y} \dots \dots \dots \quad (C.3)$$

$$T := (\bar{x} - \bar{y}) / S_{\bar{x} - \bar{y}} \dots \dots \dots \quad (C.4)$$

*Note that the format of the deflection value cards for PLOT is more same for TVAL.

where:

$$(x_i - \bar{x})^2 = \text{SXDF value for first section}$$

$$(y_i - \bar{y})^2 = \text{SXDF value for second system}$$

n_x = no. of deflections in first section

n_y = no. of deflections in second system

\bar{x} = mean for first section

\bar{y} = mean for second system

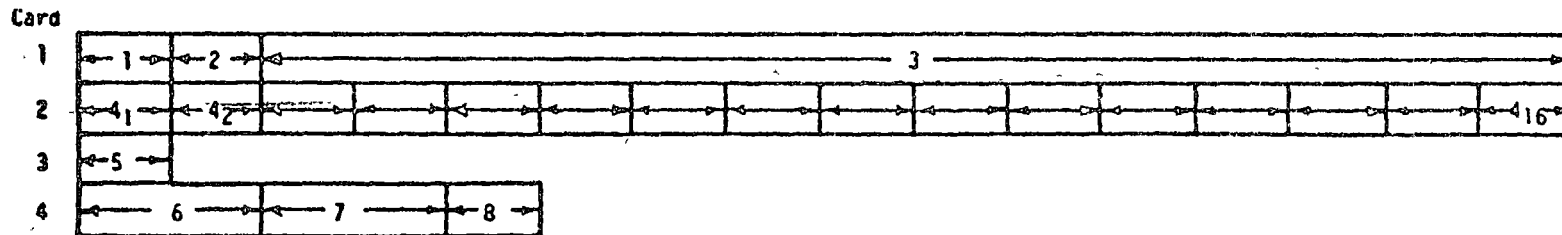
The standard deviation for each section is also calculated. The associated program variable is SDEV, and the equation used is:

$$\text{SDEV} = \sqrt{\frac{(x_i - \bar{x})^2}{n_x - 1} \dots \dots \dots} \quad (\text{C.5})$$

Following the calculation of t values, a comparison between each calculated t and the table t value for its particular degrees of freedom and selected confidence level is made. (A table of t values has been incorporated into the program and confidence level desired is a data input variable.) If the calculated t value is less than or equal to the table value, the two sections included in the calculation of t are said to be similar or "passing." Otherwise, they are referred to as "failing," or dissimilar.

The output of the program includes an echo print of the deflections by section, the mean and standard deviation for each section, and t values. The output lists the t value for each pair of sections compared, the degrees of freedom, the selected table value and "PASS" (if not the sections compared are similar) or "FAIL" (if two sections are not similar).

TABLE C.1
INPUT GUIDE FOR TVAL



- Card 1 {
- 1. NDEF = Number of deflections being submitted (COLUMNS 1-5, INTEGER, RIGHT JUSTIFY)
 - 2. NSEC = Number of sections into which deflections are divided (Columns 6-10, INTEGER RIGHT JUSTIFY) (Max of 16 sections)
 - 3. TITLE = Alphanumeric title (COLUMNS 11 - 80) (it is useful to specify deflection units in the title)

- Card 2 {
- 41. NX₁ = Number of deflections in section 1 (Max of 90) (COLUMNS 1-5, INTEGER, RIGHT JUSTIFY)
 - 42. NX₂ = Number of deflections in section 2 (Max of 90) (COLUMNS 6-10, INTEGER, RIGHT JUSTIFY)
 - 416. NX₁₆ = Number of deflections in section 16 (Max of 90) (COLUMNS 76-80, INTEGER, RIGHT JUSTIFY)

- Card 3 {
- 5. ICL = Confidence level FOR STUDENT'S T ANALYSIS (COLUMNS 1-5, INTEGER, RIGHT JUSTIFY)
 - 90 = 90% level
 - 95 = 95% level (Default value is 95%)
 - 99 = 99% level

- Card 4 {
- 6. DIST = Station number for deflection (COLUMNS 1-10, ALPHANUMERIC - CAN BE LEFT BLANK)
 - 7. DEF = Deflection value (F10.0) (COLUMNS 11-20, REAL)
 - 8. FACT = multiplication factor for deflection (default value = 1) (COLUMNS 21-25, REAL)

- * One type 4 card for each deflection reading, max. of 1440 (16 sections at a maximum of 90 deflection per section) The deflections in section 1 must appear first, followed by the deflections in section 2, etc.
- ** The number of deflections for each section in input in I5 format for up to 16 sections

APPENDIX D
ELSYMS DESCRIPTION AND INPUT GUIDE

**The Program is available
at a nominal charge for
reproduction and handling**

**ARE INC
5706 Bee Cave Road
Austin, Texas 78746
512-327-3520**

ELSYM5 DESCRIPTION AND INPUT GUIDE

The ELSYM5 program calculates stresses, strains, and displacements for a three dimensional elastic layered system. The program can accept a total of 5 layers and up to 10 normal circular loads. ELSYM5 was developed at the Institute of Transportation and Traffic Engineering at the University of California at Berkeley (Ref 11). The program has three main types of inputs (1) material or layer characterization variables, (2) loading variables, and (3) system coordinate information.

Layer Characterization Variables

Each layer of the system is characterized by its thickness, modulus of elasticity, and Poisson's ratio. The bottom layer thickness is left blank and the program assumes a semi-infinite thickness for this layer. The layers are numbered consecutively downward starting with the surface as one. The thickness inputs are in inches. The modulus of elasticity values are considered uniform for the layer in both horizontal directions and the layer has a constant thickness. The Poisson's ratio must not equal one and should range between 0.10 and 0.50 with most materials in the range of .2 to .45. Table D.1 presents Poisson's Ratio values for various types of material.

Load Variables

Loads placed on the layered system are characterized by two of the three inputs, load in pounds, tire pressure in psi, or the loaded radius in inches. Any two inputs may be used and the program will calculate the other. Ten identical loads may be placed on the system at different coordinates, representing an aircraft wheel configuration for example. ELSYM5 will sum the effect of all loads to obtain the outputs at the desired coordinates. A minimum of one load is necessary.

System Coordinate Variables

The three dimensional system uses X and Y coordinates on a horizontal plane with the Z coordinate being the depth in the layered system. The loads are placed in X and Y coordinates with Z being zero while the

TABLE D.1

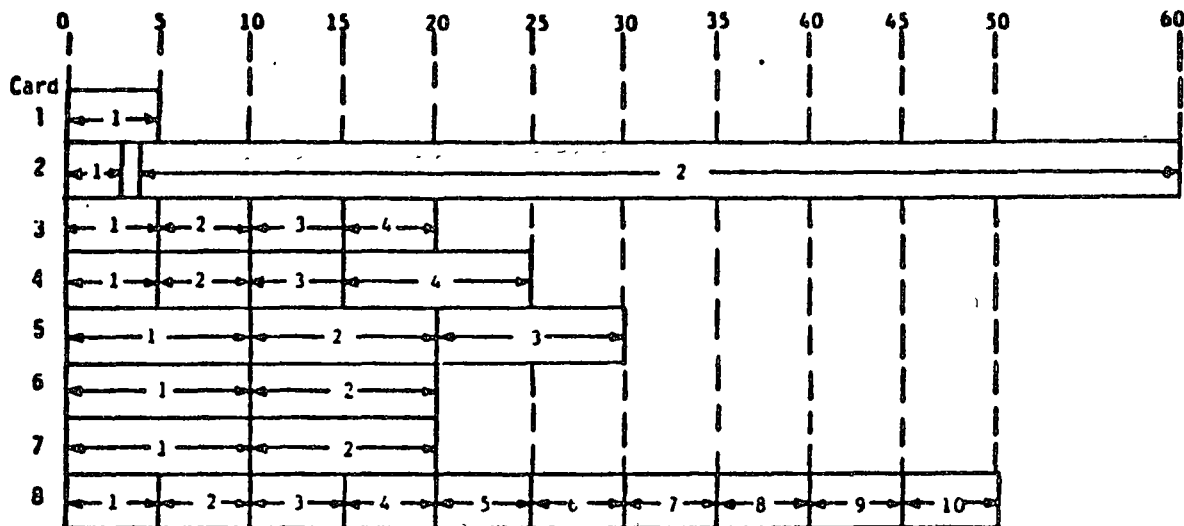
Poisson's Ratio Values

<u>MATERIAL</u>	<u>POISSON'S RATIO</u>
Concrete	0.15 - 0.20
Asphalt Concrete	0.25 - 0.30
Granular Base	0.40 - 0.45
Dense Sand	0.30 - 0.36
Clay	0.40 - 0.45

points of interest for calculations can be at a maximum of ten different Z values. All layers are assumed continuous, therefore there is no slippage between layers. The Z coordinate is positive vertically into the system, with the axis origin at the surface.

The program calculates the outputs for each depth (Z) of interest and all the results for each input XY coordinate. The sign convention is negative for compressive stresses, strains, and displacements; and positive for tensile forces. The program will accept a maximum of 100 information coordinates (10 XY and 10 Z points). All XYZ coordinates must be positive. Table D.2 is a detailed input guide for ELSYM5.

TABLE D.2
INPUT GUIDE FOR ELSYMS



Card	Format	Variable	Column	Description
1	I5	1(NSY)	5	Number of systems to be submitted maximum of 5
2	I3, IX, I4A4	1(NINE) 2(TITLE)	1-3 4-60	Title card identifier must have 999 in columns 1 through 3 Title description of the problem
3	4I5	1(NCL) 2(NLD) 3(NXY) 4(NZ)	5 10 15 20	Number of layers (maximum of 5) Number of identical loads (maximum of 10) Number of XY output points requested (maximum of 10) Number of depth output points requested (maximum of 10)
4	15, 2F5.0, F10.0	1(LN) 2(TH) 3(Y) 4(E)	5 6-10 11-15 16-25	Layer number Modulus of layer LN Poisson's Ratio of layer LN Modulus of layer LN
5	3F10.0	1(FJR) 2(PRES) 3(RL)	1-10 11-20 21-30	Magnitude of each load (lbs) Pressure of load (psi) Radius of loaded area (in)
6	2F10.0	1(XL) 2(YL)	1-10 11-20	X coordinate of load Y coordinate of load
7	2F10.0	1(XP) 2(YP)	1-10 11-20	X coordinate of output point Y coordinate of output point
8	10F5.0	1(Z) 10(Z)	1-5 46-50	output depth requested (there are NZ of these values)

Repeat Cards 2-8 NSY times

REFERENCES

1. "Pavement Rehabilitation: Proceedings of a Workshop," Federal Highway Administration Report No. FHWA-RD-74-60, June 1974.
2. Austin Research Engineers Inc, "Asphalt Concrete Overlays of Flexible Pavements, Volume 1 - Development of New Design Criteria, FHWA Report No. FHWA-RD-75-75, August 1975.
3. Swift, Gilbert, "Dynalect - A New Highway Deflection Measuring Instrument," Proceedings, 48th Annual Tennessee Highway Conference, University of Tennessee, 1966.
4. Scrivner, F. H. and W. M. Moore, "An Electro-Mechanical System for measuring the Dynamic Deflection of a Road Surface Caused by an Oscillating Load," Research Report 32-4, Texas Highway Department, Texas Transportation Institute, 1964.
5. "The AASHTO Road Test, Report 5, Pavement Research," Special Report 61E, Highway Research Board, 1962.
6. "AASHTO Interim Guide for Design of Pavement Structures," American Association of State Highway and Transportation Officials, 1972.
7. Highway Research Board, "Evaluation of AASHTO Interim Guides for Design of Pavement Structures," NCHRP Report No. 128, 1972.
8. Alder, Henry L. and Edward B. Roessler, Introduction to Probability and Statistics, Third Edition, W. H. Freeman and Company, San Francisco, California, 1964.
9. Miner, Milton A., "Cumulative Damage in Fatigue," Journal of Applied Mechanics, ASME, September 1945.
10. Seeds, H. B., F. G. Mitry, C. L. Monismith, and C. K. Chan, Prediction of Flexible Pavement Deflection from Laboratory Repeated Load Test, NCHRP Report No. 35, 1967.
11. Ahlborn, G., "Elastic Layered Systems with Normal Loads," Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California at Berkeley, 1972.

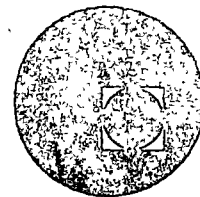
SYMBOLS AND ABBREVIATIONS

18KSA	Total Projected 18-kip single axle loads
18KSAD	Projected 18-kip single axle loads in design lane
n_D	Projected 18-kip design traffic adjusted for region
DDF	Directional distribution factor
LDF	Lane distribution factor
RF	Regional Factor
w_d	Design deflection
\bar{w}	Mean deflection
S_{dw}	Standard deviation of deflection
z	Distance from mean to selected significance level on a normal distribution curve
Q_{LU}	Volume of asphalt concrete required per lane for level up
\overline{RD}	Mean rut depth measured
L	Length of design section
W	Width of wheelpath experiencing rutting
w	Unit weight of asphalt concrete
P_c	Percent cracked pavement in design section
q	Number of 100 ft. pavement sections which have cracking
b	Slope of line in modulus versus deviator stress log-log plot
M_R	Resilient modulus of elasticity of soil specimen
σ_d	Deviator stress
a	Resilient modulus corresponding to a deviator stress of 1 psi
N	Allowable number of 18-kip load applications
N_A	Allowable number of 18-kip load applications adjusted for remaining life
$\epsilon, \epsilon_{1X}, \epsilon_{2X}$	Horizontal strain parallel to load axle
18	Cumulative 18-kip axle load equivalents from initial construction to time of analysis
n	Cumulative 18-kip axle load equivalents from initial construction to time of analysis adjusted for region
L_u	Damage or fatigue life used

L_R	Remaining fatigue life
R	The allowable rut depth
ϵ_{1Z}°	Vertical strain at the bottom of the top layer $\times 10^4$
σ_{1Z}	Vertical stress at the bottom of the top layer
σ_{2Z}	Vertical stress at the bottom of the second layer
σ_{2X}	Horizontal stress, parallel to the load axle, at the bottom of the second layer
σ_{3Z}	Vertical stress at the bottom of the third layer
ϵ_{4Z}°	Vertical strain at the bottom of the fourth layer $\times 10^4$
σ_{5Z}	Vertical stress at the top of the fifth (subgrade) layer
ϵ_{5Z}°	Vertical strain at the top of the fifth (subgrade) layer $\times 10^4$
d_T	Number of days per year when average daily temperature is equal to or greater than 64°F .



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



SEMINARIO SOBRE PAVIMENTOS ASFALTICOS

A PAVIMENT DESIGN AND MANAGEMENT SISTEM
FOR FOREST SERVICE ROAD
A WORKING MODEL

Profesor

Dr. Benjamin F. Mc Cullough

Seminario en colaboración con la
Secretaría de Asentamientos Huma
nos y Obras Públicas y la Asocia
ción Mexicana de Caminos.

Julio 1977



5

TABLE OF CONTENTS

PREFACE	vii
LIST OF FIGURES	ix
LIST OF TABLES	xi
TABLE OF CONTENTS	xiii
 CHAPTER 1. INTRODUCTION	
Background	1
Systems Approach	1
Project Approach	2
Work Plan	2
Scope of Report	3
 CHAPTER 2. DESCRIPTION OF THE PAVEMENT MANAGEMENT PROGRAM	
Introduction	4
Capabilities of the Program	5
Bituminous Surfaced Roads	5
Aggregate Surfaced Roads	6
Failure Criteria	7
Bituminous Surfaced Roads	7
Aggregate Surfaced Roads	8
Models	10
Performance Model	12
Non-linear Traffic Model	14
Structural Models	14
Rutting Model	21
Aggregate Surface Loss Models	23
Routine Maintenance Cost Model	25
User Delay Model	27
Vehicle Operating Cost Model	29
Brief Description of the Program	29
 CHAPTER 3. EXAMPLE PROBLEMS	
Introduction	33
Bituminous Surfaced Roads (ACP)	33
Problem Description and Input Variables	33
Discussion of Solution	40
Aggregate Surfaced Roads	46
Problem Description and Input Variables	46
Discussion of Solution	49

Aggregate Surfaced Road with Subsequent	
Application of Bituminous Surfacing	52
Problem Description and Input Variables	52
Discussion of Solution	54
CHAPTER 4. IMPLEMENTATION	
Objective	65
Conduct a Sensitivity Analysis	65
Interaction with Road Design System (RDS)	67
Conduct Trial Usage of LVR	67
Plan Program Revisions	68
Prepare User's Manual	68
Estimate Vehicle Operating Cost	68
Extend the Trial Usage	69
CHAPTER 5. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS	
Conclusions	70
Recommendations	71
REFERENCES	73
APPENDIX	
Forest Service Pavement Management System LVR User's Manual . . .	77
SAMPLE CATALOG CARD USING MODIFIED LIBRARY OF CONGRESS SYSTEM	123

CHAPTER 1. INTRODUCTION

BACKGROUND

In 1972, The University of Texas and the U. S. Forest Service initiated a cooperative study to develop a pavement management system that would be applicable to Forest Service roads. It was intended that the work proceed in three phases:

- (1) Conduct a feasibility study, Phase I, to ascertain the practicality of developing such a system for the Forest Service.
- (2) If Phase I was positive, conduct a second phase to develop a working system.
- (3) Conduct a third phase to implement the system in the various Forest Service design offices.

The Phase I report, "A Pavement Design and Management System for Forest Service Roads - A Conceptual Study," (1) concluded that it was feasible to develop a system. The objective of the current report is to present the development of a working pavement management system for Forest Service roads. The report presents the principles of the working system and the development of several key mathematical models used in the system. The product is an operational computer program that has been put on line with USDA computer center at Ft. Collins, Colorado.

SYSTEMS APPROACH

The fundamental concepts of the Systems Approach were succinctly stated in the first report:

"A system has been described as a procedure or scheme which behaves according to some prescribed manner in performing an operational process. Accordingly, systems engineering provides a means of organizing the various segments of the total problem into an understandable framework. When using a systematic approach to solve a problem, the entire system is seen as a whole and not as a collection of individual parts functioning by themselves."

PROJECT APPROACH

In developing a systems approach for pavement design, two techniques are available for making comparisons. One approach is to develop the alternative design strategies that will give equal performance. For example, a design analysis period is selected, then all the combinations of initial thickness, rehabilitation, and minor maintenance are developed that will permit the pavement to remain in service during the period. The alternative design strategies can then be ranked in order of increasing cost. A second approach is to develop all the design strategies that result in an equal cost even though the performance periods may be different. Early in the project, a decision was made to pursue the first approach since it more closely follows the Forest Service operations procedure than does the equal cost technique.

WORK PLAN

The work plan for the second phase was separated into three time periods. During the first period, the project staff selected mathematical models, such as thickness deterioration, traffic equivalences, etc. from available sources. The intent was to combine the procedures in the present USDA Forest Service Transportation Engineering Handbook into a computer algorithm. In several cases, results from recent Forest Service studies were also incorporated. These sources along with the past experience of The University of Texas project staff were used to finalize the algorithm. These development steps were coordinated closely with the Washington office of the Forest Service.

After an initial system was developed, it was presented to the project's Forest Service Advisory Committee in Ft. Collins, Colorado. This committee represented the operational staff from various Regional Offices and the Washington, D. C. office and consisted of the following individuals: Loren Evans, Dave Franklin, Larry Hendrickson, Lou Hepfl, Bob Hinshaw, Duane Logan, Jim Miller, Adrian Pelzner, Ted Stuart, Heyward Taylor, and Ron Williamson.

The models were presented to the committee and example problems were worked to familiarize them with the input and output format during a three day meeting. As a result of this review, a series of modifications and additions were suggested by the committee for inclusion into the computer algorithm.

During the remaining time period, the project staff incorporated the changes and additions agreed to at the meeting. Prior to preparation of the final report, Mr. Ron Williamson of Region 6 visited The University of Texas as a committee representative to make a final review of the working system. The design system agreed to during these meetings is presented in this report.

SCOPE OF REPORT

Chapter 2 describes the models used and algorithm development. Chapter 3 presents a description and discussion of three example problems to demonstrate some of the capabilities of the program. Chapters 4 and 5 include a discussion of the implementation phase and presents recommendations and conclusions. The report does not contain a detailed documentation of the computer program but rather contains discussions of the models and the general rationale for how design decisions are made inside the program. A detailed documentation report for the program is included as a part of the implementation phase.

CHAPTER 2. DESCRIPTION OF THE PAVEMENT MANAGEMENT PROGRAM

INTRODUCTION

As is discussed in the preceding chapter, the basic purpose of the low-volume road management program, LVR, is to allow the user to identify the most economical road designs, taking into account both initial construction and subsequent costs related to road maintenance and vehicle operation. The actual costs which are included are listed below:

- (1) initial construction costs
- (2) seal cost costs for bituminous surfaced roads or grading costs for aggregate surfaced roads
 - (a) materials, equipment, and labor costs
 - (b) user-delay costs
- (3) minor maintenance costs
- (4) rehabilitation costs (overlays for bituminous surfaced roads or aggregate addition plus grading for aggregate surfaced roads)
 - (a) materials, equipment, and labor costs
 - (b) user-delay costs
- (5) vehicle operating costs
- (6) salvage value costs

The total cost for a candidate design is calculated on a net present value basis relative to the time of construction. This is to ensure that the costs incurred at various times throughout the road's design life will be combined in a meaningful way. The total cost for each candidate design is computed, and the designs are ordered on the basis of cost. Then the least-cost designs are printed in the order of increasing cost.

These candidate designs are enumerated within the program on the basis of inputs by the user; the inputs include the number of layers, the type of material for each layer, the maximum and minimum thickness for each layer, etc. All possible combinations of material arrangements are considered, with layer thicknesses varying between the input limits in small steps.

The calculation of the cost for a given candidate design requires various mathematical models for predicting the times when rehabilitations will be required, for representing the traffic volume and for the composition of traffic over time, etc. These models are discussed in the following sections of this chapter. Subsequently, the organization of the program, which is discussed briefly above, is presented in more detail.

CAPABILITIES OF THE PROGRAM

The pavement management system consists of a single computer program, identified as LVR, that can be used to design both bituminous surfaced and aggregate surfaced roads. However, since the program will only design for a single road surface type at a time, in order to compare an aggregate surfaced road with a bituminous surfaced road, it is necessary either (1) to make a run with an aggregate surface, modify the input data slightly and rerun the program, or (2) to stack both sets of input data and obtain separate outputs for bituminous surfaced and for aggregate surfaced designs in one run of the program.

A brief description of the capabilities of the program follows, however details of various options are described later.

BITUMINOUS SURFACED ROADS

The bituminous surfaced road design portion of the program uses the AASHTO structural design equation for flexible pavements (2, 3, 4). This equation, which is currently being used by the U. S. Forest Service (5), is based on the concept of the Present Serviceability Index (PSI) of a pavement.

Using the bituminous surfaced road model, the user can design and compare single and multi-layered pavement structures of either of the following two types:

Asphaltic Concrete Surfaced Roads (ACP)

To obtain an ACP design, the user must specify that ACP is the material for the top layer of the pavement structure. The program will then determine all feasible single and multi-layered designs based on the constraints input by the user. All rehabilitations consisting of regularly scheduled seal

coats and ACP overlays applied when the serviceability index (PSI) reaches the minimally acceptable level specified by the user will be considered.

Bituminous Surface Treated Roads

The other type of bituminous surfaced road design available to the user, is essentially an aggregate surfaced road over which a thin bituminous surface treatment is applied during initial construction. Future rehabilitation may consist of either additional surface treatments or of ACP overlays depending on constraints input by the user.

Thin bituminous surface treatments, unlike ACP overlays, do not increase the structural number (SN) of the pavement structure significantly. However, a buildup of one or more inches of successive surface treatments will begin to have a considerable effect on the SN of the pavement structure to which they have been applied.

AGGREGATE SURFACED ROADS

Like the bituminous surfaced road design previously described, the aggregate surfaced design utilizes the current U. S. Forest Service method which is based on a combination of the AASHTO structural design equation for flexible pavements (2, 3, and 4), and the U. S. Army Corps of Engineers Thickness Design Charts (6). As described later in this chapter, this method has also been further modified to account for aggregate loss in the top layer due to traffic movements.

Failure of a candidate structure is defined as any of three events representing the time at which (1) the PSI reaches the minimum acceptable level, or (2) a 2-inch wheel path rut develops, or (3) the reduced thickness of the top layer due to aggregate loss reaches a minimum acceptable value as specified by the user. The triple failure criteria is discussed later.

Using the aggregate surface design model, the user can design and compare single and multi-layered structures of either of two types of aggregate surfaced road. One case is the use of only aggregate surfacing during the design period; whereas the second case recognizes that a bituminous surface treatment may be placed during the analysis period.

Aggregate Surfaced Roads Without Bituminous Surfacing

Using this design, the initial structure consists of aggregate layers. All future rehabilitation will consist of regularly scheduled gradings and of aggregate additions applied when failure occurs as defined by one of three failure criterion.

Aggregate Surfaced Roads With Bituminous Surface Treatment

Using a combination of both the aggregate surfaced and the bituminous surfaced design methods, a pavement structure can be initially designed as an aggregate surfaced road that has, at some future time, one or more surface treatments applied. This combination can be accomplished by first producing an aggregate surfaced design with the design life equal to the time between initial construction and the first surface treatment application. The chosen initial structure is then input into the bituminous surface design model and run as a new design with a surface treatment where the design life is equal to the years remaining after the first surface treatment. This same procedure can also be used for stage construction in which an aggregate surfaced road is upgraded to a bituminous surfaced road by overlaying the aggregate structure with ACP at some time after initial construction.

FAILURE CRITERIA

The two types of low-volume, low-cost roads used by the Forest Service perform in vastly different ways. Because of this problem, separate sets of failure criteria are used by the program for bituminous and aggregate surfaced roads.

BITUMINOUS SURFACED ROADS FAILURE CRITERION

The performance of bituminous surfaced roads is based on the results of the AASHTO Road Test as presented in the 1972 Edition of the AASHTO Interim Guides for Design of Pavements (2) and in NCHRP Reports 128 (3) and 139 (4). In these reports, failure of a bituminous surfaced road is defined as the time at which the Present Serviceability Index of a pavement reaches the minimally acceptable value, P_t . This concept is demonstrated pictorially

in Fig 2.1. Further explanations of the performance and structural models for bituminous surfaced roads are presented later.

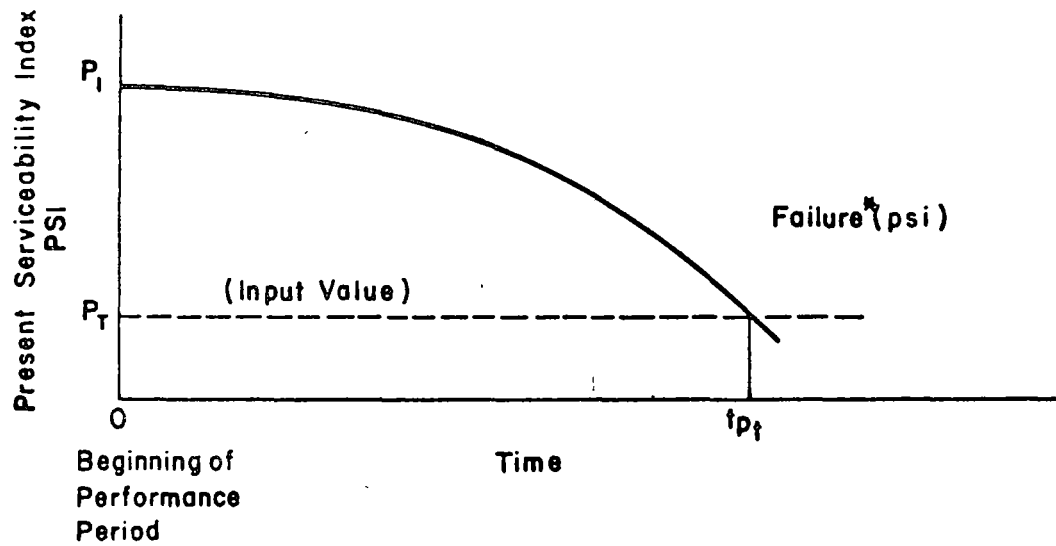
AGGREGATE SURFACED ROADS FAILURE CRITERIA

Unlike a bituminous surfaced road with its single failure criterion, the performance of an aggregate surfaced road is based on a triple failure criteria. The first component of the triple failure criteria is the PSI concept which is applied in the same manner for aggregate surfaced as for bituminous surfaced roads. The decision to use this as a component is based in part upon a small-scale study conducted at The University of Texas at Austin that involved the evaluation of PSR values and measurements of roughness with a roughness measuring device called the Mays Meter. Four highway sections were included in the study of which two were bituminous surfaced and two were aggregate surfaced. It was noted that the PSR ratings for the sections were ordered the same as were the objective roughness measurements. Thus, the implication of this small experiment is that PSR values for bituminous surfaced and aggregate surfaced roads have a common meaning regarding a road's quality and can validly be compared.

Additionally, the PSR concept is now successfully being used in management systems for flexible and rigid pavements, which differ with respect to distress mechanisms and rates of development of different types of distress. Thus, the fact that aggregate surfaced roads differ from bituminous surfaced roads in these same respects does not imply that PSR cannot be used as a common measure of the quality of a bituminous or aggregate surfaced road section at a given time.

The second component of the triple failure criteria is related to rutting. Failure in this case is defined as the time at which a 2-inch rut develops in the wheelpath. This criterion was developed and reported (6) by the U. S. Army Corps of Engineers and is discussed later.

The third and final component of the triple failure criteria is based on failure due to excessive aggregate loss, which results when the thickness of the top layer is reduced to a user specified minimally acceptable level. The amount of aggregate loss as a function of time is either predicted by the Lund (3) aggregate loss model or specified directly; the choice is based on user preference. The aggregate loss models are discussed later in more detail.



*Time of failure is defined as the time (t_{p_f}) at which the present serviceability index reaches the minimally acceptable value (P_T) as input by the user.

Fig 2.1. Failure criterion for a bituminous surfaced road.

The resulting failure time is then the minimum of the following:

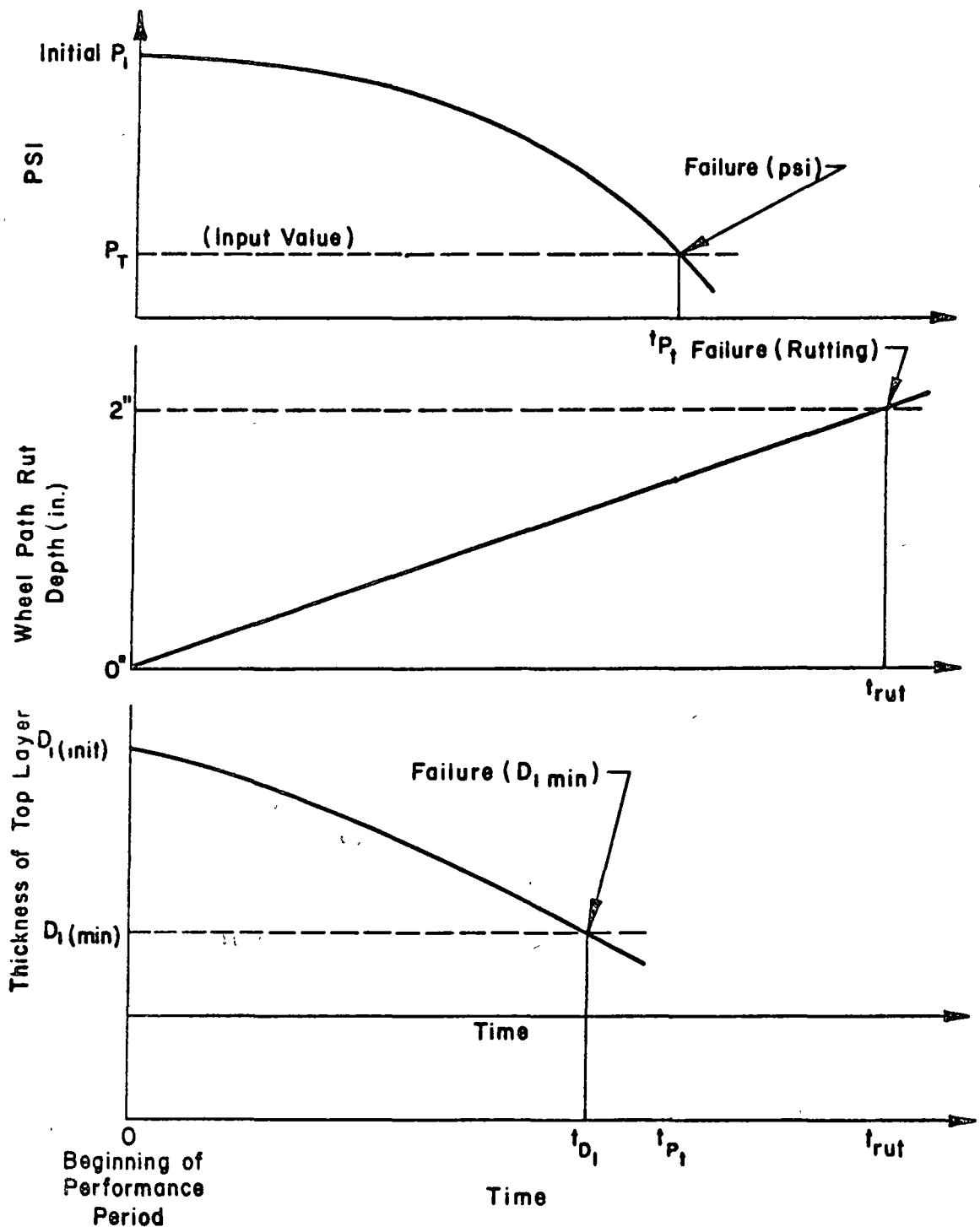
- (1) The rutting model as used by the U. S. Forest Service involves computing the failure time due to rutting as the maximum of either
 - (a) the failure time predicted by way of the rutting model briefly discussed above or
 - (b) the failure time predicted by the AASHTO performance model.
- (2) The time at which excessive aggregate loss has occurred.

The rutting model, like the AASHTO performance model, was originally intended to be used to compute the design thickness needed to carry a certain number of 18-kip equivalent single axle loads under given circumstances. Given the thicknesses of the layers, the layer coefficients, and other necessary information, however, both models can be used to compute the number of 18-kip equivalent single axle loads which will have been accumulated when failure occurs. The number of these loads, then, can be converted to failure time by using the non-linear traffic model, which is discussed later. An illustrative application of the triple criteria is shown in Fig 2.2.

MODELS

In the following sections, the component models of the low-volume-road management system are discussed. Included are models for performance, non-linear traffic history, structural properties, user-delay costs, aggregate loss, rutting, routine maintenance, and vehicle operating cost. Of these, the performance, structural, and user-delay models were taken directly from a previously existing pavement management system (4, 9). The other component models were either modified significantly if from this source, obtained from another source, or developed specifically for the Forest Service system. The changes in component modeling from those in the existing pavement management system were made in order to represent accurately the factors which affect the design and construction of low-volume roads for the Forest Service. Many of these changes were based on discussions with Forest Service representatives.

In the sections below, the analysis which is implemented in the component models is discussed, and references are given in cases where a model was taken or modified from an existing source. These discussions should provide the reader with a basic understanding of the rationale and the analytical approach



- $P_T \sim$ minimally acceptable level of PSI
- $D_i(\text{init}) \sim$ initial thickness of top layer
- $D_i(\text{min}) \sim$ minimum allowable thickness of top layer
- $t_{P_T} \sim$ Time at which psi equals P_T
- $t_{rut} \sim$ Time at which a 2" rut develops in the wheelpath
- $t_{D_1} \sim$ Time at which thickness of top layer equal D_i min

Fig 2.2. Failure criteria for an aggregate surfaced road.

used in each of the component models. A highly detailed discussion of the sub-routines, including extensive flow charts, however, is not included. It is not the purpose of this report to provide the necessary program documentation so that a reader could easily modify the program, although the user's guide presented in the appendix presents a complete guide for use of the present program. The detailed program documentation would, at this stage, be premature, since certain modifications and additions to the program, in accordance with discussions with the study sponsors, are now underway. Detailed flowcharting and other technical documentation will be prepared in the next phase of the project. In some areas, where the modeling work has been finalized, the documentation process has already begun.

PERFORMANCE MODEL

The performance model is used to determine when a bituminous surfaced road is expected to fail and it is also one of three models used to determine when an aggregate surfaced road is expected to fail. The performance model predicts the time when the serviceability index of a road reaches the minimally acceptable value. The decrease of serviceability in time is assumed to be due to:

- (1) Traffic-related deterioration, which is a function of:
 - (a) traffic composition and volume,
 - (b) quality of support of existing soil,
 - (c) regional characteristics, and
 - (d) thickness of each layer and type of materials used.
- (2) Non-traffic related deterioration.

The exact functional form of the performance equation is given in Reference 4 as follows:

$$SN = \frac{1.051 (W_t R)^{0.1068}}{10^{0.03973(SS-3)} (g-g')^{0.1068/\beta_{18}}} - 1 \quad (1)$$

where

SN = structural number,

W_t = total equivalent 18-kip single axle loads accumulated during the performance period in question at the time when failure occurs,

SS = soil support of the subgrade,

R = regional factor,

$$\beta_{18} = \frac{0.4 + 0.081(19)^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19}} = \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}$$

$$g = \frac{P_1 - P_2}{P_1 - 1.5}$$

P_1 = serviceability index at the beginning of the performance period in question,

P_2 = minimally acceptable serviceability index,

$$g' = \frac{M^2 + 2M\sqrt{5-P_1}}{P_1 - 1.5}$$

$$M = (\sqrt{5 - P_2'} - \sqrt{5 - P_1}) (1 - e^{-b_1 t})$$

b_1 = factor related to non-traffic deterioration rate at the beginning of the performance period,

P_2' terminal serviceability index which would be reached in infinite time in the absence of traffic, and

t = time of failure, that is, the length of the performance period.

The functional forms of the expressions for β_{18} , g , g' , and M reflect simply the combinations of the basic parameters which were necessary to fit the data from which the performance equation was derived.

Given that the traffic history is defined by input, the accumulated traffic, W_t , can clearly be thought of as a function of time. Equation 1 can be solved, then, for the length of the performance period; an iterative solution is required due to the non-linear nature of the equation.

It is also possible to determine a failure time, F_k , for the first k layers, where the layers are numbered from the top, by considering the $(k+1)$ layer as the "subgrade." In this calculation, the structural number to be used is the value for the first k layers, and the soil support value is

that specified for the (k+1) layer. Calculations can be performed to determine which part of the road structure has the shortest life. The actual failure time is the minimum of all such failure times, F_k , where k varies from one to the total number of layers. The non-traffic related term is included only when k equals the total number of layers (b = 0 otherwise), and SS is the value for the actual existing subgrade in this case. This procedure is discussed briefly in Reference 3.

NON-LINEAR TRAFFIC MODEL

In pavement management systems for public roads, it is often considered reasonable to assume that the traffic volume increases linearly during the design life (4). For the Forest Service roads, this assumption is not usually valid since there may be heavy traffic during periods of logging sales and light traffic at other times. This is illustrated by Fig 2.3, which could represent the logging-truck traffic history for a road which supported intensive logging operations during the first three years and the twelfth through the fifteenth years of its life.

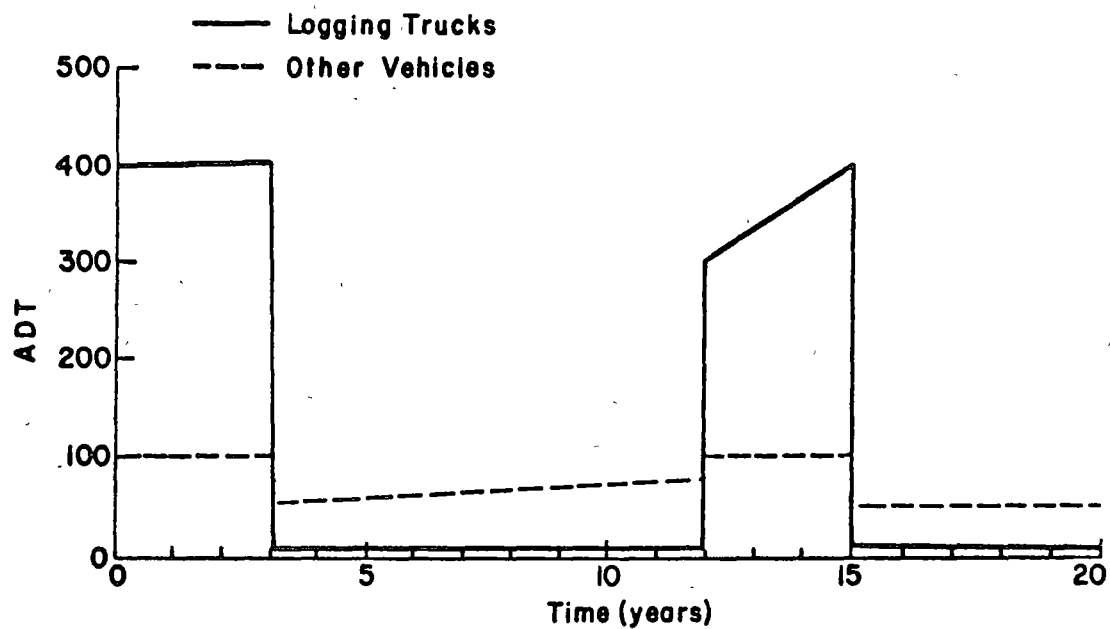
The actual traffic input to the program requires:

- (1) ADT (average daily traffic) at particular times for logging trucks,
- (2) ADT at particular times for other vehicles,
- (3) cumulative 18-kip equivalent single axle loads at particular times for (1), and
- (4) cumulative 18-kip equivalent single axle loads at particular times for (2).

Both ADT and 18-kip equivalent single axle loads are necessary inputs, since ADT is needed for computing both vehicle/user delay costs and vehicle operating/user time costs, and 18-kip equivalent single axle loads are needed for performance model calculations.

STRUCTURAL MODELS

Surfaces used on forest service roads can be classified into two categories, bituminous and aggregate. Factors such as environmental variables and the types and frequency of maintenance activities are usually different for the two types of surfaces. Thus, although the same basic structural model is used for both categories of roads, certain inputs are different. The



Traffic History
ADT

Year	Logging Trucks	Other Vehicles
0.0	400	100
3.0	400	100
3.1	10	50
12.0	10	75
12.1	300	100
15.0	400	100
15.1	10	50
20.0	10	50

Fig 2.3. Example traffic history illustrating the capability of the program to handle variable traffic variations during the analysis period.

minimally acceptable performance level, for example, is generally lower for aggregate surfaced than for bituminous surfaced roads.

It should be mentioned for completeness, that the Forest Service has many miles of unsurfaced roads. These roads, however, are not included in this study.

The AASHTO Structural Model

This model is based on the results of the extensive AASHTO Road Test conducted in Ottawa, Illinois in the late 1950's and early 1960's. The design method introduces a road-user definition of pavement failure rather than one based strictly on structural failure concepts (e.g. cracking and deformation). The road-user failure criterion depends upon the ability of the roadway to serve the public safely and smoothly. This AASHTO structural model can be used to design both bituminous and aggregate surfaced roads. However, additional experimental work to validate and possibly modify the structural model for application to aggregate surfaced roads would be beneficial.

In evaluating alternative structural designs under a simulated real world environment, this model incorporates three basic kinds of physical models:

(1) The traffic model

$$W_{T18} = N_T \sum_{i=1}^n P_i e_i \quad (2)$$

where

- N_T = total number of axles in mixed traffic
- P_i = proportion of axles in the i^{th} load group
- e_i = equivalence factors for i^{th} group
- W_{T18} = total number of 18-kip equivalent single axle load applications.

(2) The structural capacity model

$$SN = \sum_{i=1}^n a_i D_i \quad (3)$$

where

a_i = i^{th} layer coefficient
 D_i = i^{th} layer thickness in inches
 SN = structural number.

The sum of the products of the layer thicknesses and the layer coefficients of the material for each layer is the SN value, which is indicative of the relative ability of the pavement to function as a structural unit.

(3) The AASHTO Performance Model

$$SN = \frac{1.051(W_{t18} R)^{0.1068}}{10^{0.0397(SS-3)} (g-g')^{0.1068/\beta_{18}}} - 1 \quad (4)$$

This equation is discussed in a previous section. It combines the traffic model and structural capacity model to predict the behavior of the pavement, at any time, in terms of its serviceability.

When there is no deterioration due to non-traffic related factors, i.e. $b_1 = 0$ in the g' term (See Eq. 1), Equation 4 can be rearranged to solve for W_{t18} , resulting in the following expression:

$$W_{t18} = \frac{0.62766}{R} g^{1/\beta_{18}} \left[(SN + 1) 10^{0.03973(SS-3.0)} \right]^{9.3633} \quad (5)$$

This equation is being used in the LVR program to solve for the number of 18-kip single axle load applications, that have been accumulated when the serviceability index of the road reaches the minimally acceptable level. This is the failure criterion for bituminous surfaced roads; for aggregate surfaced roads, it is one of the triple criteria as discussed in a previous section.

Because of the exponent of 9.3633 in the previous equation, small errors in either of the multiplicative factors within brackets produce much larger

errors in W_{t18} . Suppose, then, that Q is defined as follows:

$$Q = 10^{0.03973(SS-3)} \quad (6)$$

then the relationship between (positive) errors in Q and resulting errors in W_t are illustrated by the following table:

<u>Error in Q (percent)</u>	<u>Range of Errors in SS required to produce Error in Q</u>	<u>Error in W_{t18} (percent)</u>
1	0.06 - 0.10	9.7
2	0.12 - 0.20	20.7
3	0.18 - 0.30	31.9
4	0.24 - 0.40	44.4
5	0.30 - 0.50	57.9
6	0.36 - 0.60	72.6

In order to give the reader an indication of the error required in SS to produce the error in Q , a range of errors in SS is included in the table. The low value of the range of error in SS corresponds to a SS value of 9 while the high value corresponds to a SS value of 3. Because of the large error generated in W_{t18} for relatively small errors in SS, the user should minimize any errors present in both the SS and SN values. The user could minimize the errors in SS by providing for adequate laboratory soil testing and using correlation charts that have been developed for local materials, if available. In minimizing the errors in SN the user should develop input data for the number of 18-kip SAL and regional factor using the most up to date procedures. In addition, he should try to develop experience or conduct or apply recent research results in selecting appropriate layer coefficients for local materials. Of the variables mentioned above, the soil support value and layer coefficients are probably obtained with the least reliability. These variables should have the highest priority for allocation of available funds for design.

Modified U. S. Army Corps of Engineers Structural Model

The Forest Service considers aggregate surfaced roads to have failed when the rutting of the subgrade reaches a maximum allowable limit. The rutting model currently used by the Forest Service is based on test data collected for aggregate surfaced airfields by the U. S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi (6).

Tests were conducted on three aggregate surfaced test sections. The strength of the clay subgrades varied in CBR value from 2 to 4. The strength of the aggregate materials over the subgrade ranges in CBR value from 9 to 17. The thickness of these aggregate materials varied from 6 inches to 24 inches. The vehicles used to traffic these test sections had wheel loads ranging from 15,000 pounds to 80,000 pounds, and tire inflation pressures ranging from 80 psi to 165 psi. CBR, water content, deflection, and deformation data were recorded throughout testing. From these data, a thickness design equation was developed to design thicknesses for aggregate surfaced airfields and roads. The equation relating thickness requirements to load repetitions, loading condition, and soil strength was reported (6) as:

$$t = f \sqrt{\frac{P}{8.1 \text{ CBR}} - \frac{A}{\pi}} \quad (7)$$

where

t = design thickness, in inches

P = single or equivalent single wheel load, in pounds

A = tire contact area, square inches, which equals wheel load (P) divided by tire contact pressure

f = factor used to account for traffic repetitions; if thickness t were required to support a load P , then the thickness ft would be required to sustain the load P applied repetitively:

$f = K_1 \log c + K_2$

K_1 and K_2 = constants which depend upon the rut depth criterion chosen.

c = number of coverages which will be applied before failure occurs (one coverage occurs when each point of the pavement within the design traffic width receives one load application).

CBR = strength of subgrade soil as determined from the California Bearing Ratio Test.

For a given test section, the thickness over the subgrade, single wheel load, tire pressure, and CBR of the subgrade are all known variables. The only unknown in Eq 1 is the f -factor which can be determined by substituting all other known variables into the equation and solving for f . The number of coverages which produces the predetermined failure rut depth can be obtained from the test data. When ruts exceeded 3 inches, as measured from the 10 foot straightedge, or when overall subsidence was in excess of 4 inches, the road was judged as failed by the Corps of Engineers. After computing the f -factor for each set of the test section data, the computed values of f were plotted versus failure coverages. The method of least squares was used to determine the best equation relating f and coverages as described below (6):

$$f = 0.176 \log c + 0.120 \quad (8)$$

The Forest Service, using the data collected from this study, and the procedure as described above, but using a 2-inch rather than a 3-inch rut depth as a failure criterion, derived an equation for the f -factor as described below:

$$f = 0.216 \log c + 0.1705 \quad (9)$$

Substituting Equation 9 into Equation 7 for f , Equation 7 can be rewritten as:

$$t = (0.216 \log c + 0.1705) \sqrt{\frac{P}{8.1 \text{ CBR}} - \frac{A}{\pi}} \quad (10)$$

This is the equation on which the design chart in Fig 3, Chapter 50 of the Forest Service Design Handbook, is based. To establish that chart, the following assumptions were made:

- (1) Number of coverages equals the number of 18-kip equivalent single axle load applications

$$c = W_{t_{18}}$$

- (2) Wheel load (P) is equal to 9000 pounds

$$P = 9,000 \text{ pounds}$$

- (3) Tire contact pressure is equal to 80 psi, and

$$A = \frac{\text{wheel load}}{\text{tire contact pressure}}$$

$$= \frac{9000}{80} = 112.5 \text{ square inches.}$$

Using the above assumptions, Equation 10 becomes:

$$t = (0.216 \log W_{t_{18}} + 0.1705) \sqrt{\frac{1111.1}{\text{CBR}} - 35.81} \quad (11)$$

The user should remember two important facts in using this model. First, to reiterate point (1) above, a one to one equivalence between the number of coverages of the test traffic and the number of 18-kip single axle load applications has been assumed appropriate. Second, the design charts represent an extrapolation of the design equation well beyond the test data range from which it was derived; the failure coverages in the Corps of Engineers report range from a few coverages up to less than a thousand, while the number of 18-kip applications for a typical Forest Service roadway will range from several thousand up to perhaps a million or more 18-kip equivalent single axle load applications during the design period.

RUTTING PREDICTION MODEL

Rutting or permanent deformation of an aggregate surfaced road is an important failure criterion. When ruts exceed 2-inches in depth, the road is considered to have failed. The rutting model calculates the total number of 18-kip equivalent single axle loads that can then be converted to the time at which failure occurs for the road. Solving Equation 11 for the number of 18-kip equivalent single axle loads results in the equation below called the rutting model:

$$\text{Log } W_{t18} = \frac{t}{0.216 \sqrt{\frac{1111.1}{\text{CBR}} - 35.81}} - 0.789 \quad (12)$$

where

W_{t18} = total number of 18 kip single axle load applications required to produce 2-inch rut depth.

t = the thickness of the surface material over the subgrade (inches) having a layer coefficient of 0.14.

If the layer coefficient of the material is not equal to 0.14 or there are several types of material above the subgrade, the "thickness" variable t can be described by the following equation:

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{a_i D_i}{0.14} \quad (13)$$

where

D_i = the thickness in inches of the i^{th} layer,
 a_i = the layer coefficient of the i^{th} layer, and
 n = number of layers of material above subgrade.

For a road section with three layers of material as shown below, Equation 13 becomes:

$$t = \frac{a_1 D_1}{0.14} + \frac{a_2 D_2}{0.14} + \frac{a_3 D_3}{0.14}$$

For a given subgrade CBR value and a given combination of thicknesses of materials above the subgrade, equation (12) can be solved to predict the cumulative number of 18-kip equivalent single axle load applications at the time of failure. The failure time is the time at which this number of 18-kip equivalent single axle loads will have been accumulated and is calculated from the 18-kip equivalent single axle load versus time data input by the user.

AGGREGATE SURFACE LOSS MODELS

One component of the failure criteria for aggregate surfaced roads is loss of surfacing material due to the action of traffic. In order to accurately predict total cost of these roads, estimates of aggregate loss must be included to reflect added material cost and reduced thicknesses in the structural section. Two techniques for including aggregate loss are described in the following sections.

Loss Prediction Models

Two aggregate loss prediction models were available from the technical literature and both were considered for adoption in this project. One of the models was developed by the Transport and Road Research Laboratory of England based on a study conducted in Kenya (7). In the Kenya model, the aggregate loss is a function of traffic volume, annual rainfall, percentage gradient of the road, and the property of the road surfacing materials. A second aggregate loss prediction model was reported by John Lund (8) for the Forest Service. These two models were used to calculate the aggregate loss for a set of data representing low, moderate, and high values for the terms in each model. The results were presented to the project Advisory Committee at a meeting at Fort Collins, Colorado. The Lund Aggregate Loss Model was chosen by the committee because it was more applicable to Forest Service roadway conditions than the Kenya model. Traffic in the Kenya study was primarily light vehicles, whereas Forest service roads carry a wide range of loads including heavy logging trucks. Presently, this Lund Aggregate Loss Model is included in LVR to estimate the loss of surfacing aggregate under traffic operation.

The Lund study was conducted on aggregate surfaced roads located in the southcentral portion of Oregon on the Eastern side of the Cascades in a generally dry region of the state. Eight aggregate surfaced roads (3 cinder, 2 pit run gravel and 3 crushed basalt) were selected and 23 test sections, 75 feet long were marked off to represent a variety of geometric situations. Cross sections were taken at 25-foot intervals along the road and at 1-foot intervals across the road. Settlement plates were installed in each section at the subgrade level. Laboratory tests were performed on the surfacing material including: gradation, Atterburg limits, sand equivalent, degradation,

maximum dry density and optimum moisture content (AASHTO T-99), Los Angeles abrasion, specific gravity, and sulfate soundness on both coarse and fine aggregates. Traffic counters were placed near the sections and classification studies were conducted.

Several models were developed using regression analysis techniques. The following model was proposed as the best model for consideration:

$$GL = 0.162 + 0.0188 (LT) + 0.0382 (F/C) - 0.00110 (TTU) - 0.00213 (P3/4) \quad (14)$$

where

- GL = Aggregate loss, corrected for settlement, in feet
- LT = Number of loaded log trucks in thousands
- F/C = Fill or cut section (fill = 1.0, side cast = 1.5, cut = 2.0)
- TTU = Total 2 way traffic units in thousands
- P3/4 = Percent of road surfacing sample smaller than 3/4 inches in diameter

where the correlation coefficient (R) is 0.8882.

This model was designed to reflect not only the loss due to traffic, but also all other effects such as rainfall, wind action, and properties of the surfacing material. If the test sections were representative of the full range of both environmental and logging conditions, then the equation could be universally applied. However, this is not the case and the results were not considered to be universally acceptable because of a number of questionable items; therefore, further study was instituted to resolve these questions.

At present a more recent study of aggregate loss by John Lund is nearing completion. When this report is obtained, appropriate modifications to the aggregate loss model will be made to make it more widely applicable. If a user does not wish to use the aggregate loss prediction model, the next section describes how aggregate loss can be input directly into the program.

Direct Input Model

The user has the option of specifying the aggregate loss by direct input rather than by using the Lund aggregate loss model. To accomplish this, the

values of the following two quantities must be specified for each time interval:

- (1) the number of thousands of board-feet of lumber hauled and
- (2) the aggregate loss rate in inches of thickness per thousand board feet of timber hauled.

The appropriate time intervals are the same intervals as those used in the non-linear traffic model, which was discussed earlier.

A constant aggregate loss rate in inches per year may also be input to account for additional loss due to erosion that may not be predicted adequately by the Lund model or the direct input described above. This loss due to erosion will of necessity be selected based on local experience. If the thickness loss due to erosion is negligible, the constant aggregate loss rate is set equal to zero.

ROUTINE MAINTENANCE COST MODEL

The routine maintenance cost covers such things as repairing small failed areas, application of dust palliatives and other items which are not covered under

- (1) seal coat or overlay costs for bituminous surfaced roads or
- (2) grading or aggregate addition costs for aggregate surfaced roads.

The level of routine maintenance is allowed to vary in a piecewise-linear manner exactly as is ADT as discussed in a preceding section. Thus, it is possible to set the cost at a higher level during periods of heavy traffic, than during periods of light traffic.

A provision is also made for decreasing the cost rate after a major rehabilitation. Suppose, for example, that the annual routine maintenance cost per lane mile is specified as \$100 after ten years and \$200 after twenty years. Then the cost rate versus time is as shown in Fig 2.4. If an overlay were performed at the beginning of the fifteenth year, it is reasonable to expect that the subsequent routine maintenance costs would be decreased. Thus, after the overlay, the LVR program automatically changes the cost rate to \$100, the value at the beginning of the time period, and the cost rate begins to increase linearly exactly as before the overlay. The second routine maintenance history is shown in Fig 2.5.

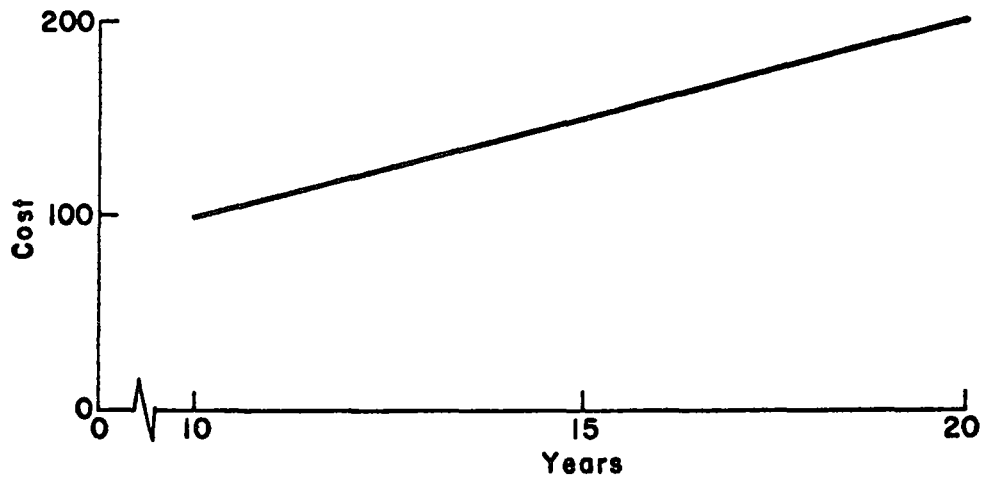


Fig 2.4, Annual routine maintenance cost versus time.

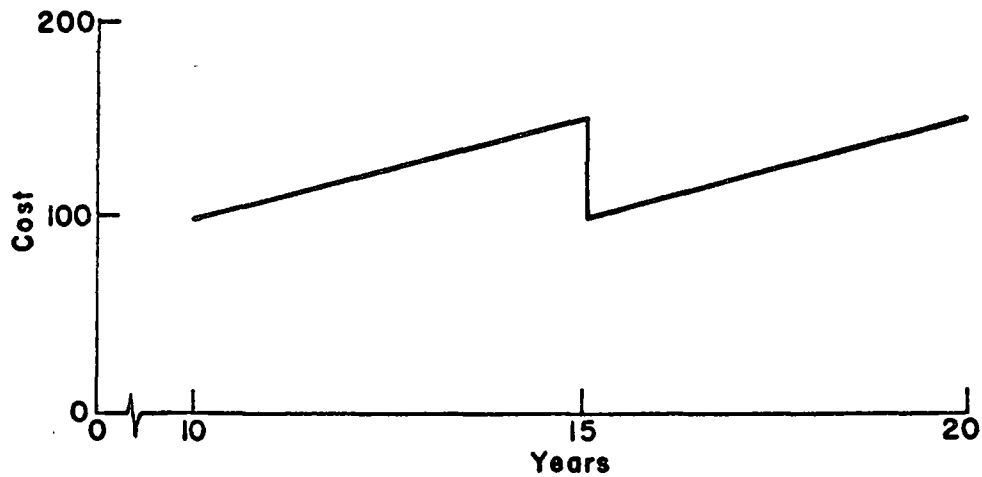


Fig 2.5. Annual routine maintenance cost versus time with adjustment due to overlay at the beginning of the fifteenth year.

It may be desired to have a sharp increase or decrease in routine maintenance at the beginning or end of a period of heavy traffic, such as a logging sale. Suppose, for example, that the annual routine maintenance cost per lane mile was expected to increase from \$100 to \$200 during the first five years of the analysis period, but due to a subsequent decrease in traffic volume, to be a uniform \$50 per year thereafter. This would be specified as follows:

<u>Time</u>	<u>Annual Routine Maintenance Cost</u>
0.00	\$100
5.00	\$200
5.01	\$ 50
25.00	\$ 50

This is exactly the same scheme that is used to model the sharp changes in ADT at the beginning or end of a logging period as shown in Fig 2.3.

USER DELAY MODEL

A user delay model has been incorporated into the program to account for excess time and vehicle operating costs due to maintenance operations on both bituminous and aggregate surfaced roads. These costs are determined at all points of either major or minor maintenance and are based on certain user inputs.

The maintenance operations covered by this model consist of overlays and seal coats for bituminous surfaced roads, and aggregate additions and gradings for aggregate surfaced roads. Except for gradings, all of these operations are modeled similarly, in that all types of traffic are affected by the maintenance operations. For grading, however, the traffic is split into two types, trucks and non-trucks as defined in the non-linear traffic model. Non-trucks are assumed to follow the grader at a greatly reduced speed until the grader pulls off the road to allow them to pass. Trucks, however, are assumed to be capable of crossing the windrow produced by the grading operation, and pass the grader at only a slightly reduced speed. In order for this grading model to be applicable, it is necessary that the road be at least 20 feet wide.

The user delay models included in LVR are basically taken from a report entitled "A Systems Approach to the Flexible Pavement Design Problem" (9). This report provides five detour models for which delay costs may be computed, however, only two of these models are used in LVR. Cost accumulate as the affected vehicles, approaching and leaving the restricted zone caused by the maintenance operation, decelerate, continue at a reduced speed or stop, and accelerate back to normal speed. Costs for each of these components were reported in table form in Reference 8. These cost were determined for vehicles operating on a level, tangent roadway with a vehicle distribution obtained from a "1966 Texas Highway Department Vehicle Classification Study." LVR uses an update of these costs with (1) aggregate surfaced road costs coming from tables for rural roads and (2) bituminous surfaced road costs coming from tables for urban roads. These cost tables will be revised during subsequent work in order to account for the steep grades and sharp curvature present on some Forest Service roads.

A study will then be performed on the sensitivity of the total cost of constructing, maintaining, and using a low-volume road to user delay costs. If this sensitivity is very small, it may be possible to eliminate the user cost calculations from the program. In addition, the vehicle distribution will be adjusted to more accurately reflect traffic on typical Forest Service roads.

Model 2 routes traffic around the maintenance operation by means of alternating traffic flow in the remaining width of the lane. During this time, traffic is stopped in the direction opposite traffic flow. This is the applicable detour model for most forest roads. However, it is necessary that the width of the lane be at least 20 feet wide in order to allow traffic to pass the maintenance equipment. It is also necessary to keep the time required for a vehicle to pass through the restricted zone equal to or less than the time between arrivals of vehicles. Failure to observe this time constraint will result in large waiting times and exorbitant user delay costs. This point is discussed in more detail in the Appendix.

VEHICLE OPERATING COST MODEL

The vehicle operating cost model is designed to give the user the total cost of operating vehicles during the design life of the proposed roadway. The two input parameters supplied by the user are the costs in dollars per lane mile of operating (1) trucks and (2) non-trucks. Using other input parameters supplied by the user, the model outputs expected costs in dollars per lane mile or dollars per square yard at net present value.

Vehicle operating costs are a part of LVR because these costs are such a major cost item for planning purposes. These total costs do not vary with the design and rehabilitation parameters which are analyzed by a particular run of LVR, but will vary between analyses involving comparisons of designs using ACP and aggregate surfaces.

The user can obtain his input costs for trucks and non-trucks in dollars per mile from any source available. One likely source for the future will be the model under development at the University of California (10) for the Forest Service. According to this model, vehicle operating costs are determined by:

- (1) the geometrics of the road, including the grade and curvature,
- (2) the type of road surface, and
- (3) several traffic parameters, including the types of vehicles and the corresponding speed versus distance through the road section for each type of vehicle for each direction.

In order to obtain input costs from this program for comparisons of costs of aggregate surfaced roads and bituminous surfaced roads the user will make two runs using the University of California model. One of the runs will generate operating costs appropriate for a bituminous surfaced road while the other run will generate costs appropriate for an aggregate surfaced road.

BRIEF DESCRIPTION OF PROGRAM LVR

The conceptual flowchart, shown in Fig 2.6, is provided to enable the reader to envision the operation of program LVR. As stated on the flowchart the basic purpose of the program is to calculate and store all feasible design strategies, disregarding the number of layers in particular designs,

then print the 40 most economical designs after arranging them in ascending order by total cost. LVR accomplishes its purposes by following the procedures set out in Fig 2.6. The number 40 was chosen simply because this is a sufficiently large number of candidate designs to examine for reasonable purposes, but the information for 40 designs do not constitute excessive output, as would, say, the information for 400 designs.

Block 1 of Fig 2.6 describes the selection process for initial construction designs. In determining feasible designs the program follows a "strong-arm" factorial evaluation technique. First it calculates the length of time that the minimum specified surface thickness would last, given the specified traffic, and assuming a single layer. If the calculated time is less than the specified minimum time to the first rehabilitation, then the design is discarded as not feasible and the thickness is increased by a specified increment. This procedure is repeated until the incremented thickness exceeds the maximum specified thickness of the surface layer.

For each design, satisfying the thickness constraints, whose calculated life exceeds the minimum time to the first rehabilitation, a rehabilitation strategy is calculated, as discussed in Block 2 of Fig 2.6.

When designs involve two layers, the following factorial design is generated for calculating feasible initial designs. The minimum thickness for both the surface and second layer are selected; the time such a design would last is calculated, given the specified traffic; if the calculated time is less than the specified minimum time to the first rehabilitation, then the design is discarded as not feasible and thicknesses are increased by specified increments, in accordance with the following. Holding the surface thickness constant, the second layer is incremented, each incremented design is evaluated followed by rehabilitation strategies if appropriate. Designs continue to be evaluated by incrementing the second layer until its maximum specified thickness is exceeded. The next step involves incrementing the surface layer and allowing the second layer to vary from its minimum to maximum at each increment of the surface layer. This incrementing process continues until the thickness of the surface reaches the maximum.

Designs involving more than two layers proceed similarly to the procedures of the two layer description. Because of this factorial calculation procedure, the user should specify realistic input data for both the minimum

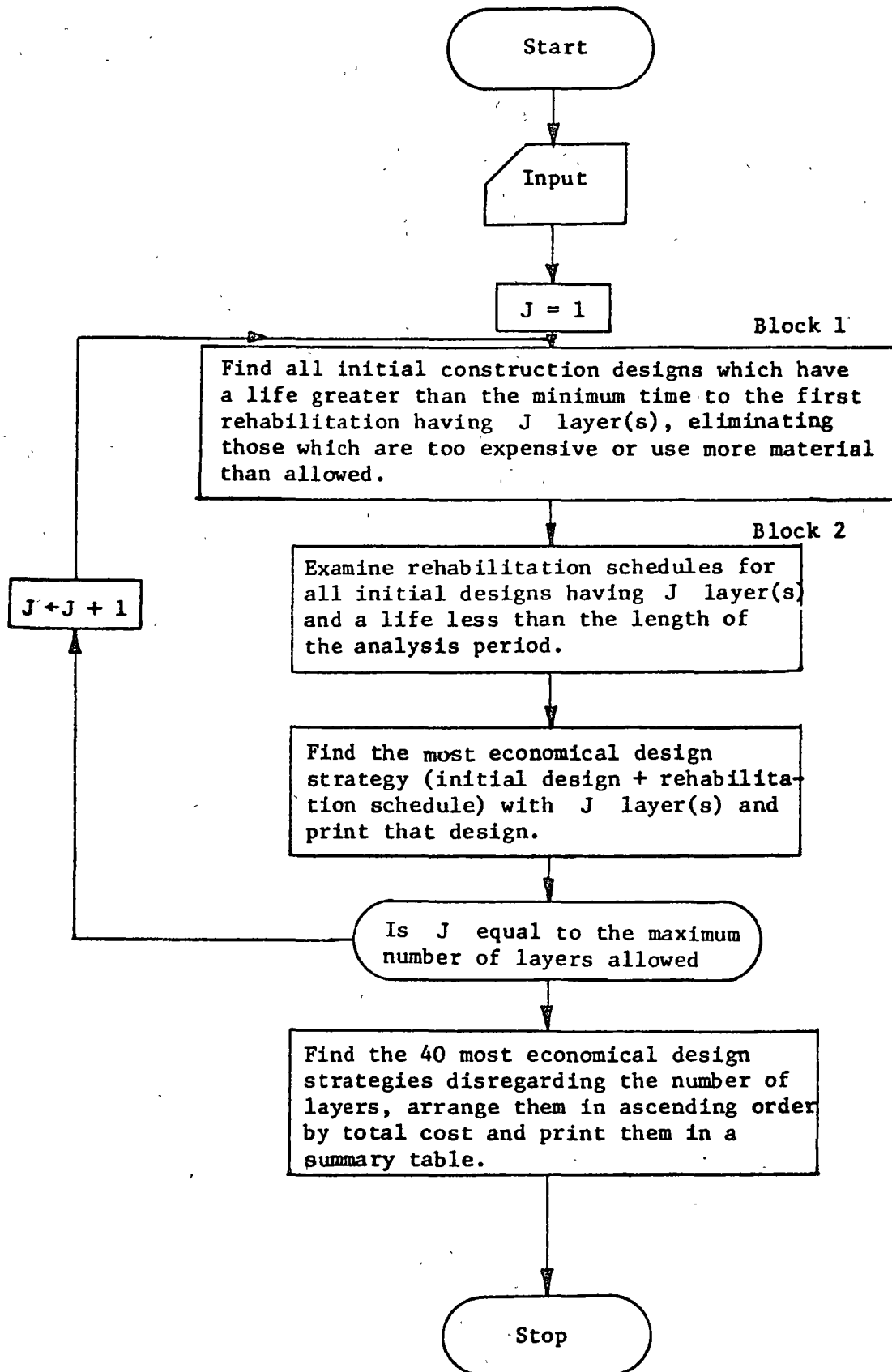


Fig 2.6. Conceptual Flow Chart of Program LVR.

and maximum thicknesses of each layer and type of material to be considered in the design.

In calculating the time that a particular design will last, LVR uses the performance model, which has been described in a previous section. Rehabilitation strategies also make use of the performance model. In the case of aggregate surfaced designs, additional criteria for a feasible design are set by the aggregate loss model and the rutting model, both models have also been described. Another feasibility criterion for all types of designs, is the requirement on initial construction and all rehabilitations that the top layer of a road design must not fail before the overall structure fails. Similar checks are made for the top "k" layers for $k = 1, 2, \text{etc.}$ up to the total number of layers. This prevents the program from classifying a design as feasible if the overall design lasts the length of the performance period but a particular layer fails prematurely.

CHAPTER 3. EXAMPLE PROBLEMS

INTRODUCTION

To demonstrate the capabilities of the LVR program, three example problems are presented. Two of the example problems illustrate the design of aggregate surfaced roads and the third illustrates the design of an asphalt concrete surfaced road. The three examples demonstrate the types of pavement combination problems that can be solved using the existing computer program. These pavement combinations can be described by surface types as

- (1) bituminous surfaced roads,
- (2) aggregate surfaced roads, and
- (3) aggregate surfaced roads that are subsequently resurfaced using a bituminous surface treatment.

Two different sets of input information will be developed to provide solutions to these three types of problems and demonstrate the procedures that a user must follow in utilizing the program.

BITUMINOUS SURFACED ROADS (ACP)

PROBLEM DESCRIPTION AND INPUT VARIABLES

The problem chosen to demonstrate this feature of LVR is one that may be typical of the design of a major road that collects traffic from the branch lines going into the actual timber sale areas. The traffic that has been generated is hypothetical and is designed to demonstrate the flexibility of the program in handling variations in both traffic volume and 18-kip equivalent single axle loads. It is assumed that two periods of intense logging operations occur between years 0 through 5 and 8 through 20, that logging operations terminate at the end of year 5, and the number of logging trucks increases from 0 per day at 5 years to 200 per day at 8 years.

The traffic at the end of the analysis period is assumed to be all passenger or light truck vehicles that produce a very small number of 18-kip equivalent single axle loads. Because of the timber sale schedule, no overlays are permitted before the eighth year.

The subgrade soil is assumed to have a R-value of 20 run at an exudation pressure of 300 psi and is assumed subject only to normal subgrade movements. The road section is located in an area that has a regional factor of 2.0. The materials available for construction consist of a hot-mix asphaltic concrete, a high-stability crushed stone base and a select material available from local sources with R-value strengths of 80, 75 and 60 respectively. These R-values tests were also run at 300 psi exudation pressure. Cost information on the pavement and maintenance materials were obtained from suppliers in the Austin, Texas area during the summer of 1976.

The performance and user delay variables selected were thought to be representative of normal construction and operational practices for low volume roads. An interest rate of 6 percent was selected for computation of net present value.

The following values for input variables were selected as representative of values that might be typical of the situation described above. The values are presented as discussed and arranged in the draft User's Manual included in the Appendix. To be consistent with the presentation of material in the Appendix, the input data and, in some cases, brief descriptions of how the data were developed are presented as they occur by card.

- (a) Card 1 - Program and Problem Description
See echo print in Table 3.3
- (b) Card 2 - Miscellaneous Inputs
Costs in dollars per lane mile
Print 40 designs
3 materials available: ACP, crushed stone base and selected material
20 year analysis period
12 ft. lanes
7 Card Number 4's. The user must wait until 18-kip equivalent single axle load (SAL) traffic data is developed before this entry can be determined.
6 percent interest rate
Paved road: Type 1
1 Entry on Card Number 5. The user must wait until minimum times between performance periods are established before this entry can be determined.
YES Delay cost will be considered.

(c) Card 3 - Performance Variables

Serviceability values chosen for this problem are compatible with those built into the Design Chart for Flexible Pavements used by the Forest Service (5).

Regional Factor is given as 2.0. For other problems use Appendix A or Reference 5 to determine an appropriate value for R.

Initial PSI = 4.2. This is the value built into the Design Chart for Flexible Pavements (5) by the Forest Service and was obtained from the AASHTO Road Test.

PSI after an overlay is assumed equal to 4.2. This value will depend on the quality of resurfacing work produced by local contractors. Terminal PSI = 2.0, see Design Chart for Flexible Pavements (5). Non-Traffic Deterioration Parameters - in the performance equation used in LVR, the basic AASHTO Interim Guide (2) design equation has been modified to reflect changes in PSI that may occur due to non-traffic related variables (See Eq 4). Two factors have been introduced to permit the engineer to include the effect of these non-traffic associated deterioration factors. The effect of these two factors, $P2'$ and b_1 (P2P and BONE in the User's Manual) on PSI with time is shown in Figure 1 of the Appendix. $P2'$ is the level of PSI that could be reached in infinite time if no traffic was permitted on the road, and b_1 defines the rate at which PSI approaches $P2'$.

In choosing values for these two variables, the engineer must rely on past experience or perhaps an educated guess until he develops more experience with these two variables. Table 1 of the Appendix is included to give assistance in selecting values for these variables. Some situations that may produce non-traffic associated deterioration due to changes in vertical profile of the road are:

- (1) Frost-heave,
- (2) Permanent uneven settlement of embankments,
- (3) Local slips on side-hill sections, or
- (4) Soils that swell or shrink with moisture content changes.

Lower bound for PSI at infinite time with no traffic, $P2P$, is assumed to be 3.6.

Rate at which PSI approaches $P2P$, BONE, is 0.02 (See Fig 1 of Appendix for a graphical illustration of the general effects of $P2P$ and BONE).

Since this is an ACP design, P34 and IFC are left blank.

(d) Card 4 - Time Dependent Variables

This card includes the values of variables that may vary with time. For this problem, the appropriate variables are time point, TIMNL(I), in years; daily volume of non-logging vehicles, RNL(I,1); daily volume of logging trucks, RNL(I,2); and cumulative 18-kip equivalent SAL at TIMNL(I), CUM18K(I). The values included in Table 3.1 were generated as appropriate for the conditions described in the problem statement. Traffic data for Card 4 may be generated using the procedures described in Section 1 - Traffic Analysis of Reference 5. Values for the other variables were not needed in the solution of this problem. The reader should notice that the routine maintenance cost, CM(I), does not include seal coat costs. For this problem, seal coat rehabilitations and overlays are assumed to be the only future pavement costs.

TABLE 3.1. CARD 4 INPUT DATA FOR ACP EXAMPLE PROBLEM

TIML(I)	Daily Non-Logging RNL(I,1)	Daily Logging RNL(I,2)	CUM 18K SAL CUM 18K (I)	Routine Maintenance CM(I)	Timber Hauled MBF BDFT(I)	Aggregate Surface Loss, in./MBF BDF TIN(I)
0	70	300	0	0	0	0
5.0	70	300	702,100	0	0	0
5.1	10	0	702,100	0	0	0
8.0	100	200	842,550	0	0	0
8.1	100	300	842,550	0	0	0
20.1	80	300	2,527,450	0	0	0
21.0	50	0	2,527,495	0	0	0

- (e) Card 5 - Minimum Time Between Performance Periods
 Values selected for minimum time between performance periods would normally be selected based on timber sale constraints. Since monies for rehabilitation activities will normally be available only during timber sales, these values are selected so that the computer program will schedule rehabilitation activities at appropriate times. For this problem all times between rehabilitations are assumed to be the same and equal to 8 years.
- (f) Card 6 - Values of Restriction Variables
 These input values should be chosen with care because they restrict and control the number of strategies considered in the optimization process. These restriction variables include those that vary from maximum available funds for initial construction to the maximum permissible aggregate loss due to erosion.
 Maximum funds available for initial construction (units must be compatible with variable 1 on Card 2) = \$50,000/lane mile.
 Maximum allowable total thickness of initial construction = 25 inches
 Minimum thickness of an individual rehabilitation = 1.0 inch
 Accumulated maximum thickness of all rehabilitation = 12 inches
 Maximum thickness of an individual rehabilitation = 5 inches
 The other two variables are for use with aggregate surfaced roads and are left blank
- (g) Card 7 - Overlay Parameters Associated with Overlay and Road Geometrics
 The values selected for variables contained in Cards 7 and 8 are thought to be typical for rural highways. The values selected by the user for a particular problem should be based on local construction practices. These variables are specified only if delay costs are desired. Distance over which traffic is slowed in the:
 (1) rehabilitation direction is assumed to be 1.5 miles
 (2) non-rehabilitation direction is assumed to be 1.5 miles
 Percent of ADT which will pass through the rehabilitation zone during each hour of this activity is assumed to be 10.
- (h) Card 8 - Other Parameters Associated with Traffic Speeds and Delays.
 Specify values for these variables only if delay costs are desired; otherwise insert a blank card in the input data.
 Percent of vehicles stopped by construction equipment and personnel in the:
 (1) rehabilitation direction is assumed to be 35
 (2) non-rehabilitation direction is assumed to be 35
 Average delay per vehicle due to rehabilitation equipment and personnel in the:
 (1) rehabilitation direction is assumed to be 0.1 hours
 (2) non-rehabilitation direction is assumed to be 0.1 hours
 Average approach speed to the rehabilitation area is assumed to be 35 mph.
 Average speed through the rehabilitation area:
 (1) rehabilitation direction is assumed to be 20 mph
 (2) non-rehabilitation direction is assumed to be 20 mph
 Model describing the traffic control situation during rehabilitations is assumed to be Model 2 as shown in Fig 3 of the Appendix.

- (i) Card 9 - Grading or Seal Coat Construction Considerations
 The values selected for these input variables should be based on experience with local contractors and equipment available for grading and seal cost operations. The values selected for this example problem are typical for conditions in Texas.
 Number of passes the seal coat truck makes on a section for coverage is 1.
 Average speed of the seal coat truck is 10 mph.
 Average speed of trucks in the seal coat direction is 10 mph
 Construction cost of a seal coat is \$1200/lane mile.
 Time between seal coats is 2 years. This value reflects the effect of a combination of soft, polish susceptible aggregate and heavy traffic.
 Such an aggregate is assumed in this problem.
 The other variable on this card is appropriate only for aggregate surfaced roads.
- (j) Card 10 - Vehicle Operating Cost
 The values for these input variables must be selected or calculated from published reports or data available from the Washington Office of the Forest Service. New calculation procedures for vehicle operating costs are under development at the San Dimas Equipment Development Center and the University of California at Berkeley. These new procedures should be available within the next few years.
 These values are not used in the economic calculations of the program but are included to provide the user the opportunity of showing the total vehicle operating costs in the summary output table.
- (k) Card 11 - Construction Materials and Their Properties
 The values chosen for these input variables should be selected using procedures outlined in Reference 5, Tables 3 thru 11, and local experience. The user will not be familiar with some of these variables but each is important in selection of optimum strategies. For this example problem the values selected may not necessarily conform to those outlined in Reference 5 but were considered appropriate for the assumed conditions. The layer identification, material code letter and material name are selected by the user in order to provide quick identification and differentiation between materials available for this construction project. The user should recognize that it is possible to enter more than one material for any one or all layers. If there are two surfacing materials available, both should have an ID of 1 but different codes and names. Values for all Card 11 input variables are included in Table 3.2. These values were selected as typical values and do not necessarily follow the recommendations of Reference 5. Costs are those typical of materials in the Austin, Texas area during 1976. Layer coefficients selected are assumed typical of high quality materials available in the Austin, Texas area. For other problems the user should follow guidelines suggested in Tables 4 through 11 of Reference 5.

TABLE 3.2. CARD 11 INPUT DATA FOR ACP EXAMPLE PROBLEM

ID	Code	Name	Cost \$/SY	Layer Coefficient	Layer Thickness Minimum	Layer Thickness Maximum	Salvage Value, (percent)	Soil Support Value
1	A	ACP	25.00	0.40	3.0	10.0	40	
2	B	Crush Stone Base	6.00	0.13	4.0	15.0	60	7.90
3	C	Select Base	2.50	0.09	4.0	15.0	60	6.55
		Subgrade						5.55

The selected minimum layer thicknesses were based on local construction practice. For other problems the user should follow guidelines suggested in Table 3 of Reference 5.

Maximum layer thicknesses selected were based on local construction practice. The selection of these values are critical because of their effect on computer run time. The user should select values large enough to include all normal thicknesses but not so large that excessive computer time is required to consider all feasible designs. As a guide in selecting the maximum layer thickness the user may consider values in the range of 2 to 4 times the minimum layer thickness specified.

Salvage value of a layer represents the residual value of the layer after the design life as a percentage of the initial construction cost. The percentage selected will depend on the level of deterioration to which the pavement is permitted to go. Such factors as cracking and rutting expected in the surface, subgrade intrusion into the base, etc. will affect the residual value of particular materials in particular environments. The user should depend on local experience to develop appropriate salvage value percentages. The values selected for this problem are typical of those where good maintenance practices are observed and are appropriate for state highways in Texas.

Soil support values are required for all materials in order to evaluate thicknesses required for multilayer designs. Since there are no direct laboratory tests available for determining soil support value, the user must rely on correlations relating results from other laboratory test methods to soil support value. Figure 5 of Reference 5 has been used in this problem to relate R-value at 300 psi exudation pressure to soil support value.

DISCUSSION OF SOLUTION

Table 3.4 contains the designs that were generated by LVR for the input data recorded in Table 3.3. The table contains only the 10 lowest cost designs of the 40 designs printed for this problem. Note that the designs are printed in order of lowest cost with the lowest cost designated as design strategy 1. The lowest cost design involves the use of three layers with 5.50 inches of ACP, 4.0 inches of crushed stone base and 4.0 inches of a select material. This initial construction had a design life of 8.7 years at which time a one-inch overlay (with one-inch level up course) extended the life of the pavement through the 20 year design life. For the best 10 design strategies the total cost varies from \$40,359 to \$41,723/lane mile. The total cost includes the initial construction cost, overlay construction cost, delay costs for both overlay and seal coat operations, seal coat costs, routine maintenance cost and a salvage value to reflect the expected value of the road at the end of the current design period.

TABLE 3.3. INPUT DATA FOR AN ACP EXAMPLE PROBLEM

PROB 1B ASPHALT-CONCRETE PAVEMENT EXAMPLE PROBLEM								
THE CONSTRUCTION MATERIALS UNDER CONSIDERATION ARE								
LAYER CODE	MATERIALS	NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT.	SS VALUE
1	A	ACP	25.00	.40	3.00	10.00	40.0	9.20
2	B	CRUSH STONE BASE	6.00	.13	4.00	15.00	60.0	7.90
3	C	SELECT BASE	2.50	.29	4.00	15.00	60.0	6.55
		SUBGRADE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	5.55
THIS IS A PAVED ROAD.								
TOTAL NUMBER OF INPUT MATERIALS, EXCLUDING SUBGRADE								3
LENGTH OF THE ANALYSIS PERIOD (YEARS)								20.0
WIDTH OF EACH LANE (FEET)								12.0
INTEREST RATE OR TIME VALUE OF MONEY (PERCENT)								6.0
REGIONAL FACTOR								2.0
SERVICEABILITY INDEX OF THE INITIAL STRUCTURE								4.2
SERVICEABILITY INDEX P1 AFTER AN OVERLAY								4.2
MINIMUM SERVICEABILITY INDEX P2								2.5
SWELLING CLAY PARAMETERS -- P2 PRIME								3.60
								.0200
								B1
MAX FUNDS AVAILABLE FOR INITIAL DESIGN (DOLLARS PER LN, ML.)								50000.00
MAXIMUM ALLOWED THICKNESS OF INITIAL CONSTRUCTION (INCHES)								25.0
MINIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)								1.0
ACCUMULATED MAXIMUM DEPTH OF ALL OVERLAYS (INCHES)								12.0
MAXIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)								5.0
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE O.D. (MILES)								1.50
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE N.O.D. (MILES)								1.50
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.D. (PERCENT)								35.0
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.O.D. (PERCENT)								35.0
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.D. (HOURS)								.100
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.O.D. (HOURS)								.100
AVERAGE APPROACH SPEED TO THE OVERLAY ZONE (MPH)								35.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN O.D. (MPH)								20.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN N.O.D. (MPH)								20.0
AVERAGE SPEED OF THE GRADER OR S.C. TRUCK. (MPH)								10.0
TRAFFIC MODEL USED IN THE ANALYSIS								2
OPERATING COST FOR NON-TRUCKS (DOLLARS/MILE)								.15
OPERATING COST FOR TRUCKS (DOLLARS/MILE)								1.25
TIME BETWEEN SEAL COAT (YEARS)								2.0
VALUES FOR THE MINIMUM TIME BETWEEN REHABILITATIONS (YEARS)								
								8.0

TABLE 3.3. (Continued)

PROB 18 ASPHALT-CONCRETE PAVEMENT EXAMPLE PROBLEM

GRAVEL LOSS DUE TO EROSION (INCHES/YEAR)	0.00
MINIMUM THICKNESS OF THE TOP LAYER BEFORE A GRAVEL ADD. (INCHES)	0.0
COST OF A SEAL COAT (DOLLARS/LANE MILE)	1200.00
NUMBER OF PASSES THE GRADER OR SEAL COAT TRUCK MAKES	1
PROPORTION OF ADT ARRIVING EACH HOUR OF CONSTRUCTION (PERCENT)	10.0

TIME-DEPENDENT VARIABLES

TIME (YEARS)	NON-TRUCKS (PER DAY)	TRUCKS (PER DAY)	10-KIP EQUIV. AXLES	ROUT. MAINT. (DOL./LNML)	LUMBER HAULED (MBF)	GRAVEL LOSS (IN./MBF)
0.0	70	300	0	0.00	-0.0	-0.0
5.0	70	300	702100	0.00	-0.0	-0.0
5.1	10	0	702100	0.00	-0.0	-0.0
8.0	100	200	842550	0.00	-0.0	-0.0
8.1	100	300	842550	0.00	-0.0	-0.0
20.0	80	300	2527450	0.00	-0.0	-0.0
21.0	50	0	2527495	0.00	-0.0	-0.0

IF THE EXPECTED LIFE OF THE ROAD IS GREATER THAN THE ANALYSIS PERIOD (CL) + 5 YEARS, THEN THE LIFE IS SET TO CL + 5 BEFORE THE RESULTS ARE PRINTED. LIGHT TRAFFIC AFTER THE ANALYSIS PERIOD PRODUCES A SMALL NO. OF 10-KIP-EQUIV. AXLE LOADS RESULTING IN LONG TIMES TO FAILURE.

TABLE 3.4. OUTPUT FOR ACP EXAMPLE PROBLEM

PROB 10 ASPHALT-CONCRETE PAVEMENT EXAMPLE PROBLEM

SUMMARY OF THE BEST DESIGN STRATEGIES
IN ORDER OF INCREASING TOTAL COST
(DOLLARS PER LN.ML.)

LANE WIDTH = 12.0 FT.

	1	2	3	4	5
MATERIAL ARRANGEMENT	ARC	ABC	ABC	ABC	ABC
INIT. CONST. COST	33538.25	34762.47	34711.58	34762.76	40773.88
OVERLAY CONST. COST	5787.45	5459.86	5787.45	5787.45	0.00
DELAY COST OVERLAY	777.01	722.28	774.96	774.96	0.00
DELAY COST SEAL COAT	14.97	15.02	14.85	14.85	17.17
SEAL COAT COST	5448.82	5640.95	5414.53	5414.53	6307.34
ROUTINE MAINT. COST	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SALVAGE VALUE	-5207.37	-5359.80	-5426.88	-5436.08	-5646.39
TOTAL COST	40359.13	41238.77	41276.50	41316.08	41451.93
NON-TRUCK OPER. COST	51150.87	51150.87	51150.87	51150.87	51150.87
TRUCK OPERATING COST	1468823.55	1468823.55	1468823.55	1468823.55	1468823.55
NUMBER OF LAYERS	3	3	3	3	3
LAYER DEPTH (INCHES)					
D(1)	5.50	5.75	5.50	5.50	6.50
D(2)	4.00	4.00	5.00	4.00	4.00
D(3)	4.00	4.00	4.00	6.50	4.00
NO. OF PERF. PERIODS	2	2	2	2	1
PERF. TIME (YEARS)					
T(1)	8.7	10.0	8.9	8.9	25.0
T(2)	25.0	25.0	25.0	25.0	
OVERLAY STRAT. (INCHES) (INCLUDING LEVEL-UP)					
O(1)	2.0	2.0	2.0	2.0	
NUMBER OF SEAL COATS	8	8	8	8	9
SEAL COAT SCHEDULE (YEARS)					
SC(1)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
SC(2)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
SC(3)	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
SC(4)	10.7	8.0	10.9	10.9	8.0
SC(5)	12.7	12.0	12.9	12.9	10.0
SC(6)	14.7	14.0	14.9	14.9	12.0
SC(7)	16.7	16.0	16.9	16.9	14.0
SC(8)	18.7	18.0	18.9	18.9	16.0
SC(9)					18.0

TABLE 3.4 (Continued)

PROB 18 ASPHALT-CONCRETE PAVEMENT EXAMPLE PROBLEM

SUMMARY OF THE BEST DESIGN STRATEGIES
IN ORDER OF INCREASING TOTAL COST
(DOLLARS PER LN,ML.)

LANE WIDTH = 12.0 FT.

	6	7	8	9	10

MATERIAL ARRANGEMENT	ABC	ABC	AB	ABC	ABC
INIT. CONST. COST	40822,98	40822,69	35102,22	40871,87	35933,80
OVERLAY CONST. COST	0,00	0,00	5787,45	0,00	5150,81
DELAY COST OVERLAY	0,00	0,00	774,96	0,00	673,76
DELAY COST SEAL COAT	17,17	17,17	14,85	17,17	14,64
SEAL COAT COST	6307,34	6307,34	5414,53	6307,34	5529,02
ROUTINE MAINT. COST	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SALVAGE VALUE	-5655,59	-5579,31	-5499,96	-5588,51	-5579,31

TOTAL COST	41491,91	41567,89	41594,06	41607,87	41722,72

NON-TRUCK OPER. COST	51150,87	51150,87	51150,87	51150,87	51150,87
TRUCK OPERATING COST	1468823,55	1468823,55	1468823,55	1468823,55	1468823,55

NUMBER OF LAYERS	3	3	2	3	3

LAYER DEPTH (INCHES)					
D(1)	6,50	6,75	5,50	6,75	5,75
D(2)	5,00	5,00	7,00	4,00	5,00
D(3)	6,50	4,00		6,50	4,00

NO. OF PERF. PERIODS	1	1	2	1	2

PERF. TIME (YEARS)					
T(1)	25,0	24,6	8,9	25,0	10,9
T(2)			25,0		25,0

OVERLAY STRAT.(INCHES)					
(INCLUDING LEVEL-UP)					
O(1)			2,0		2,0

NUMBER OF SEAL COATS	9	9	8	9	8

SEAL COAT SCHEDULE					
(YEARS)					
SC(1)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
SC(2)	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
SC(3)	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
SC(4)	8,0	8,0	10,9	8,0	8,0
SC(5)	10,0	10,0	12,9	10,0	12,9
SC(6)	12,0	12,0	14,9	12,0	14,9
SC(7)	14,0	14,0	16,9	14,0	16,9
SC(8)	16,0	16,0	18,9	16,0	18,9
SC(9)	18,0	18,0		18,0	

The reader should notice that the most economical design involves use of the minimum thickness of both the base and subbase layers. These minimums are dictated by normal and proper construction practice. The program orders design strategies based on total cost only; therefore, the user must be careful to specify proper values for these minimum thicknesses or unreasonable layer thicknesses from a construction standpoint may be generated. The user should also recognize that the really critical factors governing selection of thicknesses is the ratio of layer cost to layer relative strength coefficient. If the user has available an ACP at a cost of \$40/ton with a strength coefficient of 0.4 and a crushed stone material at a cost of \$30/ton (perhaps due to high transportation charges) with a strength coefficient of 0.14, the best design strategy will probably involve a single layer design of ACP because of the superior ratio of cost to strength coefficient of the ACP as compared to the stone.

Notice also that of the five best designs four have the same surface thickness, 5.5 inches. Of these four designs, three have the same length of time to the end of the first performance period, 8.9 years, while design 1 has a life of 8.7 years. The occurrence of the same life for several initial structures which have the same surface thickness but different total thicknesses results from the criteria for choosing the length of time to the first overlay (or the end of the first performance period). Three criteria are used to calculate this time. A discussion of this calculation procedure is included in the section titled Aggregate Surfaced Roads Failure Criteria of Chapter 2. For design 1, the life of the total structure controls, but for designs 3, 4 and 8 the controlling criterion is the maximum life of the surface layer; therefore, $T(1)$ is equal for all three of these designs. This conclusion can be verified by using the procedure described in Method 2, pages 50 - 41 and 42 of the Forest Service Transportation Engineering Handbook (5).

Time $T(2)$ is the length of the second performance period. Notice that for the first eight designs, $T(2)$ equals 25 years, and for designs 9 and 10 $T(1)$ is 25 years. The 25 years results from a decision by project staff to limit the recorded life of a design to the input value of design life plus 5.0 years. Lives in excess of this limiting value occur because the traffic at the end of the design life usually consists of only automobile and pickup traffic and no logging trucks. Since approximately 2500 automobiles are required to produce one 18-kip equivalent single axle load, the design life

can be extended for a very long period of time if only a few 18-kip equivalent single axle loads remain after the design life and before failure. To eliminate possible computer problems produced by these long times, the project staff arbitrarily limited the length of the last performance period to the design life plus five years. The user must recognize that the period of time the roadway lasts after the end of the analysis period is a function of both the traffic and non-traffic deterioration input for that period.

AGGREGATE SURFACED ROADS

PROBLEM DESCRIPTION AND INPUT VARIABLES

The problem chosen to demonstrate this part of LVR involves a road designed to service three modest timber sales over a period of 20 years. The schedule of activities is:

- (1) the first timber sale involves 8 million board feet (MMBF) and lasts from year 0 to year 4;
- (2) 2 years of no logging activity;
- (3) a second sale involving 10 MMFB lasting from year 6 to year 11;
- (4) 4 years of no logging activity;
- (5) the last sale involves 12 MMBF and lasts from year 15 to year 20;
- (6) after 20 years traffic is recreational and Forest Service administrative.

The annual traffic for this road has been assumed and is shown in Table 3.5 under time dependent variables. Since funds for reconstruction and major rehabilitation are available only during the period immediately preceding a timber sale, the minimum times to the first overlay (regravelling) and between overlays (regravellings) have been set equal to 6 and 9, respectively.

The subgrade soil is assumed to have a CBR value of 3.0 and the soil is subject to some minor movements; therefore, the value of P2 prime is assumed to be 2.5. This value of P2 prime is lower than that selected for the ACP problem, but the rate, defined by variable B1, at which the PSI approaches P2 prime has been set to 0.02 as in the previous example. The site is located in an area with a regional factor of 2.3. For this aggregate road, a minimum serviceability level (PSI) of 1.5 was chosen as appropriate. Three materials are available for the initial construction:

- (1) Material A, a dense-graded crushed rock for the surface,
- (2) Material B, an open-graded crushed rock for the base (the same material as in the surface but with a different grading), and
- (3) Material C, a cinder material for the base.

These three materials A, B and C, are assumed to have been laboratory tested with resulting CBR values of 80, 55, and 30, and soil support values of 9.35, 8.60 and 7.40, respectively. The layer coefficients selected for the three materials A, B, and C are assumed to be 0.13, 0.10, and 0.99, respectively. Two types of materials are used to produce the three materials available. The differences between the surface material and base material for the crushed rock is gradation, with the finer gradation used as the surface. Costs for these materials are typical of 1976 costs in Regions where such materials are available.

Performance and user delay variables are representative of normal construction and operational practices for aggregate surfaced roads. An interest rate of 7.0 percent was selected for computation of net present value. Rather than burden the reader with a repetition of the detailed development of values for other input variables, it is sufficient to say that the same logic was applied in developing input values for this problem. All input values are included in Table 3.5.

DISCUSSION OF SOLUTION

Table 3.6 contains ten of the designs generated by LVR for the input data recorded in Table 3.5. Of the forty designs contained in the summary table, the first 18 designs involved use of the dense graded crushed rock surface and cinders base. Design 19 involved the use of both the dense and the open graded crushed rock.

The lowest cost design involves 8.0 inches of dense graded crushed rock with 10.0 inches of cinder base. This design has an initial life of 6.5 years, at which time a one-inch gravel addition extends the life to 17.8 years, and then a final one-inch gravel addition permits the structure to last through the analysis period. For the ten most economical design strategies the total costs range from \$18,691 to \$20,829/14 ft. lane-mile. These total costs include the seven previously mentioned cost categories. Notice that the grading costs vary among the strategies. This variation

TABLE 3.5. INPUT FOR AN AGGREGATE SURFACED ROAD EXAMPLE PROBLEM

PROB 1A AGGREGATE SURFACED PAVEMENT DESIGN EXAMPLE PROBLEM							
THE CONSTRUCTION MATERIALS UNDER CONSIDERATION ARE							
LAYER CODE	MATERIALS	NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT. VALUE
1	A	CR ROCK DENSE	6.00	.13	3.00	12.00	50.0 9.35
2	B	CR ROCK OPEN	5.00	.10	4.00	15.00	80.0 8.60
2	C	CINDERS BASE	2.50	.09	4.00	15.00	80.0 7.40
		SUBGRADE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0 3.00
THIS IS AN UNPAVED ROAD EQUALLY IN CUT AND FILL (OVERLAYS FOR UNPAVED ROADS ARE GRAVEL ADDITIONS)							
TOTAL NUMBER OF INPUT MATERIALS, EXCLUDING SUBGRADE							3
LENGTH OF THE ANALYSIS PERIOD (YEARS)							20.0
WIDTH OF EACH LANE (FEET)							14.0
INTEREST RATE OR TIME VALUE OF MONEY (PERCENT)							7.0
REGIONAL FACTOR							2.3
SERVICEABILITY INDEX OF THE INITIAL STRUCTURE							4.0
SERVICEABILITY INDEX P1 AFTER AN OVERLAY							4.0
MINIMUM SERVICEABILITY INDEX P2							1.5
SWELLING CLAY PARAMETERS -- P2 PRIME							2.50
							.0200
MAX FUNDS AVAILABLE FOR INITIAL DESIGN (DOLLARS PER LN, ML.)							25000.00
MAXIMUM ALLOWED THICKNESS OF INITIAL CONSTRUCTION (INCHES)							32.0
MINIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)							1.0
ACCUMULATED MAXIMUM DEPTH OF ALL OVERLAYS (INCHES)							12.0
MAXIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)							6.0
DISTANCE GRADER OPERATES BEFORE LETTING VEHICLES PASS. (MILES)							.2
PERCENT OF ROAD SURFACING SMALLER THAN 3/4 IN. IN DIAMETER							100.0
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE O.D. (MILES)							1.00
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE N.O.D. (MILES)							1.00
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.D. (PERCENT)							100.0
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.O.D. (PERCENT)							100.0
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.D. (HOURS)							.200
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.C.D. (HOURS)							.200
AVERAGE APPROACH SPEED TO THE OVERLAY ZONE (MPH)							25.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN O.D. (MPH)							10.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN N.O.D. (MPH)							10.0
AVERAGE SPEED OF THE GRADER OR S.C. TRUCK. (MPH)							5.0
AVERAGE SPEED OF TRUCKS IN THE GRADING DIRECTION (MPH)							20.0
TRAFFIC MODEL USED IN THE ANALYSIS							2
OPERATING COST FOR NON-TRUCKS (DOLLARS/MILE)							.20
OPERATING COST FOR TRUCKS (DOLLARS/MILE)							1.50
TIME BETWEEN GRADING (YEARS)							.3
VALUES FOR THE MINIMUM TIME BETWEEN REHABILITATIONS (YEARS)							

6.0

9.0

TABLE 3.5. (Continued)

PROB 1A AGGREGATE SURFACED PAVEMENT DESIGN EXAMPLE PROBLEM

GRAVEL LOSS DUE TO EROSION (INCHES/YEAR)	0.00
MINIMUM THICKNESS OF THE TOP LAYER BEFORE A GRAVEL ADD. (INCHES)	2.0
COST OF A GRADING (DOLLARS/LANE MILE)	100.00
NUMBER OF PASSES THE GRADER OR SEAL COAT TRUCK MAKES	3
PROPORTION OF ADT ARRIVING EACH HOUR OF CONSTRUCTION (PERCENT)	8.0

TIME-DEPENDENT VARIABLES

TIME (YEARS)	NON-TRUCKS (PER DAY)	TRUCKS (PER DAY)	18-KIP EQUIV. AXLES	ROUT. MAINT. (DOL./LNML)	LUMBER HAULED (MBF)	GRAVEL LOSS (IN./MBF)
0.0	19	3	0	0.00	-0.0	-0.0
4.0	19	3	5760	0.00	-0.0	-0.0
4.1	27	0	5760	0.00	-0.0	-0.0
5.9	27	0	5765	0.00	-0.0	-0.0
6.0	19	4	5765	0.00	-0.0	-0.0
11.0	19	4	12960	0.00	-0.0	-0.0
11.1	22	0	12960	0.00	-0.0	-0.0
14.9	32	0	12965	0.00	-0.0	-0.0
15.0	32	5	12965	0.00	-0.0	-0.0
20.0	32	5	18720	0.00	-0.0	-0.0
20.1	32	0	18720	0.00	-0.0	-0.0
25.0	32	0	18725	0.00	-0.0	-0.0

IF THE EXPECTED LIFE OF THE ROAD IS GREATER THAN THE ANALYSIS PERIOD (CL) + 5 YEARS, THEN THE LIFE IS SET TO CL + 5 BEFORE THE RESULTS ARE PRINTED. LIGHT TRAFFIC AFTER THE ANALYSIS PERIOD PRODUCES A SMALL NO. OF 18-KIP-EQUIV. AXLE LOADS RESULTING IN LONG TIMES TO FAILURE.

TABLE 3.6. OUTPUT FOR AN AGGREGATE SURFACED RUN EXAMPLE PROBLEM

PROB 1A AGGREGATE SURFACED PAVEMENT DESIGN EXAMPLE PROBLEM

SUMMARY OF THE BEST DESIGN STRATEGIES
IN ORDER OF INCREASING TOTAL COST
(DOLLARS PER LN,ML.)

LANE WIDTH = 14.0 FT.

	1	2	3	4	5
MATERIAL ARRANGEMENT	AC	AC	AC	AC	AC
INIT. CONST. COST	16654.81	17795.56	18023.70	18251.85	19164.44
GRAVEL ADDITION COST	1257.48	744.58	744.58	796.71	405.00
DELAY CST GRVL. ADD.	41.39	20.30	20.30	21.72	18.14
DELAY COST GRADING	142.03	144.10	144.21	144.28	142.67
GRADING COST	3543.54	3588.53	3593.08	3596.38	3570.22
ROUTINE MAINT. COST	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SALVAGE VALUE	-2947.89	-3006.85	-2947.89	-2888.93	-3183.72
TOTAL COST	18691.37	19286.22	19577.99	19922.00	20116.76
NON-TRUCK OPER. COST	19022.84	19022.84	19022.84	19022.84	19022.84
TRUCK OPERATING COST	16953.96	16953.96	16953.96	16953.96	16953.96
NUMBER OF LAYERS	2	2	2	2	2
LAYER DEPTH (INCHES)					
D(1)	8.00	8.00	9.00	10.00	9.00
D(2)	10.00	12.00	10.00	8.00	12.00
NO. OF PERF. PERIODS	3	2	2	2	2
PERF. TIME (YEARS)					
T(1)	6.5	8.5	8.8	7.8	17.6
T(2)	17.8	25.0	25.0	25.0	25.0
T(3)	25.0				
GRAVEL ADD. STRAT. (INCHES)					
GA(1)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
GA(2)	1.0				
NUMBER OF GRADINGS	65	66	66	66	65
A GRADING IS TO BE DONE EVERY .3 YEARS					

TABLE 3.6. (Continued)

PROB	1A	AGGREGATE SURFACED PAVEMENT DESIGN EXAMPLE PROBLEM				
SUMMARY OF THE BEST DESIGN STRATEGIES IN ORDER OF INCREASING TOTAL COST (DOLLARS PER LN.ML.)						
LANE WIDTH = 14.0 FT.						
	6	7	8	9	10	

MATERIAL ARRANGEMENT	AC	AC	AC	AC	AC	
INIT. CONST. COST	18936.30	18480.00	19392.59	19506.67	18708.15	
GRAVEL ADDITION COST	744.58	1230.98	463.69	744.58	1345.58	
DELAY CST GRVL. ADD.	20.30	40.20	20.77	20.30	44.28	
DELAY COST GRADING	144.10	142.56	142.47	144.10	141.83	
GRADING COST	3588.53	3562.65	3566.79	3588.53	3537.62	
ROUTINE MAINT. COST	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
SALVAGE VALUE	-3242.68	-3006.85	-3124.75	-3360.60	-2947.89	

TOTAL COST	20191.13	20449.54	20461.55	20643.59	20829.49	

NON-TRUCK OPER. COST	19022.84	19022.84	19022.84	19022.84	19022.84	
TRUCK OPERATING COST	16953.96	16953.96	16953.96	16953.96	16953.96	

NUMBER OF LAYERS	2	2	2	2	2	

LAYER DEPTH (INCHES)						
D(1)	8.00	11.00	10.00	8.00	12.00	
D(2)	14.00	6.00	10.00	15.00	4.00	

NO. OF PERF. PERIODS	2	3	2	2	3	

PERF. TIME (YEARS)						
T(1)	8.5	7.0	15.8	8.5	6.2	
T(2)	25.0	19.1	25.0	25.0	17.0	
T(3)		25.0			25.0	

GRAVEL ADD. STRAT. (INCHES)						
GA(1)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
GA(2)		1.0			1.0	

NUMBER OF GRADINGS	66	65	65	66	65	

A GRADING IS TO BE DONE EVERY .3 YEARS						

occurs because the strategies require a different number of gradings at different times in the life of the pavement. If a gravel addition occurs within one month of a scheduled grading, the grading is eliminated from consideration. Therefore the number of gradings is affected by both the number and time of occurrence of other rehabilitation.

Designs 2, 6, and 9 have a surface thickness of 8.0 inches of dense graded crushed rock for which the time to the first performance period is 8.5 years. In this case, the life of the surface thickness controls. For designs 3, 5, 12 and 16 (last two not included in Table 3.6), the surface thickness is 9.0 inches. In designs 3 and 5, the requirements for the total structure control the length of the first performance period, but for designs 12 and 16 the surface thickness criterion controls and the time is 18.3 years.

AGGREGATE SURFACED ROAD WITH SUBSEQUENT APPLICATION OF BITUMINOUS SURFACING

PROBLEM DESCRIPTION AND INPUT VARIABLES

The previous aggregate surfaced problem input data are used in order to demonstrate the capabilities of the existing program to design an initial construction using an aggregate surface and then an overlay using a surface treatment at the beginning of a subsequent performance period. The user must modify the input data for Run 2 in order to reflect accurately the previous traffic and cost conditions. This modification can be handled in the following manner:

Run 1 - Select initial construction parameters.

- (1) The design life is equal to the length of the first performance period (time until second timber sale or other time at which a surface treatment is desired). It is adequate to include only traffic and associated time-dependent variables for the first performance period; however, the user may include the data for the entire design.
- (2) The surface type is aggregate.

Run 2 - Select the desired rehabilitation policy:

- (1) The design life is the actual required design life minus the length of the first performance period.
- (2) The surface type is bituminous.

- (3) The desired initial construction design is selected for the aggregate layers from Run 1. The aggregate surface thickness should be reduced by the amount of aggregate loss in the first performance period. This thickness loss can be obtained by evaluating the aggregate loss function (8) as discussed in the previous chapter or by estimating the loss using a ratio such as one inch of loss per 40 million board feet of timber.
- (4) The effect of accumulated traffic for the existing structure can be handled in two ways:
 - (a) Ignore the previous traffic and assume that the existing structure has the same capacity for traffic at the beginning of the second performance period that it did at the beginning of the first performance period or
 - (b) Reduce the layer coefficients of the initial structure to reflect the effect of traffic during the first performance period. This reduction would be appropriate only if the engineer can describe the loss of layer coefficient with time based on local experience with aggregates.
- (5) For the structure existing at the end of the first performance period,
 - (a) The cost assigned for each material in Run 2 is set to zero. These costs have already been converted to net present value for time zero and should not be included again.
 - (b) The thickness assigned to these materials is set so that the minimum and maximum thicknesses are equal to each other.
 - (c) The layer number assigned to these materials is set equal to the number used in Run 1 plus one
- (6) For the new surface that is to be a surface treatment, the cost should be included and the layer coefficient should be larger than that for the layer immediately below it, the "effective" thickness should be set to reflect the added structural integrity produced by that material. (Suggested values for: layer coefficient are 0.20 to 0.25 for an effective thickness of one-fourth inch.)
- (7) The thickness of overlay material should reflect the "effective" thickness of additional structural integrity that a surface treatment would provide. The minimum and maximum thicknesses of individual overlays should be set equal in order to reflect normal surface treatment construction practice.
- (8) If no seal coats are desired during the performance periods, the time between seal coats should be set equal to a value greater than the design life.
- (9) The costs for both Runs 1 and 2 should be combined to produce a total net present value cost at time zero for Run 1. This conversion can be accomplished by dividing the costs from Run

2 by $(1 + r)^n$, where r is the interest rate and n is the time to the beginning of the second performance period in years, and then adding such costs to the costs obtained in Run 1.

An additional correction term must be included to account for the fact that the salvage value is accrued at the end of the analysis period, not at the end of the first performance period as in Run 1; the end of the first performance period is treated as if it were the end of an analysis period for purely computational purposes.

Thus, if the first performance period is n years and the entire analysis period is n_T years,

$$\text{true salvage value for initial structure} = \frac{\text{salvage value printed in Run 1}}{(1 + r)^{n_T - n}}$$

If the expression on the right is denoted S_T and "salvage value printed in Run 1" is denoted S_p , the correction term which must be added to the Run 1 cost plus the Run 2 cost over $(1 + r)^n$ to get the total cost is

$$S_p - S_T$$

This procedure, which is rather difficult to explain but is simple computationally, is illustrated numerically in the following section.

For the problem described in the previous section, the input data have been modified as shown in Tables 3.7 and 3.9. The reader should carefully note that in Table 3.9 traffic for years after the first performance is simply the total accumulated traffic minus the traffic during the first performance period. The other variables have been modified as indicated in the above discussion.

DISCUSSION OF SOLUTION

Run 1 - Select initial construction parameters. The only change of consequence in the input data from the previous example problem is in the length of the analysis period, from 20.0 to 4.0 years, as shown in Table 3.7. The resulting output from Run 1 is shown in Table 3.8. Notice that a

TABLE 3.7. INPUT DATA FOR THE FIRST RUN OF A SURFACE TREATMENT EXAMPLE PROBLEM

PROB 1C SURFACE TREATMENT RUN 1 - UNPAVED								
THE CONSTRUCTION MATERIALS UNDER CONSIDERATION ARE								
LAYER CODE	MATERIALS	NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT.	SS VALUE
1	A	CR ROCK DENSE	6.00	.13	4.00	20.00	50.0	9.35
2	B	CR ROCK OPEN	5.00	.10	4.00	15.00	80.0	8.60
2	C	CINDERS BASE	2.50	.09	4.00	15.00	80.0	7.40
		SUBGRADE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	3.00
THIS IS AN UNPAVED ROAD EQUALLY IN CUT AND FILL (OVERLAYS FOR UNPAVED ROADS ARE GRAVEL ADDITIONS)								
TOTAL NUMBER OF INPUT MATERIALS, EXCLUDING SUBGRADE								3
LENGTH OF THE ANALYSIS PERIOD (YEARS)								4.0
WIDTH OF EACH LANE (FEET)								14.0
INTEREST RATE OR TIME VALUE OF MONEY (PERCENT)								7.0
REGIONAL FACTOR								2.3
SERVICEABILITY INDEX OF THE INITIAL STRUCTURE								4.0
SERVICEABILITY INDEX P1 AFTER AN OVERLAY								4.0
MINIMUM SERVICEABILITY INDEX P2								1.5
SWELLING CLAY PARAMETERS -- P2 PRIME								2.50
B1								.0200
MAX FUNDS AVAILABLE FOR INITIAL DESIGN (DOLLARS PER LN, ML.)								25000.00
MAXIMUM ALLOWED THICKNESS OF INITIAL CONSTRUCTION (INCHES)								32.0
MINIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)								1.0
ACCUMULATED MAXIMUM DEPTH OF ALL OVERLAYS (INCHES)								12.0
MAXIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)								6.0
DISTANCE GRADER OPERATES BEFORE LETTING VEHICLES PASS, (MILES)								.2
PERCENT OF ROAD SURFACING SMALLER THAN 3/4 IN. IN DIAMETER								100.0
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE O.D. (MILES)								1.00
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE N.O.D. (MILES)								1.00
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.D. (PERCENT)								100.0
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.O.D. (PERCENT)								100.0
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.D. (HOURS)								.200
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.O.D. (HOURS)								.200
AVERAGE APPROACH SPEED TO THE OVERLAY ZONE (MPH)								25.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN O.D. (MPH)								10.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN N.O.D. (MPH)								10.0
AVERAGE SPEED OF THE GRADER OR S.C. TRUCK, (MPH)								5.0
AVERAGE SPEED OF TRUCKS IN THE GRADING DIRECTION (MPH)								20.0
TRAFFIC MODEL USED IN THE ANALYSIS								2
OPERATING COST FOR NON-TRUCKS (DOLLARS/MILE)								.20
OPERATING COST FOR TRUCKS (DOLLARS/MILE)								1.50
TIME BETWEEN GRADING (YEARS)								.3
VALUES FOR THE MINIMUM TIME BETWEEN REHABILITATIONS (YEARS)								.3

TABLE 3.7. (Continued)

PROB 1C SURFACE TREATMENT RUN 1 - UNPAVED

GRAVEL LOSS DUE TO EROSION (INCHES/YEAR)	0.00
MINIMUM THICKNESS OF THE TOP LAYER BEFORE A GRAVEL ADD. (INCHES)	2.0
COST OF A GRADING (DOLLARS/LANE MILE)	100.00
NUMBER OF PASSES THE GRADER OR SEAL COAT TRUCK MAKES	3
PROPORTION OF ADT ARRIVING EACH HOUR OF CONSTRUCTION (PERCENT)	8.0

TIME-DEPENDENT VARIABLES

TIME (YEARS)	NON-TRUCKS (PER DAY)	TRUCKS (PER DAY)	18-KIP EQUIV. AXLES	ROUT. MAINT. (DOL./LNML)	LUMBER HAULED (MBF)	GRAVEL LOSS (IN./MBF)
0.0	19	3	0	0.00	-0.0	-0.0
4.0	19	3	5760	0.00	-0.0	-0.0
4.1	27	0	5760	0.00	-0.0	-0.0
5.9	27	0	5765	0.00	-0.0	-0.0
6.0	19	4	5765	0.00	-0.0	-0.0
11.0	19	4	12960	0.00	-0.0	-0.0
11.1	22	0	12960	0.00	-0.0	-0.0
14.9	32	0	12965	0.00	-0.0	-0.0
15.0	32	5	12965	0.00	-0.0	-0.0
20.0	32	5	18720	0.00	-0.0	-0.0
20.1	32	0	18720	0.00	-0.0	-0.0
25.0	32	0	18725	0.00	-0.0	-0.0

IF THE EXPECTED LIFE OF THE ROAD IS GREATER THAN THE ANALYSIS PERIOD (CL) + 5 YEARS, THEN THE LIFE IS SET TO CL + 5 BEFORE THE RESULTS ARE PRINTED. LIGHT TRAFFIC AFTER THE ANALYSIS PERIOD PRODUCES A SMALL NO. OF 18-KIP-EQUIV. AXLE LOADS RESULTING IN LONG TIMES TO FAILURE.

TABLE 3.8. OUTPUT FROM RUN 1 OF A SURFACE TREATMENT EXAMPLE PROBLEM

PROB 1C SURFACE TREATMENT RUN 1 - UNPAVED

SUMMARY OF THE BEST DESIGN STRATEGIES
IN ORDER OF INCREASING TOTAL COST
(DOLLARS PER LN,ML.)

LANE WIDTH = 14.0 FT.

	1	2	3	4	5
MATERIAL ARRANGEMENT	AC	AC	AC	AC	AC
INIT. CONST. COST	16654.81	17795.56	18023.70	18936.30	19506.67
GRAVEL ADDITION COST	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DELAY CST GRVL. ADD.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DELAY COST GRADING	38.73	38.73	38.73	38.73	38.73
GRADING COST	1131.07	1131.07	1131.07	1131.07	1131.07
ROUTINE MAINT. COST	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SALVAGE VALUE	-7658.34	-8354.55	-8180.50	-9050.76	-9398.87
TOTAL COST	10166.27	10610.80	11013.00	11055.33	11277.59
NON-TRUCK OPER. COST	5026.93	5026.93	5026.93	5026.93	5026.93
TRUCK OPERATING COST	5952.94	5952.94	5952.94	5952.94	5952.94
NUMBER OF LAYERS	2	2	2	2	2
LAYER DEPTH (INCHES)					
D(1)	8.00	8.00	9.00	8.00	8.00
D(2)	10.00	12.00	10.00	14.00	15.00
NO. OF PERF. PERIODS	1	1	1	1	1
PERF. TIME (YEARS)					
T(1)	6.6	8.6	8.9	8.6	8.6
GRAVEL ADD. STRAT. (INCHES)					
NUMBER OF GRADINGS	13	13	13	13	13
A GRADING IS TO BE DONE EVERY .3 YEARS					

TABLE 3.8. (Continued)

PROB 1C SURFACE TREATMENT RUN 1 • UNPAVED

SUMMARY OF THE BEST DESIGN STRATEGIES
IN ORDER OF INCREASING TOTAL COST
(DOLLARS PER LN.ML.)

LANE WIDTH = 10.0 FT.

	6	7	8	9	10
MATERIAL ARRANGEMENT	AC	AC	AB	AB	AC
INIT. CONST. COST	18251.85	19164.44	20989.63	21902.22	18480.00
GRAVEL ADDITION COST	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DELAY CST GRVL. ADD.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DELAY COST GRADING	38.73	38.73	38.73	38.73	38.73
GRADING COST	1131.07	1131.07	1131.07	1131.07	1131.07
ROUTINE MAINT. COST	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SALVAGE VALUE	=8006.44	=8876.71	=10617.24	=11487.51	=7832.39
TOTAL COST	11415.20	11457.53	11542.19	11584.51	11817.41
NON-TRUCK OPER. COST	5026.93	5026.93	5026.93	5026.93	5026.93
TRUCK OPERATING COST	5952.94	5952.94	5952.94	5952.94	5952.94
NUMBER OF LAYERS	2	2	2	2	2
LAYER DEPTH (INCHES)					
D(1)	10.00	9.00	7.00	6.00	11.00
D(2)	8.00	12.00	10.00	12.00	6.00
NO. OF PERF. PERIODS	1	1	1	1	1
PERF. TIME (YEARS)					
T(1)	7.9	9.0	6.2	7.2	7.1
GRAVEL ADD. STRAT. (INCHES)					
NUMBER OF GRADINGS	13	13	13	13	13
A GRADING IS TO BE DONE EVERY .3 YEARS					

structure consisting of 8.0 inches of dense graded crushed rock over 10.0 inches of cinders is the most economical design. In comparing strategies 1 and 2, the reader may verify that the life of the total structure is the limiting criteria in the design for strategy 1, but the limiting criteria for strategies 2, 4, and 5 is the thickness of layer one. Strategy 1 has been chosen as the initial structure for Run 2.

Run 2 - Select the desired rehabilitation policy. From Run 1, the life of the initial structure was found to be 6.6 years. Remember that for periods between logging sales, low volumes of passenger vehicle and light truck traffic produce significant extensions of the design life of a structure if only a few 18-kip equivalent single axle loads are available.

The second logging period begins at year 6 and reconstruction funds are available at that time; therefore, the time for the start of the second run is 6 years. The resulting design life for Run 2 is 14 years. The aggregate loss for the first logging period is estimated to be less than 0.25 inches and will be ignored. The resulting input layer thicknesses for the existing materials are 8.0 inches of dense graded crushed rock and 10.0 inches of cinders, as shown in Table 3.9. Other input data were generated as per the discussion in the previous section of the report and are included in Table 3.9.

Table 3.10 contains the nine feasible design strategies for a surface treatment applied at the beginning of the second timber sale for this example problem. The reader should note that of the nine feasible designs only six are of practical consequence. Strategies 5, 7 and 9 are viable strategies, but they would never be selected for construction because they do not include 10 inches of existing material. Of course, because these "no cost" materials are not used in the design, other feasible designs were generated at a lower cost. In Table 3.10, notice that the first three designs involve increments of thickness of the dense graded crushed rock from 6.0 through 8.0 inches while the costs vary from \$6,815 to \$8,703 per 14-ft. lane-mile. It may seem unusual that the pavement section thickness increases from a total of 18.0 inches for a gravel surfaced road to 24.25 inches for a surface treated road that is to serve only an additional 13,000 18-kip equivalent single axle loads. This large increase in thickness results because of a change from the rutting model which controlled in Run 1 to the AASHO Performance model which controls for the bituminous surfaced road case. This apparent inconsistency can be rectified if one realizes that the AASHTO design was

TABLE 3.9. INPUT FOR RUN 2 OF A SURFACE TREATMENT EXAMPLE PROBLEM

PROB		2C		SURFACE TREATMENT RUN 2 - PAVED				
THE CONSTRUCTION MATERIALS UNDER CONSIDERATION ARE								
LAYER CODE	MATERIALS	NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT.	SS VALUE
1	A	ST	25.00	.20	.25	.25	50.0	8.22
2	B	CR ROCK DENSE	6.00	.13	2.00	10.00	80.0	9.35
3	C	CR ROCK DENSE	0.00	.13	8.00	8.00	80.0	9.35
4	D	CINDERS BASE	0.00	.09	10.00	10.00	80.0	7.40
		SUBGRADE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	3.00
THIS IS A PAVED ROAD.								
TOTAL NUMBER OF INPUT MATERIALS, EXCLUDING SUBGRADE								4
LENGTH OF THE ANALYSIS PERIOD (YEARS)								14.0
WIDTH OF EACH LANE (FEET)								14.0
INTEREST RATE OR TIME VALUE OF MONEY (PERCENT)								7.0
REGIONAL FACTOR								2.3
SERVICEABILITY INDEX OF THE INITIAL STRUCTURE								4.0
SERVICEABILITY INDEX P1 AFTER AN OVERLAY								4.0
MINIMUM SERVICEABILITY INDEX P2								2.5
SWELLING CLAY PARAMETERS -- P2 PRIME								2.50
B1								.0200
MAX FUNDS AVAILABLE FOR INITIAL DESIGN (DOLLARS PER LN.ML.)								25000.00
MAXIMUM ALLOWED THICKNESS OF INITIAL CONSTRUCTION (INCHES)								32.0
MINIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)								.2
ACCUMULATED MAXIMUM DEPTH OF ALL OVERLAYS (INCHES)								12.0
MAXIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)								3.0
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE O.D. (MILES)								1.00
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE N.O.D. (MILES)								1.00
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.D. (PERCENT)								100.0
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.O.D. (PERCENT)								100.0
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.D. (HOURS)								.200
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.O.D. (HOURS)								.200
AVERAGE APPROACH SPEED TO THE OVERLAY ZONE (MPH)								35.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN O.D. (MPH)								10.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN N.O.D. (MPH)								10.0
AVERAGE SPEED OF THE GRADER OR S.C. TRUCK. (MPH)								10.0
TRAFFIC MODEL USED IN THE ANALYSIS								2
OPERATING COST FOR NON-TRUCKS (DOLLARS/MILE)								.15
OPERATING COST FOR TRUCKS (DOLLARS/MILE)								1.25
TIME BETWEEN SEAL COAT (YEARS)								14.0
VALUES FOR THE MINIMUM TIME BETWEEN REHABILITATIONS (YEARS)								

TABLE 3.9. (Continued)

PROB 2C SURFACE TREATMENT RUN 2 - PAVED

GRAVEL LOSS DUE TO EROSION (INCHES/YEAR)	0.00
MINIMUM THICKNESS OF THE TOP LAYER BEFORE A GRAVEL ADD, (INCHES)	0.0
COST OF A SEAL COAT (DOLLARS/LANE MILE)	1200.00
NUMBER OF PASSES THE GRADER OR SEAL COAT TRUCK MAKES	1
PROPORTION OF ADT ARRIVING EACH HOUR OF CONSTRUCTION (PERCENT)	0.0

TIME-DEPENDENT VARIABLES

TIME (YEARS)	NON-TRUCKS (PER DAY)	TRUCKS (PER DAY)	18-KIP EQUIV. AXLES	ROUT. MAINT. (DOL./LNML)	LUMBER HAULED (MBF)	GRAVEL LOSS (IN./MBF)
0.0	19	4	0	0.00	-0.0	-0.0
5.0	19	4	7195	0.00	-0.0	-0.0
5.1	22	0	7195	0.00	-0.0	-0.0
8.9	32	0	7200	0.00	-0.0	-0.0
9.0	32	5	7200	0.00	-0.0	-0.0
14.0	32	5	12955	0.00	-0.0	-0.0
14.1	32	0	12955	0.00	-0.0	-0.0
19.0	32	0	12960	0.00	-0.0	-0.0

IF THE EXPECTED LIFE OF THE ROAD IS GREATER THAN THE ANALYSIS PERIOD (CL) + 5 YEARS, THEN THE LIFE IS SET TO CL + 5 BEFORE THE RESULTS ARE PRINTED. LIGHT TRAFFIC AFTER THE ANALYSIS PERIOD PRODUCES A SMALL NO. OF 18-KIP-EQUIV. AXLE LOADS RESULTING IN LONG TIMES TO FAILURE.

TABLE 3.10. OUTPUT FROM RUN 2 OF A SURFACE TREATMENT EXAMPLE PROBLEM

PROB 2C SURFACE TREATMENT RUN 2 - PAVED

SUMMARY OF THE BEST DESIGN STRATEGIES
IN ORDER OF INCREASING TOTAL COST
(DOLLARS PER LN,ML.)

LANE WIDTH = 14.0 FT.

	1	2	3	4	5
MATERIAL ARRANGEMENT	ABCD	ABCD	ABCD	ABCD	ABC
INIT. CONST. COST	9639.26	11008.15	12377.04	8270.37	13745.93
OVERLAY CONST. COST	0.00	0.00	0.00	3251.75	0.00
DELAY COST OVERLAY	0.00	0.00	0.00	33.45	0.00
DELAY COST SEAL COAT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SEAL COAT COST	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ROUTINE MAINT. COST	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SALVAGE VALUE	-2824.72	-3249.42	-3674.12	-2621.21	-4098.83
TOTAL COST	6814.54	7758.73	8702.91	8934.36	9647.10
NON-TRUCK OPER. COST	12527.40	12527.40	12527.40	12527.40	12527.40
TRUCK OPERATING COST	13581.97	13581.97	13581.97	13581.97	13581.97
NUMBER OF LAYERS	4	4	4	4	3
LAYER DEPTH (INCHES)					
D(1)	.25	.25	.25	.25	.25
D(2)	6.00	7.00	8.00	5.00	9.00
D(3)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
D(4)	10.00	10.00	10.00	10.00	
NO. OF PERF. PERIODS	1	1	1	2	1
PERF. TIME (YEARS)					
T(1)	19.0	19.0	19.0	10.5	19.0
T(2)				19.0	
OVERLAY STRAT. (INCHES) (INCLUDING LEVEL-UP)					
O(1)				1.2	
NUMBER OF SEAL COATS	0	0	0	0	0
SEAL COAT SCHEDULE (YEARS)					

TABLE 3.10 (Continued)

PROB 2C SURFACE TREATMENT RUN 2 - PAVED

SUMMARY OF THE BEST DESIGN STRATEGIES
IN ORDER OF INCREASING TOTAL COST
(DOLLARS PER LN,ML.)

LANE WIDTH = 14.0 FT.

	6	7	8	9
MATERIAL ARRANGEMENT	ABCD	ABC	ABCD	ABC
INIT. CONST. COST	13745.93	15114.81	15114.81	12377.04
OVERLAY CONST. COST	0.00	0.00	0.00	3251.75
DELAY COST OVERLAY	0.00	0.00	0.00	33.45
DELAY COST SEAL COAT	0.00	0.00	0.00	0.00
SEAL COAT COST	0.00	0.00	0.00	0.00
ROUTINE MAINT. COST	0.00	0.00	0.00	0.00
SALVAGE VALUE	-4098.83	-4523.53	-4523.53	-3895.32
TOTAL COST	9647.10	10591.29	10591.29	11766.91
NON-TRUCK OPER. COST	12527.40	12527.40	12527.40	12527.40
TRUCK OPERATING COST	13581.97	13581.97	13581.97	13581.97
NUMBER OF LAYERS	4	3	4	3
LAYER DEPTH (INCHES)				
D(1)	.25	.25	.25	.25
D(2)	9.00	10.00	10.00	8.00
D(3)	8.00	8.00	8.00	8.00
D(4)	10.00		10.00	
NO. OF PERF. PERIODS	1	1	1	2
PERF. TIME (YEARS)				
T(1)	19.0	19.0	19.0	11.2
T(2)				19.0
OVERLAY STRAT. (INCHES) (INCLUDING LEVEL-UP)				
O(1)				1.2
NUMBER OF SEAL COATS	0	0	0	0
SEAL COAT SCHEDULE (YEARS)				

THE TOTAL NUMBER OF FEASIBLE DESIGNS CONSIDERED WAS

9

established to provide design thickness for high quality roads while the rutting model was developed for aggregate surfaced roads. The result of this difference is a more severely deteriorated road at failure for a road design using the rutting failure criterion than one designed using the performance failure criterion.

To complete the total cost for this combination of aggregate and bituminous surfaced road, the user must make the following calculations after results from Run 1 and 2 have been obtained:

$$\text{Total Cost} = \text{Run 1 Cost} + (S_p - S_T) + \text{Run 2 Cost}/(1 + r)^n$$

r = interest rate expressed as a fraction, 0.07

n = time to the beginning of the second performance period = 6.0 years.

$$\text{Total Cost} = \$10,166 + (\$7,658 - \$7,658/(1 + 0.07)^{20 - 6}) + \$6,815/(1 + 0.07)^{6.0}$$

$$\text{Total Cost} = \$19,394 \text{ per 14-foot-wide lane-mile.}$$

If the user prefers inclusion of ACP for surfacing instead of a surface treatment during a subsequent performance period, the inputs and procedures are substantially the same. The primary difference will be in the type of surfacing available, layer coefficient, and constraints on thickness for that type of surfacing.

CHAPTER 4. IMPLEMENTATION

OBJECTIVE

The objective of an implementation study is to take the developed LVR pavement management program and refine it to the point that its use becomes a part of the standard Forest Service operating procedure. It is proposed that this objective can be realized by performing the following tasks:

- (1) conduct a sensitivity analysis,
- (2) investigate RDS interaction,
- (3) conduct a trial usage of LVR program,
- (4) plan program revisions,
- (5) prepare user's manual,
- (6) estimate vehicle operating cost, and
- (7) extend the trial usage.

CONDUCT A SENSITIVITY ANALYSIS

One of the first tasks should be to perform a sensitivity analysis on the LVR computer program. The basic concept for this task is to evaluate the effect of change in the magnitude of a variable on the total project cost and rehabilitation strategy. Thus, the relative effects of the different input variables can be compared. This could provide the following guidelines for future users:

- (1) The variables having only a small effect on the final answer can be fixed at a mean value; thus, reducing the total number of input variables that must be developed by the user.
- (2) Provide guidance to the user in budgeting resources for characterizing the various input variables. Obviously, more time should be spent on the most sensitive variables. Without this type of

guidance, there may be a tendency to spend excessive resources in characterizing variables that have very little effect on the final answer.

- (3) Provide guidelines for establishing priorities for future research studies. Obviously, the most sensitive variables could be given priority in future studies.

The sensitivity analyses could be performed in two phases. The first phase could be a simple sensitivity analysis, where a realistic range and average value for each of the variables would be selected. For the simple sensitivity analysis, one of the variables would be selected and solutions run at the low value and high value with all the other variables fixed at the average value. Solutions would be made for the next variable in the same manner.

The second phase of the sensitivity analysis would be a more complex factorial analysis using sound statistical techniques. Rather than run a 2^N factorial for the large number of variables which would permit an analysis of all main effects and all interactions, a reduced experiment would permit an analysis of main effects and first order interactions and also conserve both time and natural resources. Some of the variables that have either a minimal total effect on the solution or the interactions with other variables are probably not significant could be lumped together in groups. Variables that may fall into group categories are:

- (1) user delay variables,
- (2) performance variables,
- (3) swelling clay variables,
- (4) thickness constraints,
- (5) cost constraints,
- (6) constraints on length of performance periods,
- (7) cost per compacted cubic yard for different materials, and
- (8) traffic history variables.

In the sensitivity analysis all variables in a group will be varied simultaneously in order to determine their maximum combined effect under reasonable circumstances. If one set of group variables proves to be important, then the variables in the indicated group will be investigated individually. In addition, the maximum effects of the interactions of these variables in a given category will be investigated in order to produce a

maximum effect. A fractional factorial experimental design would be employed to estimate main effects and first order interactions.

INTERACTION WITH ROAD DESIGN SYSTEM (RDS)

An important consideration for extensive use of the LVR computer program is that it effectively interact with the RDS system developed by the Forest Service. Proper interaction between the present components of RDS and the LVR program could be accomplished by:

- (1) Determining the entry points at which pavement design should be considered before making earthwork quantity calculations. This would permit accurate total cost predictions to be made since thicker pavement sections would require more material removal for side slopes and cut on side hill sections.
- (2) Determining the effect of the use of pavement design program on overall running efficiency of the RDS - LVR combination system.
- (3) Developing a strategy for selecting or incorporating different pavement thickness designs into a given trial highway geometric alignment.

CONDUCT TRIAL USAGE OF LVR

Prior to an extensive use of the LVR program by the Forest Service, a trial usage could be made of the program in order to solve practical problems that will develop when engineers in the field begin to use the program. In this way, any irrationalities or programming errors would be discovered and corrected. It is essential during this phase that the Forest Service staff selected be fully cooperative and feel that the system would be of value to them, if implemented in their Region. Following are the general work items proposed for this task:

- (1) Select Regions for trial usage.
- (2) Train Regional personnel who will use programs,
- (3) Survey users to determine desirable modifications to the program, bugs that have been found, or alterations in user's manual to make explanations clearer,
- (4) Report results of trial usage and survey in the form a Technical Memorandum.

PLAN PROGRAM REVISIONS

The following work tasks were discussed as desirable computer program revisions and additions during a meeting of the Forest Service Advisory Committee at Fort Collins, Colorado during May 25-27, 1976:

- (1) Develop a plotting option for the PSI curve for the optimum design.
- (2) Include a deflection design method along with the present AASHTO and modified Corps of Engineers (2-inch rut depth) equations presently in the program.
- (3) Include an operating cost versus PSI curve in order to reflect more accurately the operating cost as affected by the overlay or gravel addition strategies considered in all candidate designs. Since substantial effort will be required, this item can only be accomplished if the data is developed independently of this study.

PREPARE USER'S MANUAL

Continue inclusion of information into the User's Manual as experience in the trial usage regions indicates. The object is to provide to the user a document that will be self-sufficient in providing all tables, charts and written documentation necessary for selection of input values for all variables required to run the program.

Development of the User's Manual will reflect all information collected from a survey of users to determine modifications or clarifications in the manual that will enhance the usability of the program. In addition, comments that are received during the period of extended usage will be considered for inclusion in the final version of the User's Manual. A User's Manual of a preliminary version of the program is given in the Appendix of this report.

ESTIMATE VEHICLE OPERATING COST

Coordination with the University of California at Berkeley should continue in an attempt to utilize information developed for estimating vehicle operating cost. When a usage program is developed and available,

input statements are available in LVR for use of these costs in making more rational choices between paved and unpaved designs for a given alignment.

EXTEND THE TRIAL USAGE

After the user's manual has been expanded into a completed draft form, the trial usage of the system could be extended. It is anticipated that two additional regions could be reached with training sessions and trial usage. These regions should be selected based on interest expressed by other regions that were not included in the initial trial usage. Training sessions should be conducted to familiarize the users with the program and could possibly be coordinated with other training scheduled by the Region.

CHAPTER 5. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

This report contains the results of a first attempt to assimilate and program technical information suitable for use in a pavement management system for low-volume Forest Service roads. The program in its present form contains the essential elements for such a system; however, the component models utilized for some of the subsystems are not as accurate as those that will be developed in the future as a result of this effort. One of the really valuable contributions of this type of development work is that it acts as a catalyst to produce interaction between people from a variety of backgrounds for the purpose of dealing with the problem as a system rather than as a group of pieces. In putting the pieces together, any gaps or areas of marginal work become apparent and a concerted effort can be directed toward obtaining necessary information to fill in the gaps. In addition, sensitivity analyses of the system permit the evaluation of selected variables to determine those that most affect the solution and for which the best input information is required. As a result of these studies, coordinated research programs can be developed to fill the gaps in present knowledge in the most efficient and cost-effective manner.

CONCLUSIONS

The primary conclusion of this report is that a pavement management system has been planned, developed and made operational for designing low-volume roads typical of those constructed by the Forest Service. However, it is apparent from the discussions in Chapter 2 that many of the component models are very tentative in nature and that a concerted effort should be made to collect suitable data to upgrade the quality of these models.

Total cost comparisons between aggregate and bituminous surfaced roads can validly be made only if the vehicle operating costs are included, since these costs vary between the two surface types. An extensive vehicle operating cost program is now being developed under contract to the Forest Service, and provisions have been made to employ in the pavement management system the basic cost

information computed from this program. Until this development is completed, comparisons can be made on the basis of cost estimates.

RECOMMENDATIONS

In order to make the fullest use of this pavement management system, the U. S. Forest Service plans to begin implementing the system during a third phase of this cooperative study. This implementation phase has been discussed in detail in Chapter 4. Included in the implementation phase is an emphasis on:

- (1) improving the component models,
- (2) conducting a sensitivity analysis to determine the most crucial input parameters with regard to their effect on the output,
- (3) preparation of a user's manual and documentation of the program to facilitate upgrading of the component models in time,
- (4) conducting training session and trial usage by Forest Service field personnel,
- (5) making the LVR program operational at the Forest Service computation center at Fort Collins, Colorado.

REFERENCES

1. McGarragh, Thomas G., and W. R. Hudson, "A Pavement Design and Management System for Forest Service Roads - A Conceptual Study," Research Report 12, Council for Advanced Transportation Studies, The University of Texas at Austin, July 1974.
2. AASHTO "AASHTO Interim Guide for the Design of Pavement Structures - 1972," Washington, D. C., 1972.
3. Van Til, C. J., B. F. McCullough, B. A. Vallerga, and R. G. Hicks, "Evaluation of AASHTO Interim Guides for Design of Pavement Structures," National Cooperative Highway Research Program Report 128, Washington, D. C., 1972.
4. Hudson, W. R., and B. F. McCullough, "Flexible Pavement Design and Management Systems Formulation," National Cooperative Highway Research Program Report 139, Washington, D. C., 1973.
5. U. S. Forest Service, "Transportation Engineering Handbook," Chapter 50, Department of Agriculture, Washington, D. C., 1974.
6. U. S. Corps of Engineers, "Thickness Requirements for Unsurfaced Roads and Airfields," Waterways Experiment Station, Technical Report S-10-5, July 1970.
7. United Kingdom Transport and Road Research Laboratory, "Kenya Road Transport Cost Study: Research on Road Deterioration," Transportation and Road Research Laboratory Report 673, 1975.
8. Lund, J. W., "Surfacing Loss Study," Region 6, U. S. Forest Service, Department of Agriculture, Washington, D. C., 1973.
9. Scrivner, F. H., W. F. McFarland and G. R. Carey, "A Systems Approach to the Flexible Pavement Design Problem," Research Report 32-11, Texas Transportation Institute, College Station, Texas, 1968.
10. Follette, J. M., "Vehicle Operating Cost Model User's Guide," Special Report for the U. S. Forest Service, The Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, 1975.

APPENDIX
FOREST SERVICE
PAVEMENT MANAGEMENT SYSTEM
LVR
USER'S MANUAL

FOREST SERVICE
PAVEMENT MANAGEMENT SYSTEM
PROGRAM LVR

PROGRAM AND PROBLEM DESCRIPTION

CARD NO. 1

- 1.1 NPROB - Problem number _____

1	2	3	4

(Any combination of letter and/or numbers)
- 1.2 AN2 - Description of current problem _____

11	12

 . . .

80

(Any combination of letters and/or numbers)

MISCELLANEOUS INPUTS

CARD NO. 2

2.1 CSTSCL(1) - Type of costs printed in the output

summary table

1	2	3	4

= SQYD if costs to be in dollars/sq.yd.

= MILE if costs in dollars/lane mile.

Default value is dollars/sq.yd.

2.2 NMBEST* - Number of designs to be output in the

summary table

9	10

8 designs/page for dollars/sq.yd.

5 designs/page for dollars/lane mile.

(1 ≤ NMBEST ≤ 40)

Default value is 40

2.3 NM* - Total number of materials available,

excluding subgrade

14	15

(1 ≤ NM ≤ 10)

2.4 CL - Length of the analysis period (years)

									o	
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	

2.5 XLW - Width of each lane (feet)

(18.0 ft is the minimum for a one-lane road)

									o	
26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	

2.6 NNL* - Number of card No. 4's

2 ≤ NNL ≤ 50

39	40

2.7 RATE - Interest rate or time value

of money (percent)

									o	
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	

2.8 ITYPE - Type of road under construction

= 1 designates an ACP road on a subsequent run when a rehabilitation involves placing an ACP over another surface type

= 2 designates an aggregate surfaced road

= 3 designates a surface treated road or a subsequent run when a rehabilitation involves placing a surface treatment over another surface type.

55

(See Appendix C section III of the User's Manual for a further explanation of aggregate surfaced roads with surface treatment or ACP)

CARD NO. 2 (Continued)

2.9 NOVL* - Number of entries on Card No. 5 _____

$1 \leq \text{NOVL} \leq 16$

59	60

2.10 IDELCT - Flag for calculation of delay cost _____

= YES if delay costs are desired

= NO if delay costs are not desired

Default value is YES

63	64	65

* Right justify in the field

PERFORMANCE VARIABLES

CARD NO. 3

3.1 R - Regional factor _____

							°		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

See Appendix A

3.2 PSI - Initial serviceability index _____

							°		
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

 $0.0 < \text{PSI} \leq 5.0$

3.3 P1 - Serviceability index after an overlay _____

							°		
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30

 $0.0 < P1 \leq 5.0$

3.4 P2 - Terminal serviceability index _____

							°		
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40

point at which rehabilitation
must be performed.
 $0.0 < P2 \leq 5.0$

3.5 P2P - Lower bound of the serviceability index _____

							°		
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50

which would be achieved in infinite time
with no traffic, a non-traffic deterioration
parameter. $0.0 < P2P \leq 5.0$

3.6 BONE - Constant determining the rate at which _____

					°				
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60

PSI approaches P2P, a non-traffic
deterioration parameter (See Fig 1)

3.7 P34* - Percent of road surface material less _____

			°	
61	62	63	64	65

than 3/4 inch in diameter

3.8 IFC* - flag _____

70

= 1 if the road has fills
= 2 if the road has side casts
= 3 if the road has cuts
= 4 if the road is equally in cuts and fills

* For aggregate surface roads only - variables used in predicting aggregate surface loss.

TIME DEPENDENT VARIABLES

CARD NO. 4

(There will be NNL Card No. 4's)

4.1 TIMNL(I)* - Values in the array of _____

								•	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

of time points (years)

This array contains time points used to define all other piecewise linear curves.

TIMNL (1) must = 0.0

TIMNL (NNL) should exceed the length of the analysis period by at least 1.0 year

4.2 RNL(I,1)* - First value in the array _____

								•	
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

of daily traffic volumes of vehicles other than logging trucks

4.3 RNL(I,2)* - First value in the array of _____

								•	
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30

daily traffic volumes-logging trucks per day

RNL(I,1) and RNL(I,2) are the arrays of one directional ADT values at time TIMNL (I), if the road is a two lane and two directional ADT if the road is one lane

4.4 CUM18K(I) - Cumulative 18-Kip equivalent single _____

								•	
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40

axle loads at time TIMNL(I).

CUM18K(1) = 0.0

4.5 CM(I)* - Ith in annual routine maintenance cost _____

								•	
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50

per lane mile at time TIMNL(I)

4.6 BDFI(I)** - The number of thousand board feet _____

								•	
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60

of lumber hauled during the time interval TIMNL(I) and TIMNL(I+1)

CARD NO. 4 (Continued)

4.7 BDFTIN(I)** - The aggregate surface loss
 in inches per thousand board
 feet during the interval
 TIMNL(I) and TIMNL(I+1)

								o	
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70

* These variables vary linearly between time points.

** 4.6 and 4.7 enable the user to input aggregate surface loss directly rather than using the aggregate surface loss equation (by John Lund) in the program. If the Lund equation is used all values for these variables should be zero.

MINIMUM TIME BETWEEN PERFORMANCE PERIODS*

CARD NO. 5

5.1 XTTO(1) - Minimum length of the first performance period* (years)

			•	
1	2	3	4	5

5.2 XTTO(2) - Minimum length of the second performance period

			•	
6	7	8	9	10

•
•
•
•
•

5.NOVL XTTO(NOVL) - Minimum time between performance period number (NOVL-1) and performance period number NOVL.

(NOTE: if more than NOVL performance periods occur then XTTO(NOVL) will be used for all succeeding performance periods)

*Performance period is defined as the length of time between:

- (1) the initial construction and the first major rehabilitation,
- (2) two major rehabilitations, or
- (3) the initial construction and a subsequent construction when the surface type is changed.

VALUES OF THE RESTRICTION VARIABLES

CARD NO. 6

- 6.1 CMAX - Maximum funds available for initial construction (units are specified by variable 2.1)

							•		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
- 6.2 TCKMAX - Maximum allowable total thickness of initial construction (inches)

							•		
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
- 6.3 OVMIN* - Minimum thickness of an individual rehabilitation (inches)

							•		
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
- 6.4 OVMAX - Accumulated maximum thickness of all rehabilitation (inches)

							•		
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
- 6.5 OVMAXL* - Maximum thickness of an individual rehabilitation (inches)

							•		
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
- 6.6 TLMIN - Minimum thickness of the top layer (inches) for a bituminous surface road this should be 0.0, for an aggregate surface road the FS suggests 4.0 inches. Default value is 0.0

							•		
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
- 6.7 AGNONT - Aggregate surface loss due to erosion (inches/year) Default value is 0.0 This is an additional increment of aggregate surface loss which is added to either the aggregate surface loss computed by the program or the user supplied aggregate surface loss (4.7), whichever is used.

							•		
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70

*The difference between variables 6.3 and 6.5 should be as small as is reasonable; a large difference can greatly increase the execution time of the program. A maximum difference of 4.0 to 7.0 inches is suggested for bituminous and aggregate surface roads, respectively.

OVERLAY PARAMETERS ASSOCIATED WITH OVERLAY AND
ROAD GEOMETRICS
CARD NO. 7

7.1 XLSO - Distance, along center line, over
which traffic is slowed in the lane
in which rehabilitation occurs (miles)

							•		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

7.2 XLSN - Distance, along the center line,
over which traffic is slowed in
the opposite lane from the rehabili-
tation (miles)

							•		
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

7.3 PROP - Percent of ADT which will pass
through the rehabilitation zone
during each hour of this activity

							•		
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30

OTHER OVERLAY PARAMETERS ASSOCIATED WITH TRAFFIC

SPEEDS AND DELAYS

CARD NO. 8

8.1 PP02 - Percent of vehicles stopped by construction equipment and personnel, rehabilitation direction

							•		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

8.2 PPN2 - Percent of vehicles stopped by construction equipment and personnel, non-rehabilitation direction

							•		
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

8.3 DD02 - Average delay per vehicle due to rehabilitation equipment and personnel, rehabilitation direction (hours)

					•				
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30

8.4 DDN2 - Average delay per vehicle due to rehabilitation equipment and personnel, non-rehabilitation direction (hours)

							•		
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40

8.5 AAS - Average approach speed to the rehabilitation area (mph)

							•		
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50

8.6 ASO - Average speed through the rehabilitation area, rehabilitation direction (mph)

							•		
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60

8.7 ASN - Average speed through the rehabilitation area, non-rehabilitation direction (mph)

							•		
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70

8.8 MODEL - Model which describes the traffic situation (see Figs 2,3, and warning): for most F.S. roads model 2 is appropriate; this includes the capability to handle both one and two-lane roads. Model 1 could be appropriate for some major trunk line routes.

(Default value is 2)

GRADING OR SEAL COAT CONSTRUCTION CONSIDERATIONS

CARD NO. 9

9.1 NGRSC - Number of passes the grader or seal coat truck makes on the section (right justified in the field)

09	10

9.2 ASGRH - Average speed of the grader or seal coat truck (mph)

						•			
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

9.3 GRDIS* - Distance the grader moves before letting cars behind it pass on spacing between turnouts (miles)

						•			
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30

9.4 ASOTR - Average speed of trucks in the grading or seal coat direction (mph)

						•			
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40

9.5 SC - The construction cost of a seal coat or grading (dollar/lane mile)

						•			
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50

9.6 TBSC - The time between gradings or seal coats (years)
 Default value is the length of the analysis period.

						•			
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60

* Aggregate surface roads only

VEHICLE OPERATING COST

CARD NO. 10

10.1 OPC - Average operating costs for vehicles
other than logging trucks (dollar/mile)

							•		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

10.2 OPCTR - Average operating costs for logging
trucks (dollar/mile)

							•		
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

CONSTRUCTION MATERIALS AND THEIR PROPERTIES

CARD NO. 11

(one card for each material and one for the subgrade* in ascending order by layer ID with the subgrade last)

11.1** Layer ID _____

4

The layer number in which the material is to be used. A different layer ID should be used for the same material if it occurs in more than 1 layer.

11.2 Material code letter (any letter) _____

8

(used to identify the materials used in a particular design in the summary table)

11.3 Name of the type of material _____

11																		28
----	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----

(any combination of letters and/numbers)

11.4 In-place cost per compacted cubic yard _____

				°		
29	30	31	32	33	34	

11.5 Layer coefficient for the material based on _____

						°		
35	36	37	38	39	40	41	42	

its location in the pavement structure.

See Appendix B of the User's Manual

11.6 Minimum layer thickness (inches) _____

							°		
43	44	45	46	47	48	49	50		

11.7 Maximum layer thickness (inches) _____

							°	
51	52	53	54	55	56	57	58	

11.8 Salvage value (percentage of initial cost) _____

							°	
59	60	61	62	63	64	65		

11.9 Soil support value, (See Fig 5)

							°	
69	70	71	72	73	74	75		

(no soil support value is necessary for any material with a layer ID of 1)

* Only variables 11.3 and 11.9 are required for the subgrade.
 ** If more than one material is input for a given layer ID they must be grouped together.

Warning for variable 8.8

In traffic model 2, it is assumed that cars from only one direction at a time can pass through the overlay zone. If the time required for a vehicle to pass through this zone is large compared to the time between arrivals of vehicles, very long queues of vehicles are produced and the waiting times and the resulting user delay cost due to overlays are extremely large. The following paragraph provides a method for making a check on these times.

The time in hours required for a vehicle to pass through the zone is

$$\frac{XLS\emptyset}{AS\emptyset} \text{ for the overlay direction and}$$

$$\frac{XLSN}{ASN} \text{ for the non-overlay direction,}$$

where $XLS\emptyset$, $AS\emptyset$, $XLSN$, and ASN are input variables. During rehabilitation, the average time in hours between arrivals of vehicles from one direction is

$$\frac{1}{(ADT)(PR\emptyset P)}$$

where $PR\emptyset P$ is an input variable, and ADT , the one-directional average daily traffic, is defined as a function of time by input arrays.

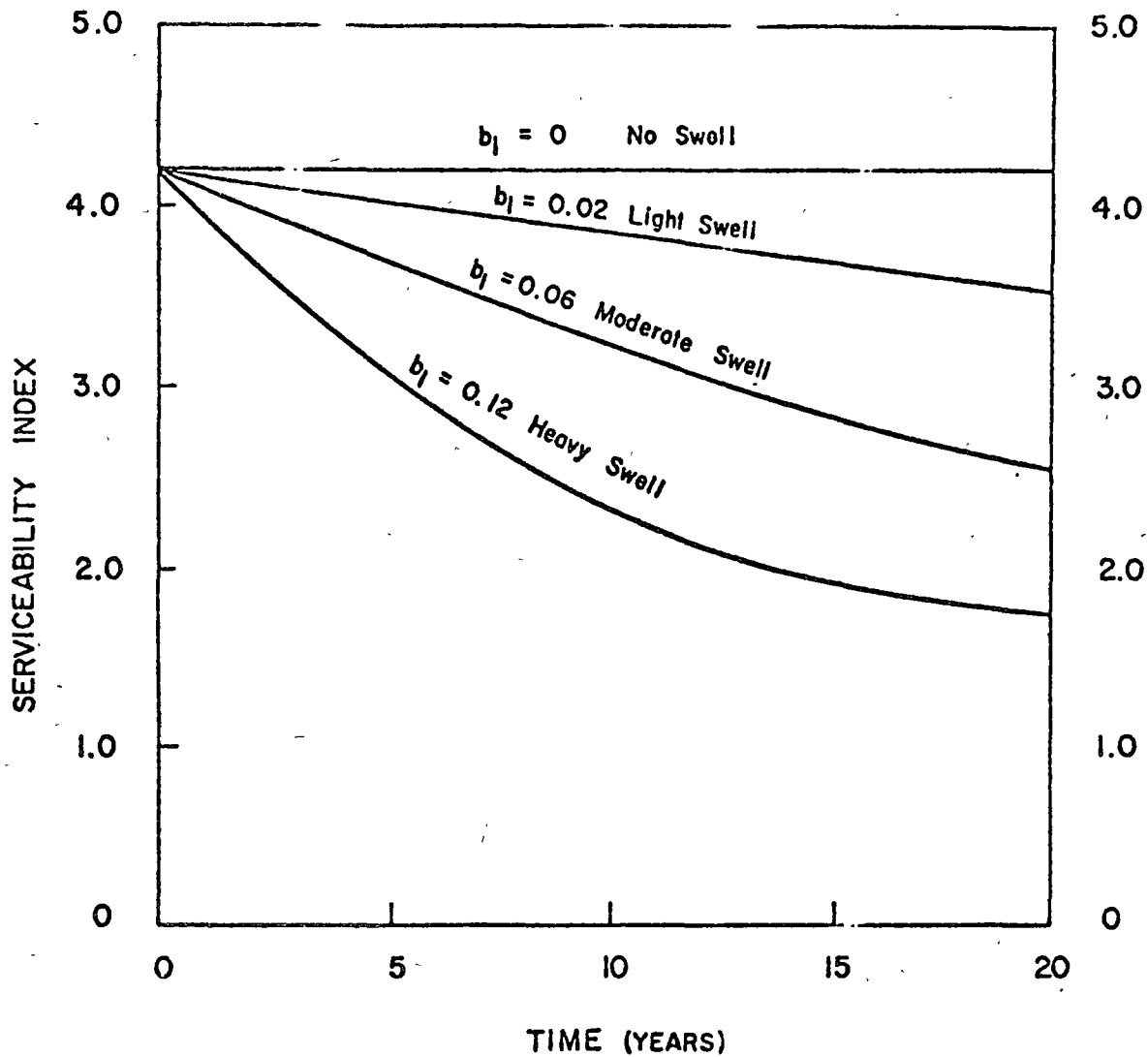


Fig 1. Performance curves illustrating serviceability loss not caused by traffic for a P2P of 1.5 (1).

TABLE 1. CLAY SWELL CONSTANTS (1)

Expected Non-traffic associated loss of serviceability	Suggested value of b_1 , rate at which PSI approaches P2P	Rehabilitation required for a combination of traffic and non-traffic associated loss of PSI
Light	0.02	None in 20 years
Moderate	0.06	One between 10 & 20 years
Heavy	0.12	At least one before 10 years

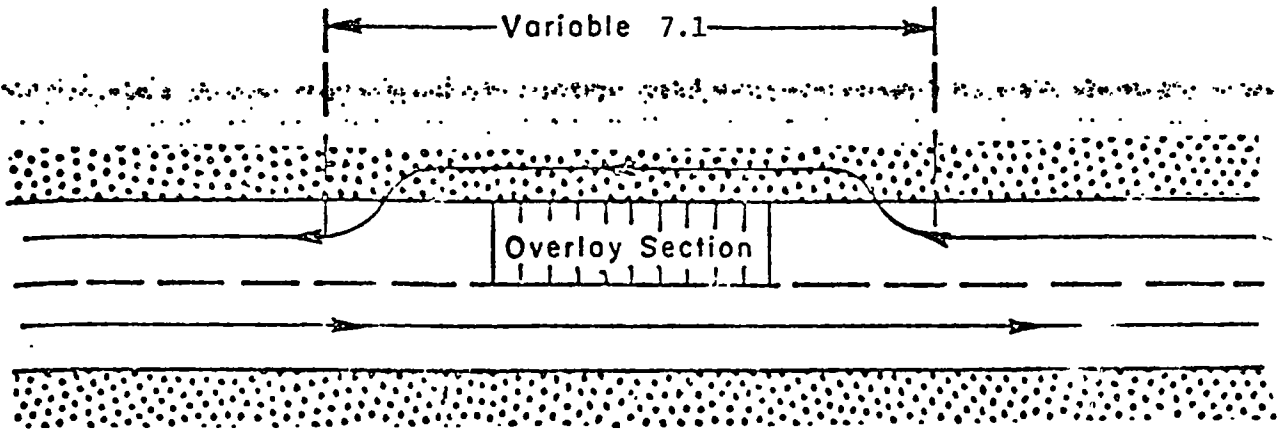


Fig 2. Traffic model No. 1 (2).

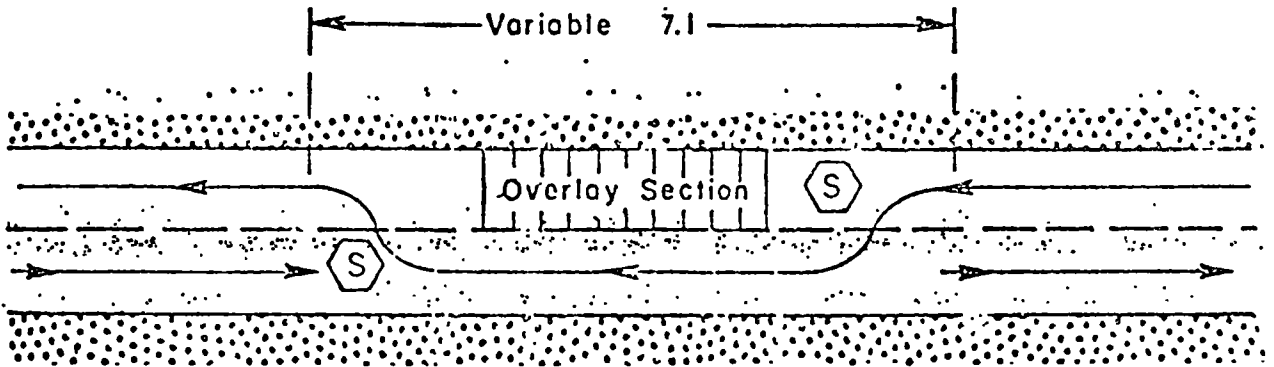
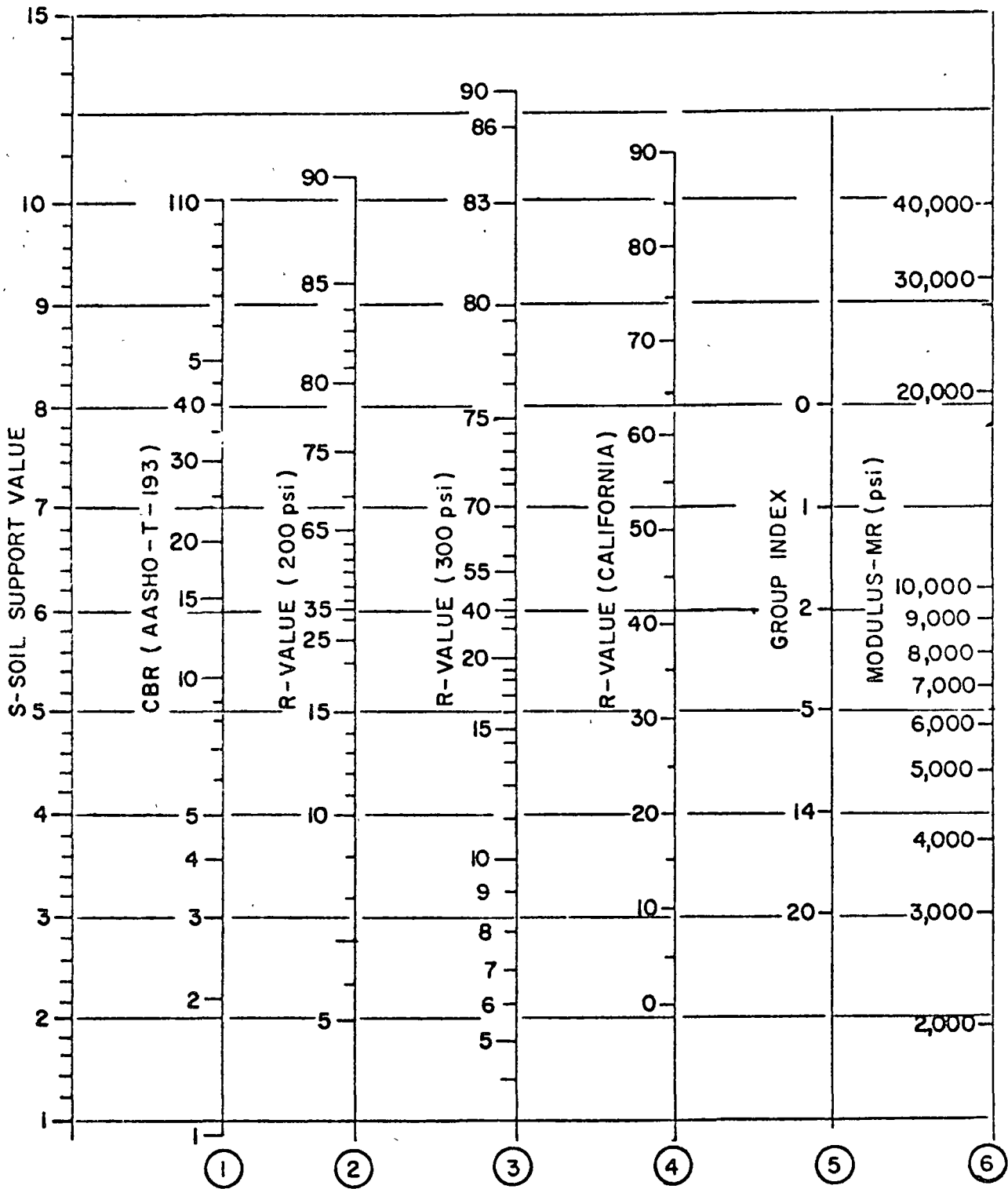


Fig 3. Traffic model No. 2 (2)..



NOTE: ○ means correlation taken from source . . . See next page.

Fig. 4 . Correlation chart for estimating soil support value(s).

(Continued)

Fig. 4 . (Continued)

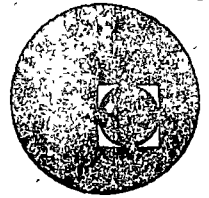
- ① From "Transportation Engineering Handbook, Chapter 50" Page 73, 1974.(3)
- ② From Region 1 correlation chart, Forest Service, 1974.
- ③ From "Transportation Engineering Handbook, Chapter 50," page 73, 1974. (3)
- ④ The correlation is with the design curves used by California; AASHO designation is T-173-60 and exudation pressure is 240 psi. See Hveem, F. M., and Carmany, R. M., "The Factors Underlying the Rational Design of Pavement," Highway Research Board Proceedings, Vol 28, (1948), pp 101-136, (3)
- ⑤ From Region 3 correlation chart, U. S. Forest Service.
- ⑥ Scale derived on NCHRP No. 128.

REFERENCES

1. Texas Highway Department Pavement Design System, Part 1 Flexible Pavement Designer's Manual, Texas Highway Department, 1972.
2. Scrivner, F. H., McFarland, W. F., "A System Approach to the Flexible Pavement Design Problem", Res. Rep. 32-11, Texas Trans. Inst. (1968).
3. "Transportation Engineering Handbook" , Chapter 50, R-6 Supplement No. 20, U. S. Forest Service, Department of Agriculture, January 1974.
4. Van Til, C. J., McCullough, B. F., Vallerga, B. A., and Hicks, R. G., "Evaluation of AASHTO Interim Guides for Design of Pavement Structures" NCHRP Rep. 128, 1972.
5. AASHTO, "AASHTO Interim Guide for the Design of Pavement Structures - 1972" Washington, D. C., 1972.
6. Lund, J. W., "Surfacing Loss Study" Region 6, U. S. Forest Service, Department of Agriculture, 1973.



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



SEMINARIO SOBRE PAVIMENTOS ASFALTICOS

"RESEARCH ON HIGHWAY COSTS IN BRAZIL"-CONCEPTS.

Profesor

Dr. William Ronald Hudson

Seminario en colaboración con la
Secretaría de Asentamientos Hu-
manos y Obras Publicas y la Aso-
ciación Mexicana de Caminos.

Julio 1977

PREFACE

This document is a summary of the research project entitled "Research on the Interrelationships Between Costs of Highway Construction, Maintenance and Utilization," lately shortly called "Research on the Interrelationships of Highway Costs."

This project is the result of an agreement signed in January 1975 between the Government of Brazil and the United Nations Development Program (UNDP). According to this agreement the Ministry of Transport of Brazil is the Government Cooperating Agency through "Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes - GEIPOT," and the International Bank for Reconstruction and Development (IBRD) is the executing agency for UNDP.

GEIPOT is working in close cooperation with the "Departamento Nacional de Estradas de Rodagem" (DNER), through its "Instituto de Pesquisas Rodoviárias" (IPR), and both have received grants from the "Instituto de Planejamento Econômico e Social" (IPEA) and from the "Secretaria de Cooperação Econômica e Técnica Internacional" (SUBIN), respectively.

The IBRD has contracted with the Texas Research and Development Foundation (TRDF) to provide the expatriate staff for the project, which includes professionals on loan from the University of Texas and various other institutions. The expatriate staff includes professionals from the United States of America, Ecuador, Australia, Great-Britain and South Africa.

As the Brazilian entity responsible for the execution of this project which has attracted international interest, GEIPOT is thankful for the support received from all sponsors of the Project as well as from so many other Brazilian and International groups that are closely cooperating with this research but are too numerous to mention here.

ABSTRACT

A research project is underway in Brazil to develop mathematical models for highway planning. Cost models will be developed relating highway construction, maintenance and utilization. The 42-month project began in September 1975. This initial project report describes the background and previous work in the areas as well as the concepts and proposed methodology for the research.

Three basic activities are proposed and described:

1) a series of road user costs surveys to determine operating costs in Brazil, 2) road user and traffic experiments to relate speed and fuel consumption and 3) pavement performance and maintenance experiments. All of these studies will relate construction, maintenance and utilization costs to road construction and design standards, and pavement performance and maintenance.

Analysis of results will incorporate previous work sponsored by the World Bank and results of a Transportation Road Research Laboratory study in Kenya. The first results of the current study are expected in 1977. The project is sponsored by the Brazilian Ministry of Transport and the United Nations Development Program.

Key words: Highways, highways costs, World Bank, pavement performance, maintenance, vehicle operating costs, user cost, road user cost, speed, fuel consumption, traffic, United Nation Development Program, GEIPOT, Brazil.

SENIOR PROJECT STAFF

José Teixeira	General Director	GEIPOT
W. Ronald Hudson	International Technical Director	TRDF and the Univ. of Texas
Theodoro de C. Lustosa	Deputy Project Director	GEIPOT
Bertell C. Butler, Jr.	Deputy Techn. Director	TRDF
Flávio M. Borralho	Deputy Project Director	GEIPOT
Russ L. Kaesehagen	Traffic & Planning Engineer	TRDF (*)
Douglas Plautz	Traffic Engineer	DNER
Alex Theo Visser	Pavement Engineer	TRDF
César A. V. de Queiroz	Pavement Engineer	DNER
Richard John Wyatt	User Cost Specialist	TRDF
Odilon P. Cronemberger	User Cost Engineer	DNER
Barry Kurt Moser	Research Statistician	TRDF
Hugo E. Orellana	Computer Specialist	TRDF
Antonio da Cruz Costa	Civil Engineer	GEIPOT (**)
Stephen L. Linder	Electronic Engineer	TRDF
Stanley Harry Buller	Electronic Engineer	GEIPOT
Lourival Caixeta	Mechanical Engineer	GEIPOT (**)

(*) On loan from the Western Australia Government

(**) On loan from Departamento de Estradas de Rodagem de Goiás

INTRODUCTION

NEED FOR HIGHWAY PLANNING MODELS

Highways serve national and public needs by providing transportation links which reduce the cost of moving people and goods. This reduction in transportation costs encourages the use of highways, stimulates economic growth and the development of natural resources. New or better roads and expansion of rural road systems are needed for accessing these untapped reserves. Because resources are always limited and many groups compete for them, objective procedures are needed to establish warrants for the allocation of such resources.

In the highway transportation sector, there is direct competition for funds to 1) reduce traffic congestion in cities, 2) improve road links connecting major population areas and 3) create an effective rural road system. An objective economic analysis procedure is needed to assist administrators in determining an investment policy which will optimize the use of such funds. These procedures can be quantified in planning models.

Recent experiences have shown that objective planning models can be designed to effectively help in the economic-engineering analysis of project alternatives for a given link or for the road network of a country or region. This project is concerned with such models for primarily rural roads.

FUNCTIONS PERFORMED BY A HIGHWAY COST MODEL

A planning model is a tool which is designed to assist administrators in making decisions. As such it augments professional judgement in the establishment of policy, but never replaces it.

A highway model can simulate real world relationships between highway construction and maintenance standards, vehicle user costs and the condition of a given designed highway in a known environment. Alternate policies for design standards and maintenance quality can be examined and blended to minimize

total transportation cost for a specific project. A model can also be used to examine a variety of maintenance strategies for a fixed design standard or the implications of different designs holding maintenance constant or even eliminating it. In general, a planning model predicts construction, maintenance and user costs. Ideally, it should quantify user impact in terms of safety, comfort and convenience. However, these latter indexes are difficult to quantify in cost terms.

BACKGROUND

The use of economic analysis for highway project planning has received limited acceptance historically. Most highway projects have been based on travel demand, engineering judgement as to standards and the assumption that a road would be maintained during its life in its as-built condition.

Technical papers on vehicle running costs started appearing in the early 20's in the United States, but until the AASHTO Red Book (Road User Benefit Analysis for Highway Improvements) (Ref. 1) was published in 1952, little use was made of economic analysis for planning highways. Even then, only selected highway agencies used economic analysis and that primarily to determine least costs between alternate routes. In Brazil, GEIPOT was responsible for the introduction of economic analysis of highway projects in 1966.

The AASHTO Red Book was updated in 1960 and subsequent publications by Winfrey, de Weille, Lock and Delaney, et al, Bonney and Stevens, Curry and Anderson, and Claffey (Ref. 2-7) were directed toward improving the analysis procedures and developing current empirical data to support these analyses. This information came into wider use, but still was used primarily for comparing or selecting between alternate routes.

The need to establish quantitative warrants for actually building roads was finally recognized in the early 60's by the World Bank and other groups in the United States, United Kingdom, Australia and France. Use of the existing economic procedures, particularly for low volume roads were considered

inadequate. Further, there was little primary empirical data and most of it was out of date. Furthermore, the applicability of such information in Brazil was not known.

EXISTING MODELS

In 1968 the World Bank initiated a research contract with a group at MIT to develop a rational analysis of economic consequences of alternative design, construction and maintenance policies for low-volume roads (Ref. 8). The conceptual framework developed included models for road deterioration. Further, attempts were made to relate road conditions to the cost and benefits derived from the road. The MIT model was based on information available from existing literature. Therefore, the hypothesized 1) patterns of deterioration for different road types, 2) design standards, 3) surface conditions and 4) road user costs could not be verified with empirical data. However, the study did show that a model could be used to optimize total highway transportation cost.

The highway cost model developed at MIT includes modules to compute construction, maintenance and road user costs as a function of road design, condition and maintenance policy. Although operational, it has limited use as developed, because its empirical base is inadequate.

Because the MIT model was deficient in the sound empirical relationship needed to predict reliable cost, the Transportation and Road Research Laboratory, in cooperation with the IBRD, undertook field studies to develop empirical data in Kenya (Refs. 9-12) These studies were designed to measure the road deterioration process of low volume roads and to establish road user costs on the road as they deteriorated. The results were used to produce a model directly with data collected in the field. The Kenya study was to establish a set of relationships between vehicle operating costs, vehicle type, physical operating conditions and operator characteristics. Both experimental investigation into vehicle speeds and fuel consumption and a user survey on vehicle operating costs were used to develop the data.

A second part of the study was concerned with the character of the road, in particular, how a given road design performed in a particular environment when subjected to a given traffic loading. The impact of different maintenance policies also was addressed in this portion of the study.

The models generated by the Kenya study established many empirical relationships which need to be verified under broader conditions. Further, the transferability of the Kenya results to other countries and regions having different conditions needs to be established. Finally, only limited attention and data were developed for certain user cost elements, such as depreciation, and only a limited range of extreme conditions of road roughness and geometry were investigated. However, the model will aid decision making for project selection based on minimizing the sum of construction, maintenance and road user costs over the "life" of the alternative road designs examined.

THE MODULE CONCEPT

For the highway cost model to be an effective decision tool it must be capable of making rapid investigations of many alternate geometric standards, pavement designs and maintenance strategies. To do this economically, the model must be designed for use with a computer. Further, the simulation routines and iterative nature of the analysis process is not practical outside of a computer environment.

The highway cost model will consist of a number of separate sub-systems or modules which are structured to interact with one another through instructions from a main program. These modules can include the following:

- 1) Main program module
- 2) Input module
- 3) Construction quantities module
- 4) Road deterioration module
- 5) Maintenance module
- 6) Vehicle performance module
- 7) Cost module
- 8) Output module

Input Module

In general, the following parameters will be input to the highway planning cost model although some might be generated in the program to facilitate the use of the model in very general situations or for sensitivity testing of various module elements of the model.

- a) Environment
 - Terrain
 - Traffic
 - Weather
 - Geological Conditions

- b) Design
 - Pavement
 - Speed
 - Geometry

- c) Unit Costs
 - Construction
 - Maintenance
 - Road User

- d) Maintenance
 - Policy
 - Technology

Construction Quantities Module

For given environmental and design constraints, the construction quantities required to produce the road project will be determined. Further, this module will calculate quantities for stage constructions projects.

Road Deterioration Module

Each year of the analysis, a road in a given condition state is subjected to traffic and the natural environment. It involves to a second condition state, depending in part on maintenance inputs. This module will predict these roadway conditions in terms of roughness, rut depth, cracking and other quantifiable measures of the condition of the road.

Maintenance Module

Each year of the analysis, the road is in a given condition state. Depending on maintenance policy inputs, the condition is translated into maintenance workload. This, in turn,

is converted to maintenance quantities using maintenance activity standards which describe the labor, equipment and material requirements for the workload.

Vehicle Performance Module

Each year of the analysis, vehicle operation is simulated on a road having 1) given geometric characteristics, 2) surface qualities related to the road condition state, and 3) within a traffic stream of predicted volume and composition. This simulation process yields quantities of vehicle consumption, i.e., fuel, oil, tires, etc.

Cost Module

Unit cost inputs to the module are applied to quantities of construction, maintenance and vehicle user consumption to produce total annual highway costs. This cost is appropriately discounted and accumulated over the analysis period being studied.

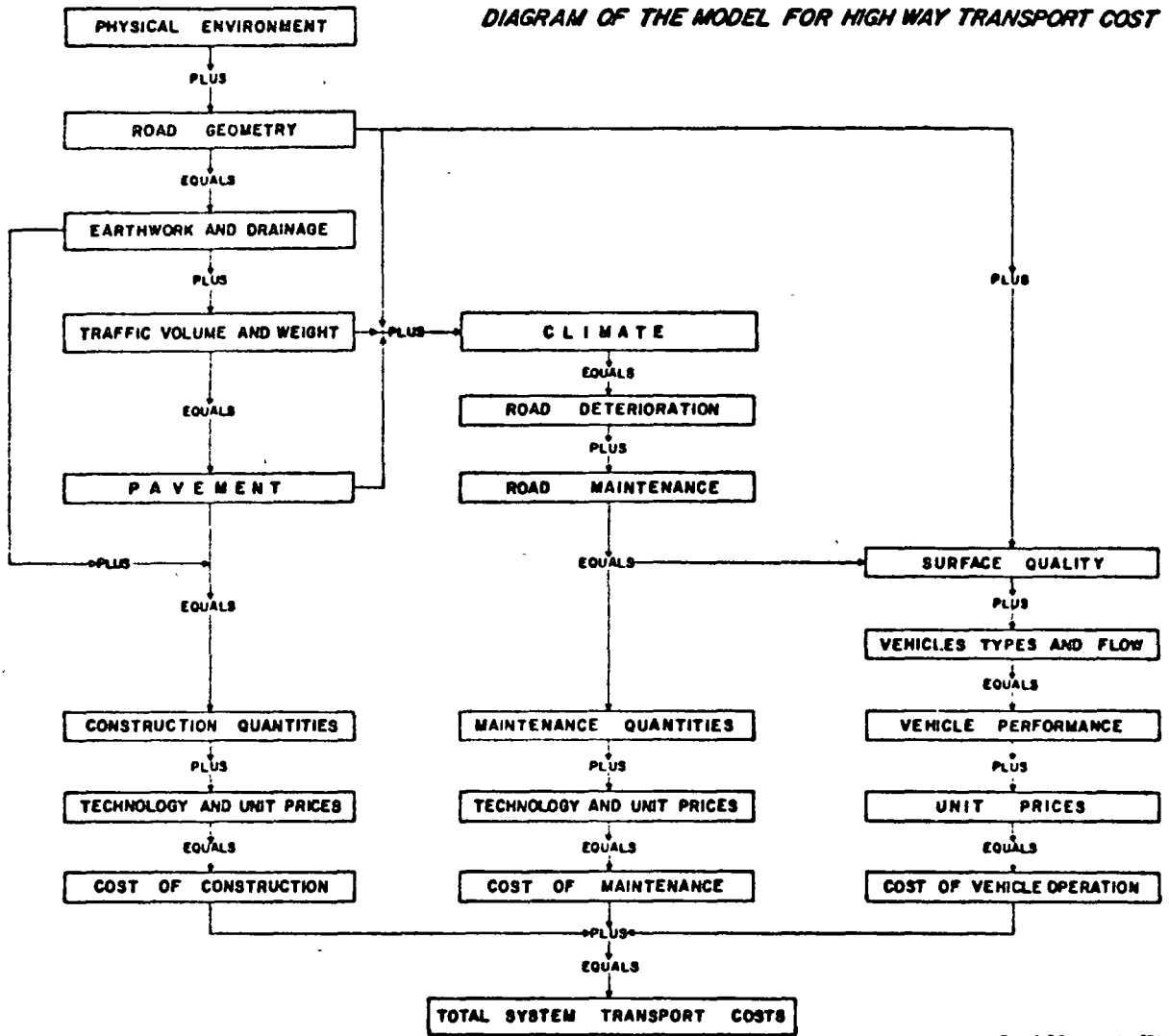
Output Module

The principal output of the module is a total transportation cost value for a given design standard and maintenance strategy. Any interim costs for major or minor elements of the system also can be generated by the program. However, default output will be limited to that information needed to permit an overall assessment of the analysis. When details in any area of the analysis are desired, they will be required to be requested by the user.

A system flow diagram for the highway cost model developed by MIT for the World Bank is shown in Figure 1.

The highway cost model will be developed to accommodate a wide range of users, including both governmental and financial agencies. Further, it will be structured to permit analysis at various study levels. This includes pre-feasibility, feasibility and actual project appraisals. To permit this maximum interface with users for a variety of purposes, the input requirements can be varied widely. The inclusion of extensive default routines to generate needed

DIAGRAM OF THE MODEL FOR HIGHWAY TRANSPORT COST



Doc. L. S. 8/20/74

Figure 1 Flow Chart for Highway Cost Model Developed in the MIT Study (Ref 8)

data when it is not otherwise readily available will maximize the ease with which the program can be run.

The model also should permit users to modify when needed many of the relationships defined within the model. This relaxing of manipulative rigidities can be accommodated through optional input parameters requiring definitive action on the part of the user.

The model must be structured so that it is readily updatable, otherwise it will quickly become obsolete. This is accommodated in part by the modular structure envisioned for the model. It also is important that quantities of materials and user consumption rather than costs be the predicted output of the relationships established. Using a unit costing concept facilitates this approach. Finally, in structuring the actual program, the empirical relationships used in predicting the various quantities and user consumption will be clearly delineated and labeled.

ELEMENTS REQUIRING MAJOR ATTENTION

Prior to the Kenya study, no research had been directed towards understanding the relationships between maintenance policies, roadway conditions and total highway and user costs. Considerable study still is required in this area.

More verification between experimental results relating user costs to roadway geometrics and conditions are needed. This is particularly true related to tirewear, vehicle maintenance and depreciation. Also, user relationships need to embrace a wider range of vehicle classes than was used in the Kenya study.

Additionally, the effect of vehicle congestion on vehicle speed should be accommodated in the model.

BRAZILIAN MODEL REQUIREMENTS

The majority of the Brazilian road transport network involves rural highways with less than 5,000 average daily traffic.

Although new roads are needed to open underdeveloped

areas in Brazil, major investment decisions involving the maintenance and the existing system will also need to be made in the future. Reliable quantitative planning tools to make these decisions are non-existent. For this reason the Brazilian Government has undertaken with two of its major transport planning agencies research directed towards the development of interrelationships between the cost of construction, maintenance and utilization of the highways. This interest is based on a need to have an objective highway planning tool for use in Brazil, and also on the reluctance to use relationships developed for areas unlike Brazil and therefore of questionable validity here.

The wide range of traffic, climate and geography encompassed by the road network in Brazil needs to be covered in the study.

Secondary Model Requirements

Recent rises in world petroleum prices and the dependency of Brazil on oil imports (only about 1/3 produced locally) has created critical problems in the balance of payments with deep reflection on the economy and in the transport industry. To cope with the problem the government is taking several steps in a general fuel-saving policy outlined in several government documents.

The main objectives of the research are related to highway planning. However, the data collected during research can provide primary input to evaluate many of the steps tried for saving fuel.

The research team is not committed to undertake economic studies that will lead to recommendations to the government on the fuel-saving policies. Nevertheless the output of the research can be part of the input needed to answer related questions.

1. What would be savings in fuel if the limit of speeds in all federal and state highways were reduced to the optimum level for fuel saving of the average traffic need?
2. How much expenses could be justified to enforce the reduced speed?

GENERAL STUDY ORGANIZATION

OBJECTIVES OF THE PROJECT

The long-range objective of this Project is both to assist the Government of Brazil in minimizing the total cost of their highway transport system and to provide the results to other countries to achieve the same benefits on a world-wide basis.

This will be accomplished by better defining the interrelationships between the three components affecting road transportation costs: 1) construction, 2) maintenance and 3) road user costs. The individual relationships for these three costs may be used separately in road analysis and/or may be combined in a mathematical model. Using such a model, it will be possible to indicate construction and maintenance strategies leading to the minimization of the sum of these three cost components, i.e., minimum total road transport costs.

The objective will be accomplished through four immediate sub-objectives which are:

- (1) to establish the relationships between a) road user costs, b) road geometric standards and c) surface conditions for rural roads;
- (2) to measure the relationship of road deterioration and maintenance costs as a function of pavement and geometric design standards and traffic for rural roads and climatic conditions typical of Brazil;
- (3) to develop mathematical models or modify and adapt those existing for Brazilian use with parameters developed in (1) and (2) above, and
- (4) to establish a capability for continuing applied highway research in Brazil.

SCOPE OF THE STUDY

A project to accomplish the desired objectives could be undertaken at many levels. The scope of the present study is the largest yet undertaken in the field to define highway cost relationships. Funding will total approximately eight million equivalent US dollars.

Scientific and Analytical Scope

The project will develop primary data which can be used to determine the required cost relationships. These data will be obtained both by controlled experimentation, measurements, and through a well organized and documented survey procedure. Sound experimental design and survey design techniques will be established for the separate studies. This is to insure that in so far as possible, quantitative statements of accuracy can be made about the resulting models and coefficients.

Geographic Scope

The basic research will be conducted on rural highways in central Brazil, in the states of Minas Gerais and Goiás and the Federal District with sufficient satellite studies in other areas of Brazil as needed and economically feasible to provide full coverage of the factor space and variables involved. Where possible, the data and results will be presented in terms of basic variables which can be defined for and translated to rural highways anywhere in the world.

Scope of Application

The primary data, the direct analysis and the resulting models will have direct and immediate applicability in Brazil. In addition every attempt will be made to combine the results of this study with those of previous studies as indicated in

objective 3. The models will have primary applicability in the pre-feasibility and feasibility studies of rural highway development in Brazil and many developing countries.

The data itself will be recorded and preserved in such a fashion that it can be made available to others for further analysis, testing of models or other useful applications.

Time Scope

Following three years of planning, the project began on 1 July with an initiation phase of 6 months. The primary data collection and preliminary analysis phase will last 30 months, and 6 months have been designated for final analysis and reporting. Continuation of many of the studies on road user costs and road deterioration is desirable and will improve them significantly. The project structure and equipment will be adequate to continue, and it is hoped that a means can be developed to extend certain of the data observations and reanalysis to 1982, in accordance with objective 4. At present no firm plans exist to continue past 1 March 1979.

RESEARCH APPROACH

A study of this magnitude could be approached in many ways. Our approach has been 1) to take full advantage of background information and work done by others particularly the study in Kenya, and 2) to obtain valid primary data on those important areas which need further study.

The basic research approach will be to develop and conduct an integrated research project covering relevant aspects of the highway cost interrelationships problem. Basically these involve the relationships between road user costs, pavement performance, road geometric characteristics, and pavement maintenance. Past experience and current study of the problem have shown that a judicious combination of experimental measurements and "survey" techniques will be required to

obtain the required relationships. Measurements alone are inadequate. Certain variables such as depreciation, driver behavior and realistic costs of vehicles in actual operation do not yield to direct measurements. Yet these must be related to characteristics of the road and the pavement which are variable and measurable. Pavement performance and the effect of various maintenance strategies are measurable if care is taken and proper instrumentation is available.

All of the major factors to be determined in this study are functions of time. Thus great attention must be given to the time stability of measurements on the study such as pavement roughness or serviceability and pavement maintenance. Likewise, road user costs must be collected over a period of time and these data records must be kept in a uniform fashion for a period of 2 or 3 years.

To accomplish these tasks effectively within the project resources the user costs survey problem is being critically examined. Needed is an effective survey design which is as economical as possible in terms of resources expended per unit of information. Statisticians, experimental designers and survey economists have been called in as consultants to assist in this phase of the Project.

In terms of measurable variables we have undertaken to cover the factor space effectively and economically by using experimental design techniques which provide economical use of sample distribution and experimental units. The analysis of these statistical experiments will be complicated and require effective statistical help and computer support.

The magnitude of the study and the large number of data items generates a need for effective data management techniques. These data processing needs together with the complex statistical analysis requirements, the obvious need for computer modeling and the presentation of the final results dictate the need for strong computer support on the project.

In order to perform the measurements needed and to maintain the equipment effectively, a qualified instrumen-

tation group is required on the project staff. They will be active in mechanical as well as electrical instrumentation and must develop instrumentation on the job as needed.

Research Flow Chart

Figure 2 was developed to summarize a picture of the proposed research approach to the Project.

First, the general project objectives are defined. Then, the basic model needs, to be addressed during the project, are identified. These include major sub-component areas of the project planning model 1) construction, 2) maintenance and 3) road user modules. The principal variables to be addressed in each module are also identified.

Based on these basic modules and variables a general research methodology has been developed. This results in three branches, one for road construction and maintenance costs, another for road user costs and a third indicating the need to interface with and improve the existing state of the art models.

Under road construction and maintenance two functions are shown. The maintenance expenditure information will be collected from existing studies in Brazil. The major pavement studies will be experimental as shown. Under road user costs two major functions are also shown: user costs surveys and user costs experiments and traffic studies.

Finally, all the results from the Project will be brought together to produce a project planning model which will then be tested and refined to produce the best model possible. The dashed lines are proposed extensions of the work by the Brazil research team, to be carried on if possible after the end of the current study.

Literature Review

Initially, background literature was drawn from surveys

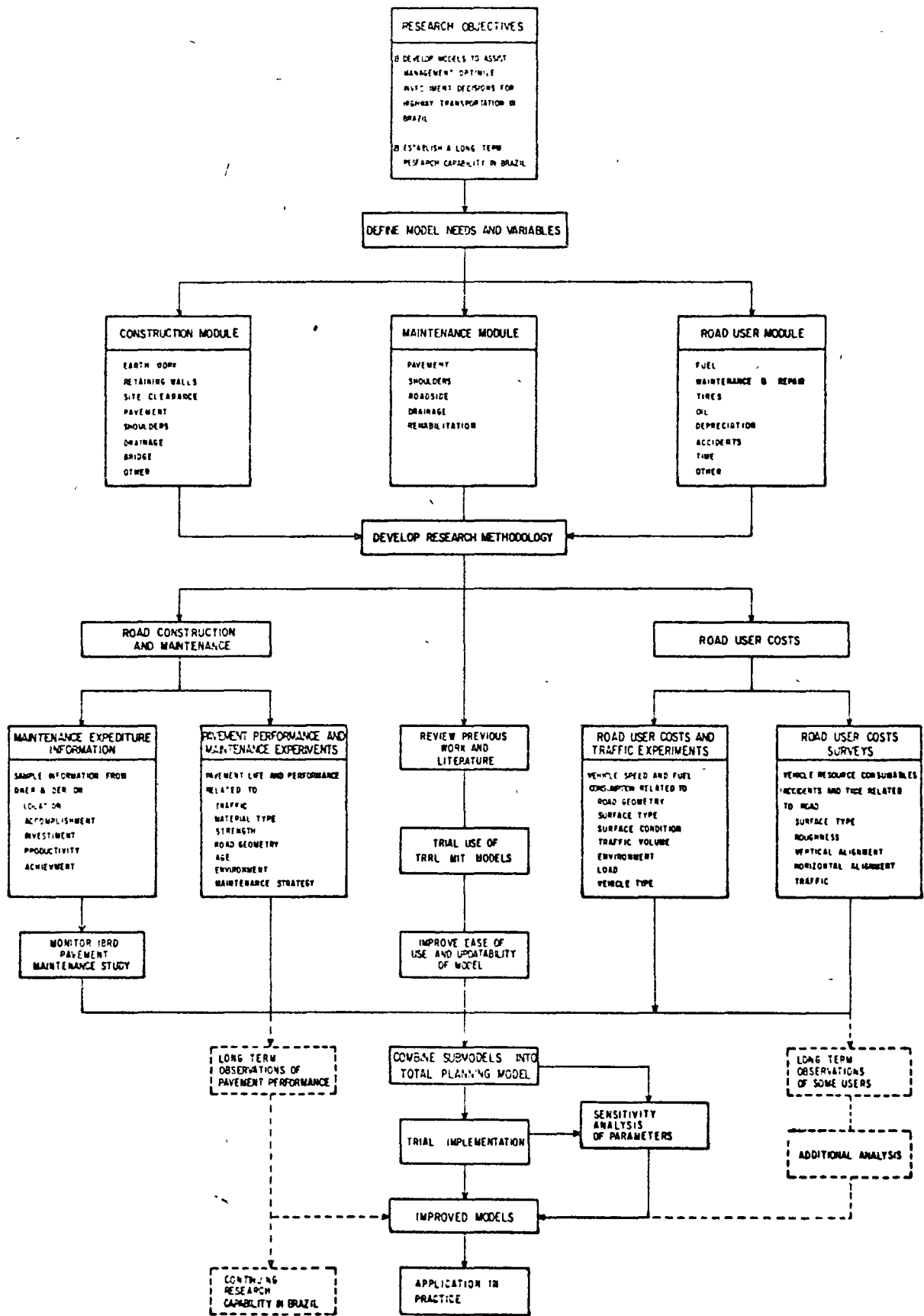


Figure 2 System Flow of the Organization of Research for the Project

done by the World Bank, the MIT Group, and by TRRL in the Kenya Study. References to this work are presented where appropriate herein. The basic history of these developments has been presented earlier. Finally a large number of related references have been obtained also from the British Transportation and Road Research Laboratory. Likewise, a thorough search has been made through the Highway Research Information Service and up-to-date information on related topics from this source is still being received. In future project reports a complete bibliography of relevant documents will be listed for permanent reference.

The study international Director visited several relevant research laboratories all over the world in March 1975 to discuss the study, related on going research and potential personnel for the project staff. These contacts have yielded considerable literature and information for the project.

Instrumentation and Equipment

To support the research effort, available instrumentation has been studied and \$ 500,000 worth of the latest and best equipment available has been purchased to carry out the required measurements programs. It was also necessary that a complete instrument development and repair shop be created to maintain the equipment. A separate chapter in this report treats the available instrumentation in detail.

In order to accomplish the measurements of road user cost variables a fleet of 8 test vehicles varying from a Volkswagen 1300 automobile to a 27-ton Scania Vabis truck has been purchased.

RESEARCH ORGANIZATION

The Project is being conducted directly by a team involving input from several groups: 1) sponsors, 2) Brazilian staff, 3) expatriate staff, 4) Expert Working Group, 5) spe-

cial consultants, and 6) cooperating international agencies.

All of these groups are important to the project and each contributes in a special way.

The sponsors

This project is the result of an agreement signed in January '75 between the Government of Brazil and the United Nations Development Program (UNDP).

According to this agreement the Ministry of Transport of Brazil is the Government Cooperating Agency through "Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes - GEIPOT," and the International Bank for Reconstruction and Development (IBRD) is the executing agency for UNDP.

GEIPOT is cooperating with the "Departamento Nacional de Estradas de Rodagem" (DNER) through its "Instituto de Pesquisas Rodoviárias" (IPR), and both have received grants from the "Instituto de Planejamento Econômico e Social" (IPEA) and from the "Secretaria de Cooperação Econômica e Técnica Internacional" (SUBIN), respectively. The other sponsors include the United Nations Development Program (UNDP) and the International Bank for Reconstruction and Development (IBRD). This sponsorship includes financial, physical and technological support.

Brazilian Staff

The Brazilian staff consists of professional, technical, clerical and administrative employees drawn from several government agencies and state highway departments in Brazil. They are being assembled and organized in GEIPOT offices in Brasilia under the leadership of Messrs. José Teixeira de Carvalho and Theodoro de C. Lustosa.

Expatriate Staff

The non-Brazilian project staff was formed by the Texas Research and Development Foundation (TRDF) under the leadership of Dr. W. R. Hudson, technical director of the Project. The team will include ten professionals drawn from all over the world, whose talents fill a special need on the Project. Staffing details are covered later. The Senior Project Staff is shown on page iii. The team serves under contract to the World Bank, the executing agency for the UDNP portion of the Project. World Bank contact representatives for the Project are Drs. Clell Harral and Per Fossberg.

Expert Working Group and Special Consultants

To provide advice to the Project in technical areas of special concern we established a working group of expert advisors in statistics, economics, pavement performance, pavement maintenance and rehabilitation, vehicle operating costs, and low-cost roads. This group has met twice and is expected to meet as needed once or twice annually throughout the Project. Special consultants including both individual members of the EWG and other experts will be retained as needed to provide assistance in any Project study area.

Cooperating International Agencies

A large group of research agencies around the world have expressed interest in this research project. At present the project staff is corresponding informally with this group to keep them apprised of the project research efforts. Of primary importance of course is the TRRL group who conducted the work in Kenya, led by Henry Hide and S. W. Abaynayaka. These two men have worked with the staff on preliminary visits to the project offices in November, 1975. There have been

several suggestions that this group be organized into an international project committee to correspond with the project staff and exchange publications, ideas and information relative to the research activity. Such a group could also be an excellent mechanism for early and rapid implementation of the results of the Project.

Project Coordination

An important part of a large complex research project such as this is coordinating it among all the agencies involved. In particular we will be dealing with existing highways which involve several Brazilian state highway departments (DER) and several districts of the federal highway department (DNER). Other government planning agencies in Brazilian and international agencies will be involved in the research and additional coordination will be required here also.

STRUCTURE OF THE PROJECT STAFF

The study approach and background dictate a staff organization which can function in three major research areas with several support functions. This basic organization was set forth by GEIPOT, UNDP and the World Bank in the original Project documents (Ref 13-15) and has been clarified further during the first 90 days of work on the project.

Three basic research units have been set up to deal functionally with the major areas of concern (figure 3).

1. Road user costs surveys group
2. Road user costs and traffic experiments group
3. Pavement performance and maintenance group

These research groups are assisted by five support functions

1. Project management and coordination group
2. Statistics and analysis group
3. Computer and data management group

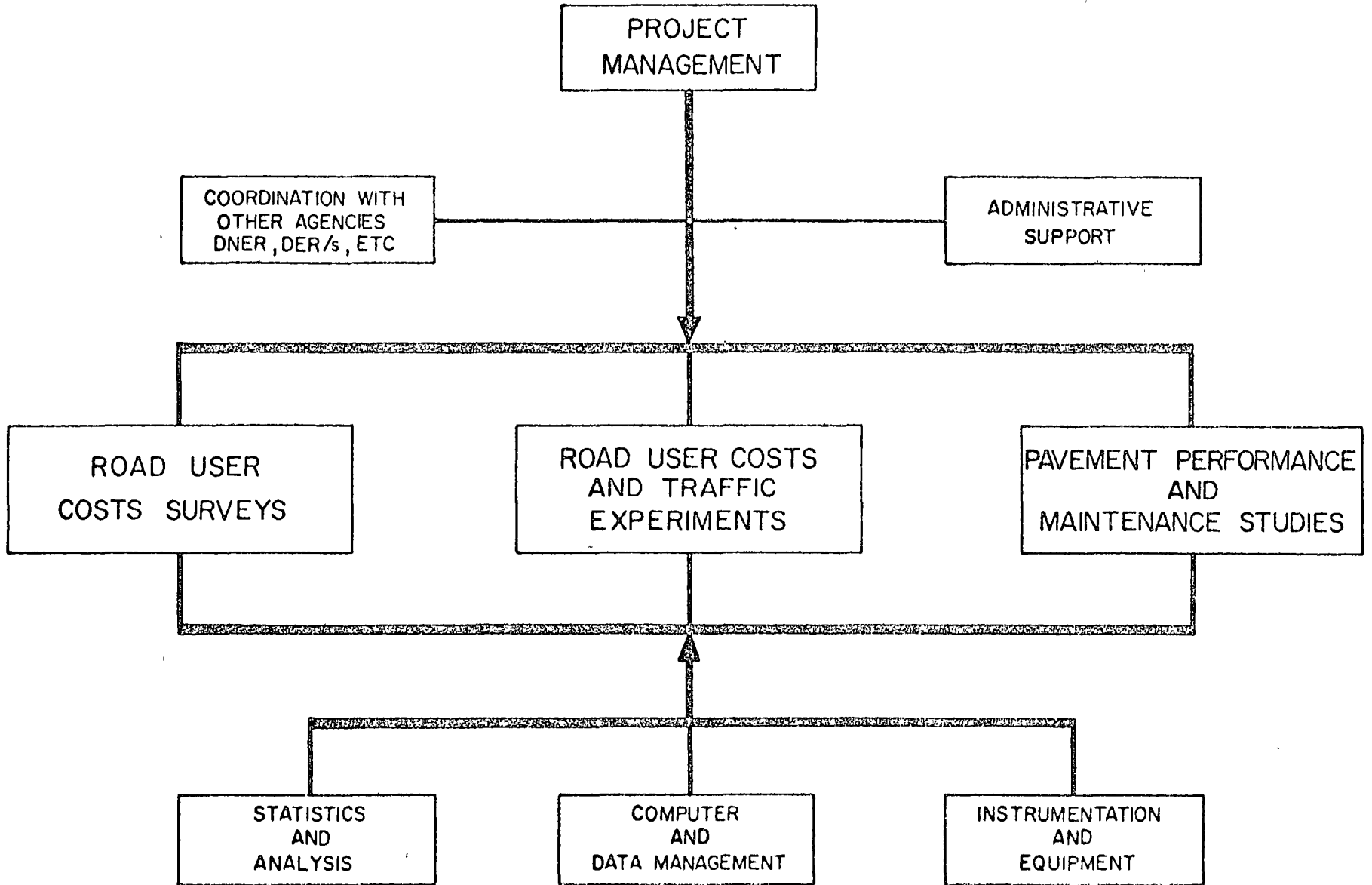


Figure 3 Functional Organization Chart of Project

4. Instrumentation and equipment group
5. Administrative support group

For each of these eight functions, leadership is shared by the expatriate staff and the Brazilian team except in the administrative support unit which is totally Brazilian and supplied by GEIPOT.

Professional Disciplines

In assembling the research team careful attention was given to the selection of the disciplines and skills required. Ten senior professional slots were specified in the UNDP expatriate budget. These ten persons and their Brazilian counterparts must be carefully selected. Additional supporting professional staff is available through the Brazilian staff group.

Disciplines deemed essential to the study are as follows:

- | | |
|--------------------------------------|---|
| 1. Technical Director | - Civil engineer or economist with transport research experience on large multidisciplinary projects. |
| 2. Asst Technical Director | - Same general qualifications as Director. |
| 3. Vehicle Operating Cost Specialist | - Transport experience preferably with operating companies. |
| 4. Statistician | - Training in experimental design. |
| 5. Pavement Engineer | - Research experience on pavement maintenance and performance. |
| 6. Traffic Engineer | - Experience on vehicle flow and traffic studies. |
| 7. Transport Economist | - Advanced degree with research experience. |
| 8. Computer Specialist | - Experience in data management and program adaptation. |
| 9. Instrumentation Engineer | - Electronic Engineer with both digital and mechanical experience. |

10. Analyst - Model Builder - Advanced degree in Statistics with training or experience in computer and/or Economics.

Each of these jobs is filled by two persons, an expatriate and Brazilian counterpart. In this way input is made from both sides of the team and leadership is provided to the Project supporting staff which is all Brazilian.

Supporting Staff

To support the senior staff and to carry out the detailed research program a group of younger professionals, technical assistants, computer programmers, secretaries and clerical assistants are available. It is expected that this support group will total approximately 150 persons at the maximum research effort.

Some of these personnel such as civil engineers, computer programmers, and soils technicians are available. Many of the personnel however must be hired and carefully trained to carry out their particular job on the project. This is particularly true of technicians to measure speed fuel consumption, and traffic flow, and the clerks required to carry out field surveys of vehicle operating costs and other user costs.

We feel that an important part of this research as outlined in objective 4 and as emphasized in the Project document signed by the Brazilian Government, the UNDP, and the World Bank is to develop a trained pool of research manpower which can continue this type of research work in Brazil in the future. All staffing efforts will be carried out with this in mind.

Functional Organization

As a result of the studies and requirements outlined above an organization has been set up as shown in Figure 3. The detailed organization chart is shown in Figure 4 as of March

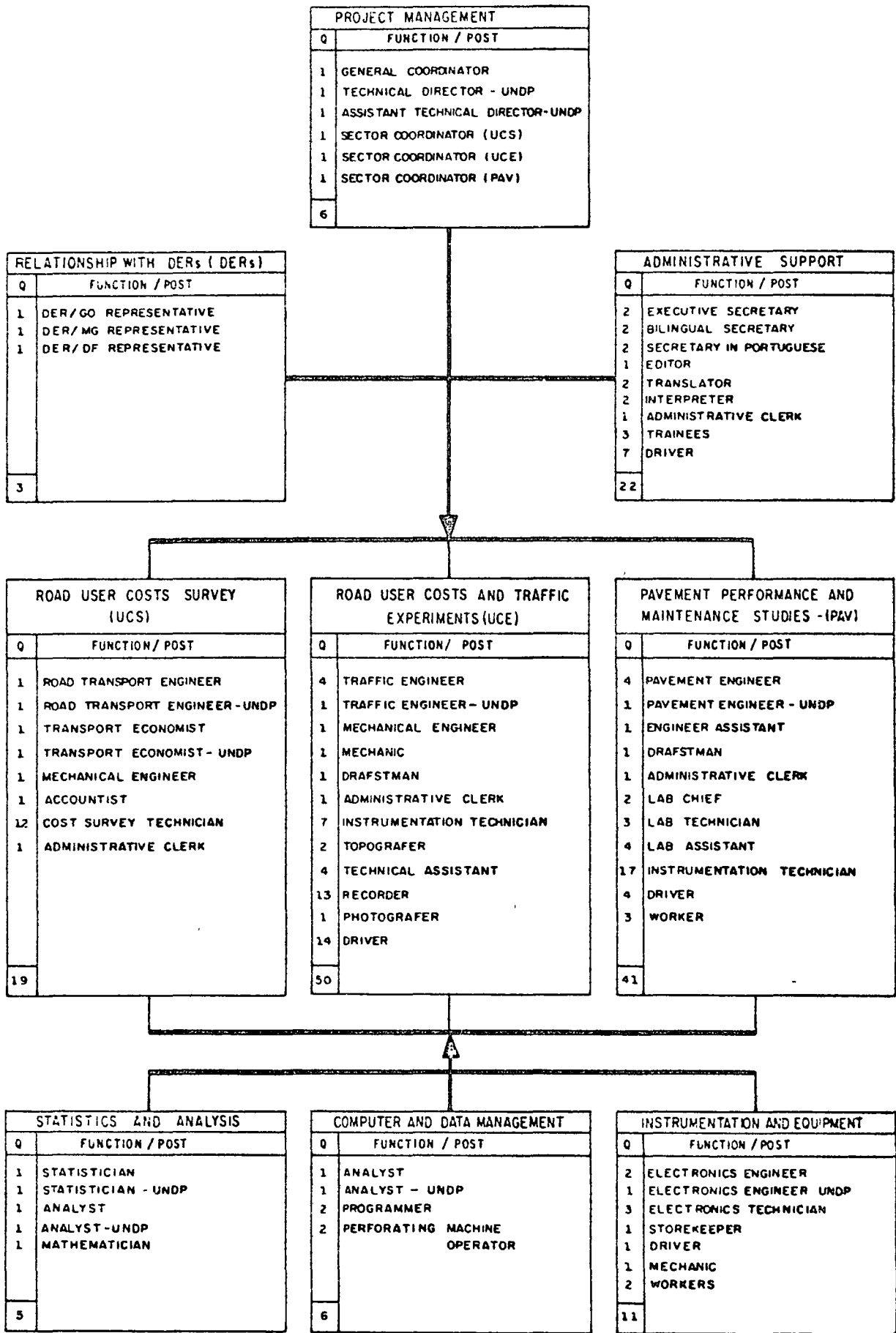


Figure 4 Detail Organization Chart Showing Number and Title of Personnel Required for Project

1976. This will of necessity be modified from time to time as the actual progress of the work dictates. A total of ten expatriate professionals, 18 Brazilian professionals and approximately 120 other technical staff and workers will be involved in the Project. The senior professionals are shown in Figure 5. Eight expatriates, 13 Brazilian professionals and 40 staff are on the job as of March 1976.

Road User Costs Surveys

This group will carry out one of the major functions of the Project. Their objective will be to develop realistic and analytically sound surveys for determining vehicle operating costs for all types of vehicles on a variety of Brazilian roads. They will analyse the resulting survey data for input into the overall project cost model. This work will be closely coordinated with the user costs experimental studies.

Road User Costs and Traffic Experiments

This group will design, carry out and analyse experiments related to vehicle operating costs, speed and road characteristics. This will include operation and experimentation with the 9 test vehicles previously discussed. Tests will be conducted to determine parameters and costs for calibration and correlation with the user costs survey data, thus close coordination will be required with the user survey group. The details of this part of the Project are discussed later.

Pavement Performance and Maintenance Experiments

The pavement studies are aimed at determining the pavement design requirements and the construction costs for various traffic flow and load conditions. The related effects and

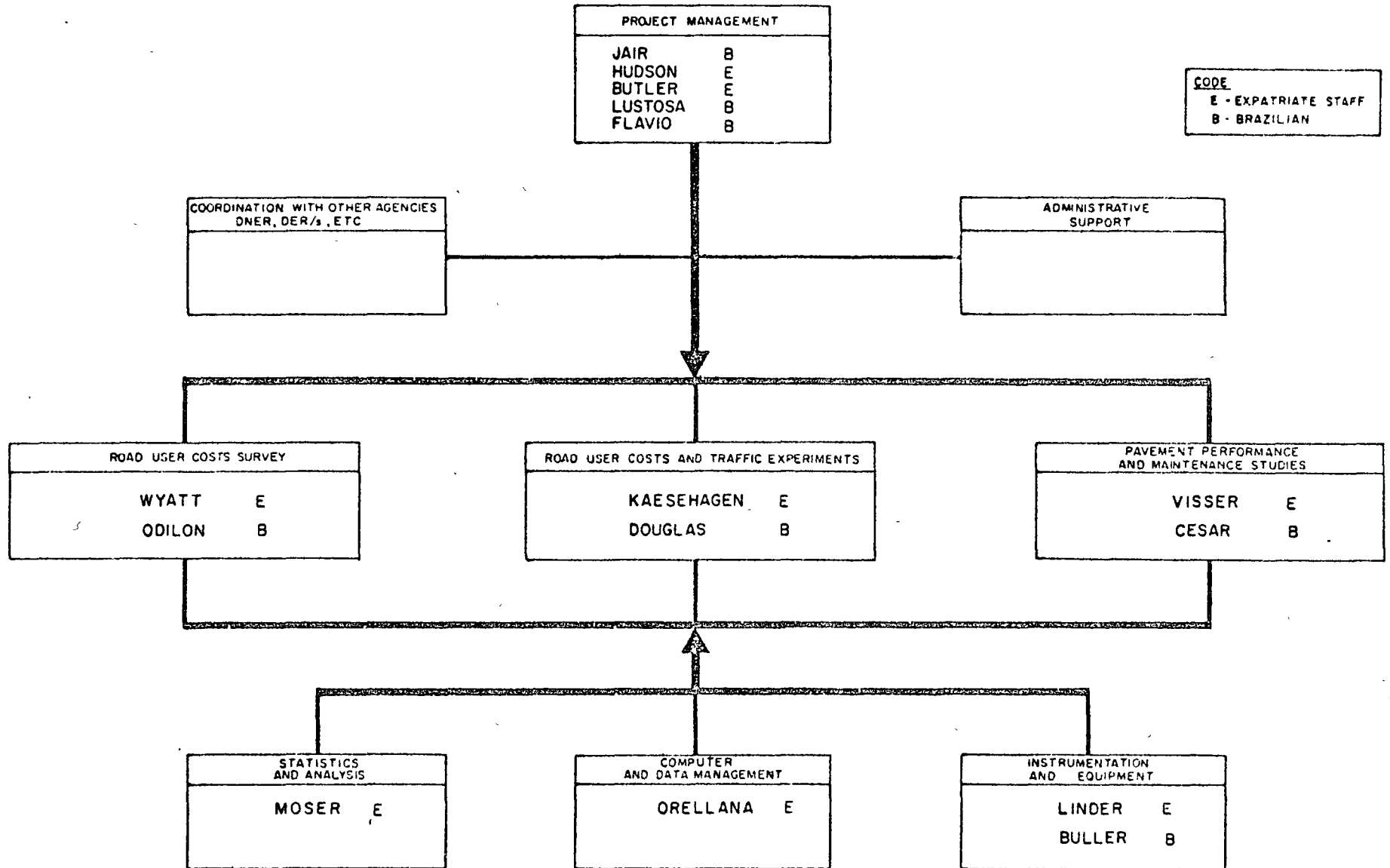


Figure 5 Senior Personnel Assignments for the Research Project

costs of maintenance and rehabilitation will also be studied to obtain relationships and inputs into the overall highway cost models. Instrumentation related to pavement measurements will also be used to measure pavement inputs for the user costs surveys and user cost experiments. The details of these pavement studies are covered under Summary of Study Areas.

Support Functions

Equally important are the support functions, particularly instrumentation, computer, and statistics-analysis group. Little additional attention will be given to the management and administrative group which will be structured as required to keep the Project functioning effectively. The coordination group is made up of engineer representatives of the DNER and the state highway departments in the States of Minas Gerais, Goiás and the Federal District, the primary study area of the Project. These men will assist in coordination of the research with field units of their respective states.

GENERAL WORK PLAN

It is difficult to consolidate a specific work plan for a project of this size which does not become long and tedious. However, it is valuable for understanding of the overall Project to present a summary plan of the work to be accomplished. This gives a general impression of the major work items to be accomplished and their relationships to each other. Detailed work plans for the major studies are presented in their respective chapters with detailed time schedules and associated information. Table 1 presents a summary work plan which conveys the overall aspects of the work in a functional way. No time schedule is shown there but the overall time flow is indicated in the arrangement and statement of the work items.

TABLE 1 - SUMMARY WORK PLAN PROJECT ON INTERRELATIONSHIPS OF HIGHWAY COSTS

A - MANAGEMENT AND ADMINISTRATION GROUP

1. Mobilize expatriate staff in Brazil
2. Set up Expert Working Group and consultants
3. Mobilize Brazilian staff
4. Coordinate among the research and support groups
5. Provide liaison with sponsors and visitors
6. Administrate budgeting, hiring, purchasing, etc.
7. Prepare and publish reports
8. Coordinate Project in Brazil with transport agencies
9. Supervise final analysis, reporting and implementation

B - ROAD USER COSTS SURVEYS GROUP

1. Gather background information
 - a) On national vehicle population
 - b) On vehicle operators
 - c) From vehicle manufacturers
 - d) Develop good will and interest from vehicle-operators
2. Conduct pilot studies
 - a) Conduct pre-pilot study
 - b) Select pilot sample of vehicle operators, prepare forms and collect data
3. Set up final survey design
 - a) 300-500 vehicles from
 - 10-30 individuals
 - 10-30 companies
 - 1-3 visits each per month
 - 15-25 data itemsTotal 10-37,000 items per month
 - b) 100-300 separate routes
Measure roughness, geometry, traffic flow
 - c) Match vehicle to route
4. Coordinate with user costs experiments
5. Process data
 - a) Collect, check and compare
 - b) Key punch, verify, computer process
6. Analyse data
 - a) Pre-analyse data during the study
 - b) Make internal checks for accuracy

- c) Test Kenya - TRRL data
- d) Final analysis

7. Prepare reports as required

C - ROAD USER COSTS AND TRAFFIC EXPERIMENTS

1. Study available roads for test sections
2. Establish the preliminary experimental designs
3. Select 100-150 test sections on plans
4. Mark & survey test sections in the field
5. Conduct pilot studies to establish procedures
6. Analyse results and prepare report
7. Conduct speed studies (500-600,000 measurements)
8. Conduct acceleration tests (3-5,000 measurements)
9. Measure free speed (200 sites, 100,000 measurements)
10. Conduct fuel consumption study
 - a) Buy test vehicles
 - b) Design loads and arrange for loading/unloading equipment
 - c) Measure fuel consumption and speed (6-7,000 runs)
11. Conduct traffic surveys at 144 sites
12. Classify vehicles at 144 sites
13. Check and computer process all data
14. Pre-analyse data during testing
15. Test MIT-TRRL models
16. Conduct final analysis and build models
17. Prepare reports as required

D - PAVEMENT PERFORMANCE AND MAINTENANCE STUDIES GROUP

1. Gather information on existing roads (paved, gravel, and earth)
2. Determine maintenance policy and design standards
3. Design experiments (pavement, gravel & earth, maintenance overlays)
4. Conduct pilot studies, analyse and prepare report
5. Set up calibration course for roughness equipment
6. Assist with instrument calibration as needed
7. Set up control soils laboratory
8. Study road maintenance policies and procedures
9. Set up final experiment designs (150-250 sections)
10. Select and mark test sections in field
11. For each section define or measure
 - a) Material properties
 - b) Traffic data and loads
 - c) Roughness and serviceability
 - d) Deflections
 - e) Distress surveys
12. Process, check and pre-analyse all data
13. Test MIT and TRRL - Kenya Models

14. Conduct final analysis and build models
15. Prepare reports as required

E - STATISTICS AND ANALYSIS GROUP

1. Select statistical analysis programs for computer
2. Develop preliminary designs for all major experiments (about 20)
3. Test each design with dummy data
4. Set up pilot and pilot experimental designs
5. Advise total project on statistics
6. Assist with pre-analysis
7. Lead final analysis and model building
 - a) User costs surveys (4-8 studies)
 - b) User costs experiments (10-14 experiments)
 - c) Pavement performance and maintenance (6-10 experiments)

F - COMPUTER AND DATA PROCESSING GROUP

1. Study computer needs for the Project
2. Determine computer availability
3. Arrange for computer services and facilities
4. Hire and train personnel for data processing
5. Adapt computer statistics library for use
6. Adapt pavement analysis program for use
7. Set up data system for profilometer
8. Develop computer programs as required for project
9. Set up data management system for project
10. Check and process data for all project activities
11. Provide computer support for pre-analysis, analysis and model building

G - INSTRUMENTATION GROUP

1. Create an instrument shop and soils laboratory
2. Purchase all equipment listed
 - a) Surface dynamics road profilometer system
 - b) Mays road roughness meters (4 each)
 - c) Road geometric survey vehicles (2 each)
 - d) Dynamic scales
 - e) Static scales (2 each)
 - f) Traffic counters (25 manual and 10 automatic)
 - g) Fuel consumption meters (5 each)
 - h) Tachographs (20 each)
 - i) Vehicle speed meters (4 each)
 - j) Lapsed time Cameras (2 each)
 - k) Dynaflect deflection device
 - l) Benkelman deflection beams (6 each)
 - m) Rain gauges (10 each)

- n) Stop watches (several types - 50 total)
 - o) Resilient modulus repeated load test machine
 - p) Splitting tensile test machine
 - q) Soils laboratory
3. Set up, test, and calibrate all equipment
 4. Hire and train crews to operate equipment
 5. Repair and operate equipment during 3-year study
 6. Select and operate 8 dynamic scales weighing locations
 7. Develop and modify equipment as required
 8. Establish permanent instrumentation group for Brazil

BUDGET TABLE

Table 2 shows the distribution of resources planned for each of eight project activities. The man/months shown reflect the total commitments of GEIPOT, UNDP and DNER. The percent total budget is based on a four-to-one professional-support ratio.

TABLE 2 - BUDGET ALLOCATION FOR BRAZIL RESEARCH ON THE INTERRELATIONSHIP BETWEEN COST OF HIGHWAY CONSTRUCTION, MAINTENANCE AND UTILIZATION

Activity Description	Professional Man/Months	Support Man/Months	Equipment US Dollars	Percent Total Budget
Administrative Coordination	189	-	-	8
Administrative Services	-	729	-	8
Computer Services	72	132	-	5
Analysis Services	172	-	-	8
Instrumentation	99	245	-	7
User Costs Surveys	239	590	208,000	19
User Costs and Traffic Experiments	227	1,172	382,000	25
Pavement & Maintenance	197	897	292,000	20

SUMMARY OF STUDY AREAS

ROAD USER COST SURVEYS

The major thrust of this part of the study is to develop reliable road-user cost information. This group will monitor vehicle operating costs for about 500 vehicles of various types operating on a limited number of routes having uniform characters of vertical geometry and roughness. These vehicles will be drawn from 40 to 60 organizations operating buses, trucks and automobiles in Brazil.

No vehicle cost Survey of this size and complexity has been attempted before. The nearest related study, TRRL's Kenya Study (Ref. 9), was fairly limited in extent and in the applicability of its results. No formal methodology has yet been established for this kind of survey.

Extensive resources have been allocated to the survey portion of the Project in terms of technical assistance from survey experts, statisticians and economists. They helped in devising and detailing the methodology.

Within the road users costs surveys, emphasis is also being placed upon depreciation and vehicle maintenance costs. These are the items about which least is presently known and a significant effort in these areas should produce results more valid than the judgemental values historically used.

Objectives and Scope

The overall objective of the user costs surveys is to establish relationships between various components of vehicle operating costs and road design variables, surface roughness, vertical and horizontal alignment, and for essentially low-volume rural roads. In order to do this it will be necessary to determine user costs for measurable road conditions so that cost differentials can be determined.

The components of vehicle operating costs being considered are 1) fuel 2) oil 3) tyres 4) maintenance parts 5) labour and 6) depreciation. Maintenance and depreciation together comprise about 50% of operating costs (see Table 3) and a major task of the Survey is to establish sound relationships for these components. Fuel consumption will be addressed in the user experiments and the results calibrated using survey data. Tire costs comprise overall

TABLE 3 - IMPACT OF COSTS BY COST ELEMENT AND VEHICLE CLASS, INCLUDING TAXES, ON THE VEHICLE POPULATION OF MINAS GERAIS AND GOIÁS, EXCLUDING VEHICLES IN THE URBAN AREAS OF BELO HORIZONTE AND GOIÂNIA. ANNUAL COSTS IN MILLIONS OF CRUZEIROS, DECEMBER 1975

VEHICLE CLASS	FUEL	OIL	TYRES	MAINTENANCE	DEPRECIATION	TOTAL
CAR	726	58	57	265	468	1574
UTILITY	1045	73	79	564	653	2414
BUS	176	37	69	184	180	646
TRUCK	1040	219	756	1089	792	3896
TOTAL	2987	387	961	2102	2093	8530
PERCENTAGE	35.0	4.5	11.3	24.6	24.5	100

Note: Figures are rounded.

an estimated 10% of operating costs, but become a major item in heavy vehicles and thus an important part of the Survey, particularly for buses and trucks.

In addition to the vehicle operating costs listed above there are several other important costs. These consist of 1) crew costs, 2) interest on capital, 3) insurance, 4) licenses and other fees, and 5) company overheads. These costs cannot be directly related to the primary independent variables of surface type, roughness, and geometry. Although cost items, they will receive only minor attention during the Survey.

ROAD USER COSTS AND TRAFFIC EXPERIMENTS

Time and fuel savings are two of the more important benefits that accrue to users through road improvements. Time savings result when road improvements reduce travel distance and speed changes. Fuel consumption is reduced when road geometry is improved.

Many factors affect the speed adopted by a driver when traveling on the road. The more obvious and important ones are 1) the capacities of the vehicle and driver; 2) the geometric characteristics of the roadway; 3) surface type and roughness; 4) traffic and 5) climatic conditions.

These factors alone, or in combination, cause vehicles to accelerate or decelerate to or from a desired cruising speed causing in turn variations in the rate of fuel consumption.

The objective of the road user costs and traffic experiments is to develop parameters to be used in a computer based user costs simulation model for estimating the speed (time) and fuel consumption and hence costs for each vehicle class traversing any section of the road network.

Speed/length curves will be developed for free speed conditions for each vehicle type operating on any type section of the road network under both wet and dry conditions. Examples of the curve forms envisioned are shown in Fig. 6. To ensure that the speeds measured represent the free speed desired by the driver under the particular set of road conditions and climate only the speeds of isolated vehicles or those leading a platoon of vehicles will be measured.

The following parameters have been identified for inclusion in the experiment:

a) Road Geometry

horizontal curvature (average highway speed)
vertical alignment (grades)

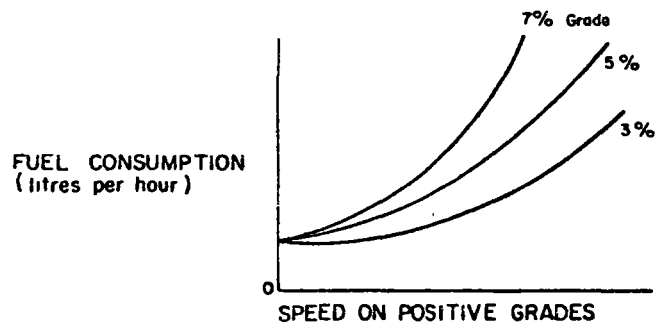
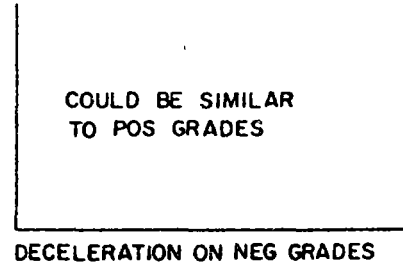
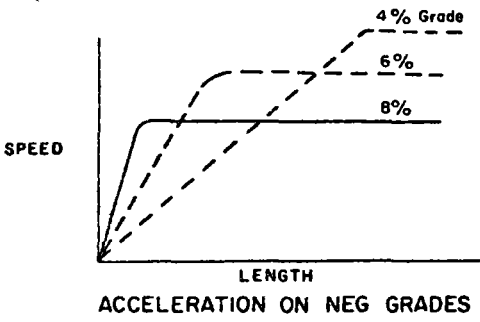
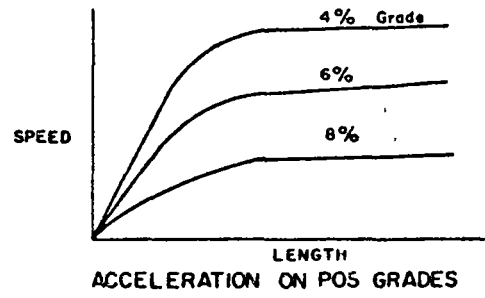
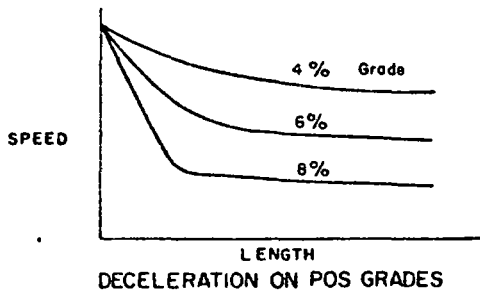


Figure 6. Speed/Length and Fuel/Speed Curves

b) Surface Type

asphaltic concrete (AC)
double surface treatment (DST)
gravel surface
earth surface

c) Surface Condition

roughness
rut depth
looseness (gravel and earth only)
moisture content (gravel and earth only)

d) Rainfall

Fuel Studies

Unlike free speeds where the vehicle population can, for the most part, be sampled to derive free speed prediction curves, fuel consumption curves have to be developed from measurements taken of fuel consumed by test vehicles operating over the test sections used for speed measurements. Nine different experimental vehicles, suitably instrumented, and varying from a VW 1300 to a 30-ton Scania L-11038, equipped with a triple axle trailer, will be used during these studies.

PAVEMENT AND MAINTENANCE

These studies are directed toward evaluating the performance of a variety of pavement designs in Brazil. The objectives of the pavement performance and maintenance studies are:

- a) To determine a pavement performance relationship as a function of 1) structural variables, 2) materials, 3) age of road surface, 4) traffic, 5) climate, 6) rehabilitation and 7) maintenance. This relationship will be determined for roads which are as-constructed,

and also for roads which have been overlaid, since the relationship may be different. The models obtained should be predictive in order that the total transport cost of different decisions can be tested. Such as when to upgrade an earth road to a gravel road, to a double surface treated road, or to asphaltic concrete surface, etc.

Factors, which are defined as independent variables with specified controlled levels, were selected to cover the range of the variables which are to be studied. The factors have been selected based on 1) general observations of performance

of different road sections in Brazil, 2) on the results of previous research in pavement performance and 3) also on the results obtained in the Kenya study (Ref. 10).

Over 160 test sections, encompassing various surface design types, different geometrics, age, traffic and maintenance levels, will be located, structurally evaluated and monitored over a three-year period for performance. In addition, supplemental sections in satellite areas will be studied to evaluate the effect of rainfall and the performance of soil-cement bases.

Sufficient information must be collected to permit the development of a model which will predict the condition of any pavement section as a function of the operational and environment factors which influence that performance. These quantified measures of the condition will be used to evaluate user operating costs on the road and tested against maintenance policy parameters. Where the pavement condition based on policy quality levels, warrants maintenance, the appropriate maintenance activity standard is identified and used to convert the required workload first into labor, equipment and material units and then maintenance costs. The condition state of the pavement is updated to reflect the impact of maintenance and then the process is iterated again for another year of analysis.

Synthesis

It is expected that these three major study efforts will be completed in 1978. The results will then be carefully analysed and incorporated in an appropriate highway planning model applicable not only in Brazil but useful throughout the developing world. Likewise improved pavement design relationships will be developed and included in the planning model.

REFERENCES

1. American Association of State Highway Officials - Road User Benefit Analysis for Highway Improvements. Washington, D. C., 1960 (the Red Book).
2. Winfrey, R. - Economic Analysis for Highways, International Textbook Company, 1968.
3. De Weille, J. - Quantification of Road User Savings. International Bank Staff (Occasional Papers N^o 2). Washington, December 1965.
4. Bonney, RSP and Stevens, N. F. - Road Research Laboratory Technical Paper N^o 76 - Vehicle Operating Costs of Trucks and Buses on Bitumen, Gravel and Earth Roads in East and Central Africa. HM Stationery Office, London 1967.
5. Claffey, P. J. - Running Costs of Motor Vehicles as Affected by Road Design and Traffic, NCHRP Report 111, 1971.
6. Curry, D. A. and Andersen, D. G. - Procedures for Estimating Highway User Cost, Air Pollution and Noise Effects, NCHRP Report 133, 1972.
7. Lad, G. N. T.; Delaney, D. J.; Fisher, N. W. F.; Thompson; K. E. ; Spence, J. A. - A Model for the Economic Evaluation of Rural Road Improvements, ARRB Proceedings, Volume 4, Part I (1968).
8. Moavenzadeh, F.; Stafford, J. H.; Suhrbier, J. H. and Alexander, J. - Highway Design Study Phase I: The Model, International Bank for Reconstruction and Development, Economics Department Working Paper N^o 96. Washington, DC, 1971 (Unpublished).
9. Hide, H.; Abaynayaka, S. W.; Sayer, I. and Wyatt, R. - The Kenya Road Transport Cost Study: Research on Vehicle Operating Costs. Department of the Environment, TRRL Report LR 672. Crowthorne 1975 (Transport and Road Research Laboratory).
10. Hodges, J. W.; Rolt, J. and Jones, T. E. - The Kenya Road Transport Cost Study: Research on Road Deterioration. Department of the Environment, TRRL Report LR 673. Crowthorne, 1975 (Transport and Road Research Laboratory).

11. Robinson, R.; Hide, H.; Hodges, J. W.; Abaynayaka, S. W. and Rolt, J. - A Road Transport Investment Model for Developing Countries. Department of Environment, TRRL Report LR 674, Crowthorne 1975 (Transport and Road Research Laboratory).
12. International Bank for Reconstruction and Development - Highway Design Standards Study: Phase II - Background Summary and Evaluation of TRRL/IBRD Kenya Study, Draft Report, 1975.
13. PROJECT DOCUMENT - Research on the Interrelationships between Costs of Highway Construction, Maintenance and Utilization, UNDP Project BRA/74/012, UNDP, GEIPOT, IBRD, July 1974.
14. Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics - Highway Design Study for Brazil Proposed Plan - Final Report. Vol. I, II, III, Paris, November 1973.
15. International Bank for Reconstruction and Development - Research on the Interrelationships between Cost of Highway Construction, Maintenance and Utilization, Proposed Project Plan to the Government of Brazil, BRA/74/012/A/01/42, November 1974.

MATERIALES PARA PAVIMENTACION

CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL S.O.P.

M. en C.,

M. en I. Carlos Fernández Loaiza

1976

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:

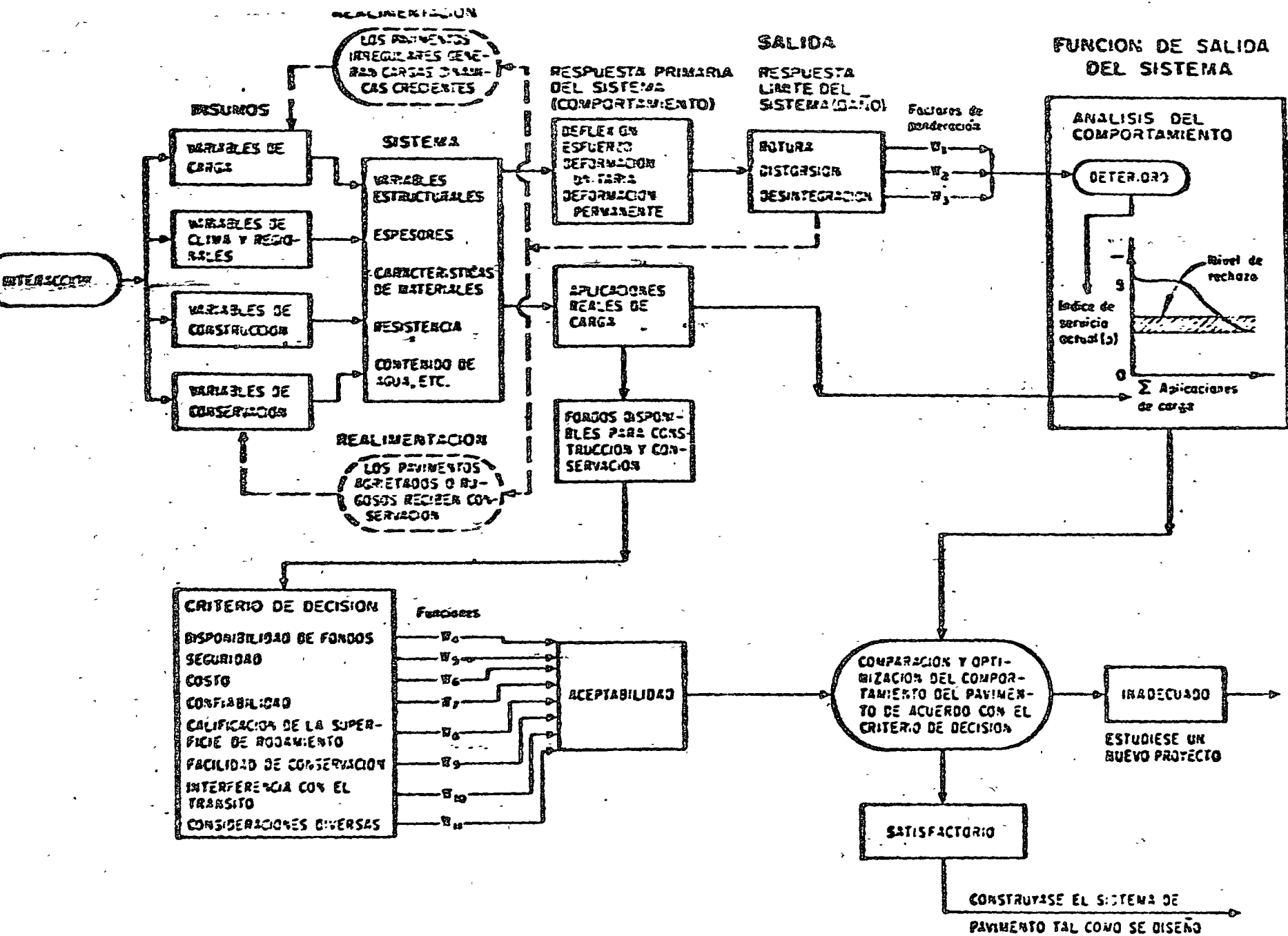


Fig 1. Sistema ideal de pavimentos (de Poon et al. 1978)

- 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.

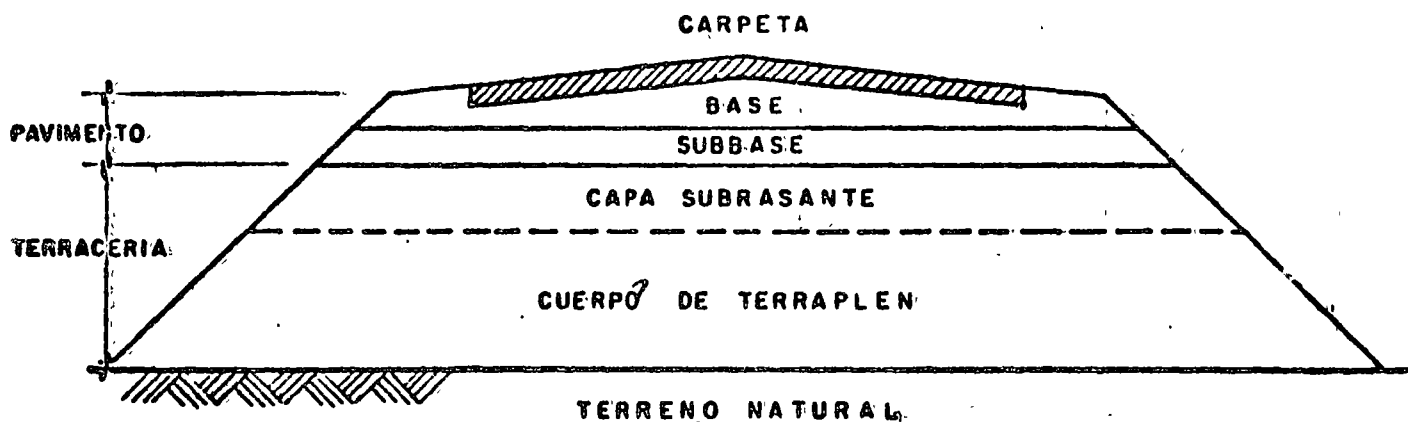
Lo descrito anteriormente difiere de las definiciones convencionales en las que se dice que "la función a priori de un pavimento--- es distribuir las cargas de los vehículos de manera que los esfuerzos que lleguen a la subrasante no excedan la capacidad de soporte de la misma", esto, ha sido la causa 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 están 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.

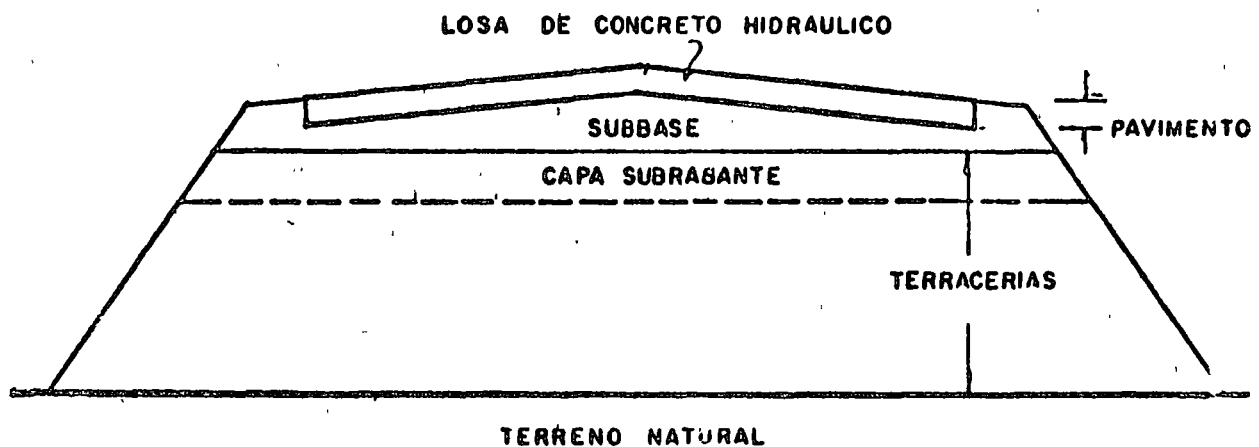
El diseño de pavimentos flexibles; emplea el principio de que una carga de cualquier magnitud, puede disiparse con la profundidad a través de capas sucesivas de material, o sea que la intensidad de la carga disminuye en proporción geométrica al ser transmitida hacia abajo de la superficie, ya que se 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 están 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 toda 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 difícil 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 ascensión 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 absorber 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 ascensión 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.

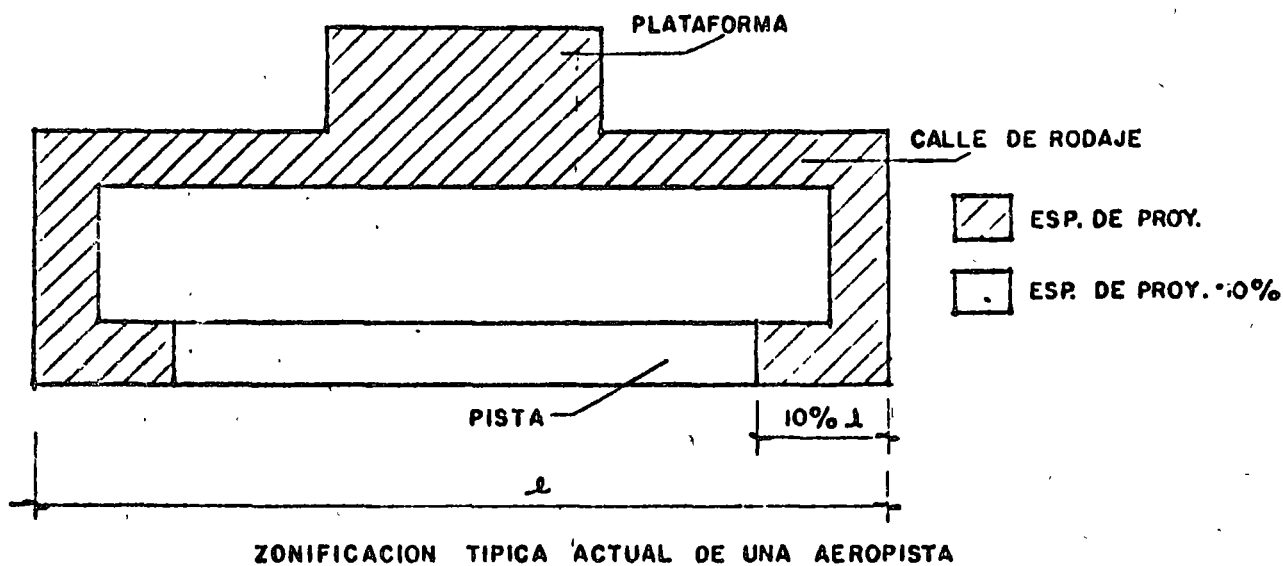
COMPARACIONES ENTRE PAVIMENTOS DE CARRETERAS Y AEROPISTAS.

De acuerdo al uso, los pavimentos se dividen en pavimentos de carreteras y de aeropistas (clasificación más general), ambos tienen diferentes características.

a) Geometría

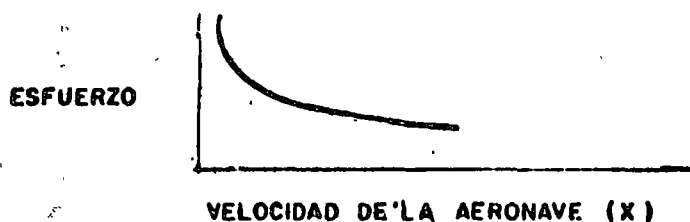
Desde el punto de vista geométrico, los pavimentos de carreteras son más largos que los de aeropistas; mientras que el ancho de las aeropistas es mayor que los de carreteras ya que los primeros llegan a tener 60m, mientras que los de las carreteras su ancho máximo difícilmente pasa de 21.0 m.

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 prácticamente constantes en los de aeropistas no sucede esto, en la práctica actual.



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 está 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"

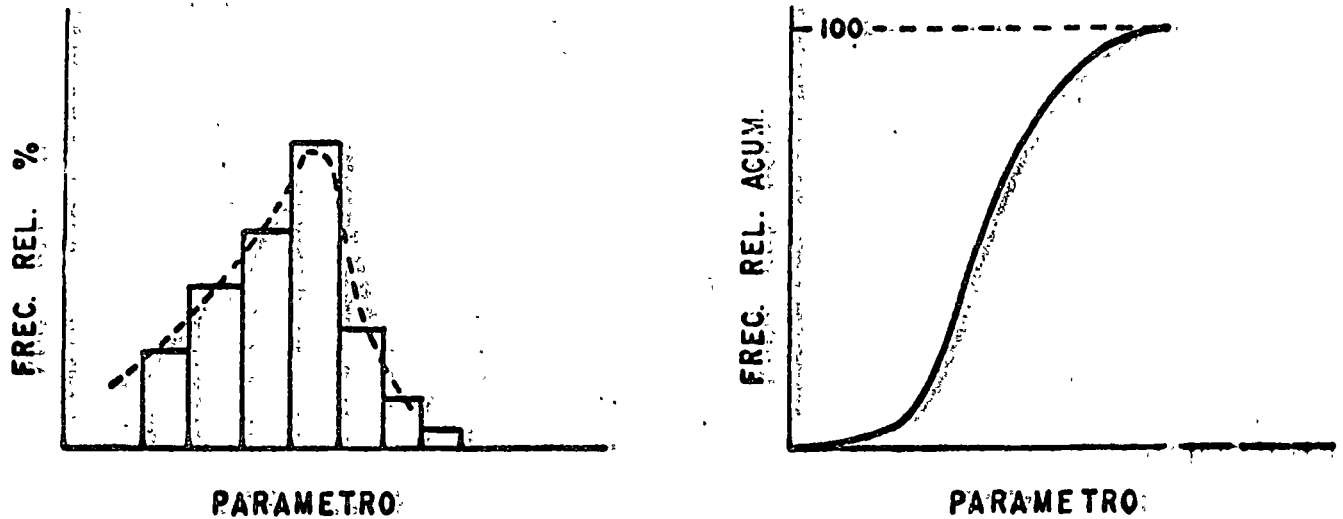
n = número total de eventos

Otro término comunmente empleado es la desviación estándar:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n}}$$

La desviación estándar 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



$$\text{MEDIA} = \bar{x} = \frac{\sum x}{N}$$

$$\text{DESVIACION ESTANDAR} = \sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{N}}$$

$$\text{COEFICIENTE DE VARIACION} = \text{C.V.} = \frac{\sigma}{\bar{x}}$$

FIG. I.O DEFINICIONES DE ESTADISTICA

podemos tener que las desviaciones estándar, de 2 lotes de probetas ensayadas a la compresión simple, resultan de:

$$\sigma_1 = 20 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y}$$

$$\sigma_2 = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Aparentemente la población de valores que resultó con $\sigma_1 = 20 \text{ kg/cm}^2$, es menos variable que en el caso en que se tiene $\sigma_2 = 30 \text{ kg/cm}^2$, sin embargo, pudiera ser que las medias fueran:

$$\begin{aligned} \bar{x}_1 &= 70 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{x}_2 &= 450 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Al observar estos valores se tiene una idea más clara respecto a dispersiones.

Pues por ejemplo si hacemos lo siguiente:

$$C.V._1 = \frac{\sigma_1}{\bar{x}_1} = \frac{20}{70} = 0.28$$

$$C.V._2 = \frac{\sigma_2}{\bar{x}_2} = \frac{30}{450} = 0.07$$

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.

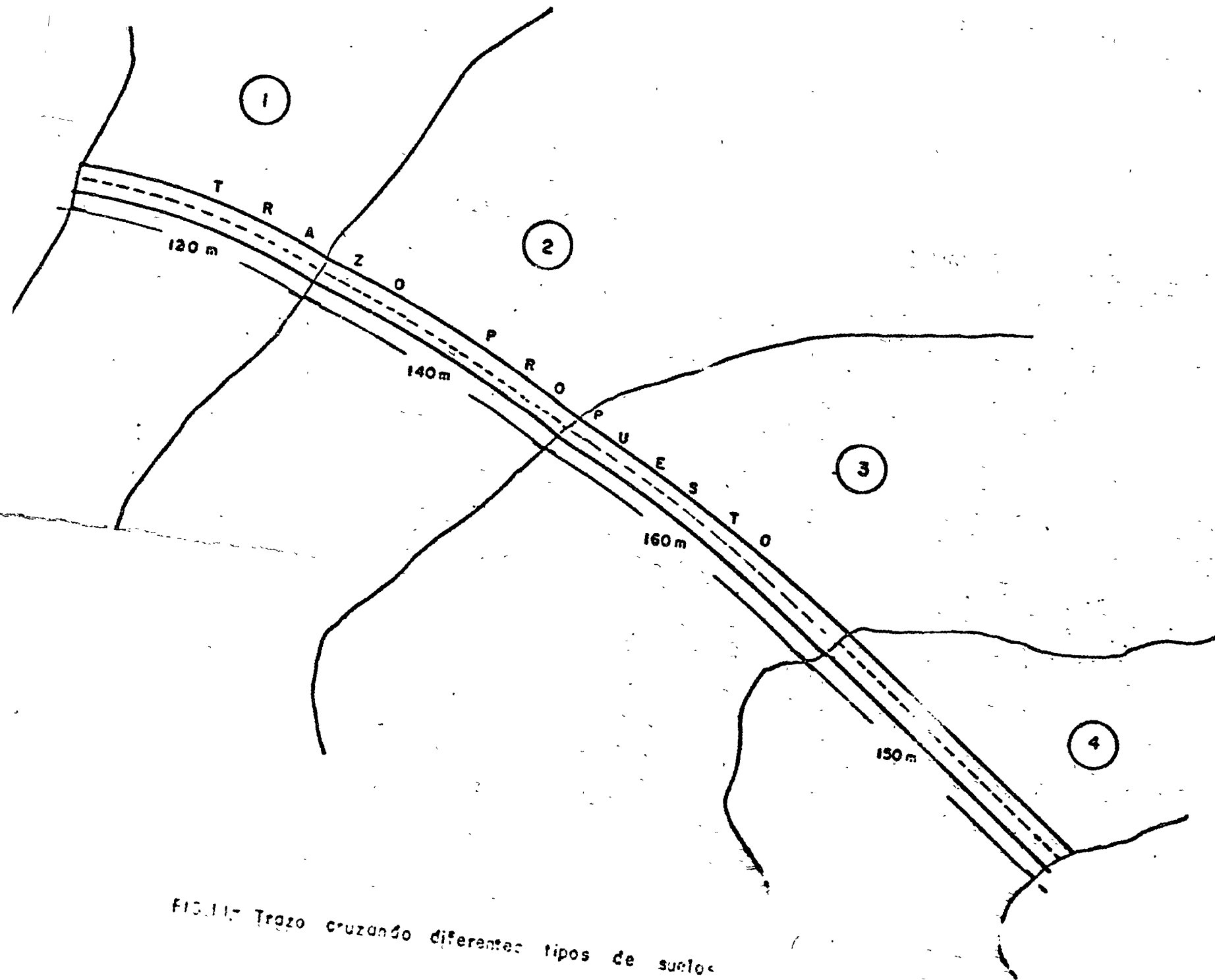


FIG. 11: Trazo cruzando diferentes tipos de suelo.

Mediante postcadora 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), Índice 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, estándar (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 requirieron 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 enfrentando 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	Coefficiente 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
			<u>21490</u>	<u>25.0</u>

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	<u>2265</u>	<u>3.4</u>
			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	<u>150</u>	<u>6.6</u>
	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	<u>3.0</u>	<u>7.0</u>
	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 estándar 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
		<u>13</u>	<u>100.0</u>	

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%.

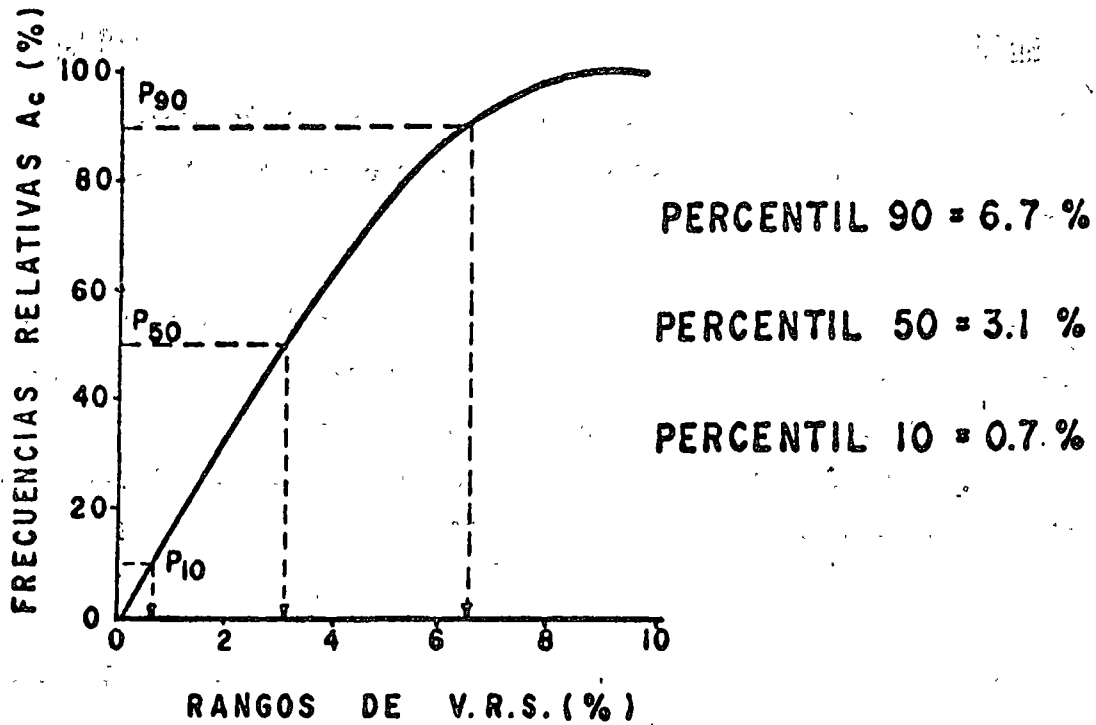


FIGURA II.1. HISTOGRAMA DE FRECUENCIAS RELATIVAS ACUMULADAS

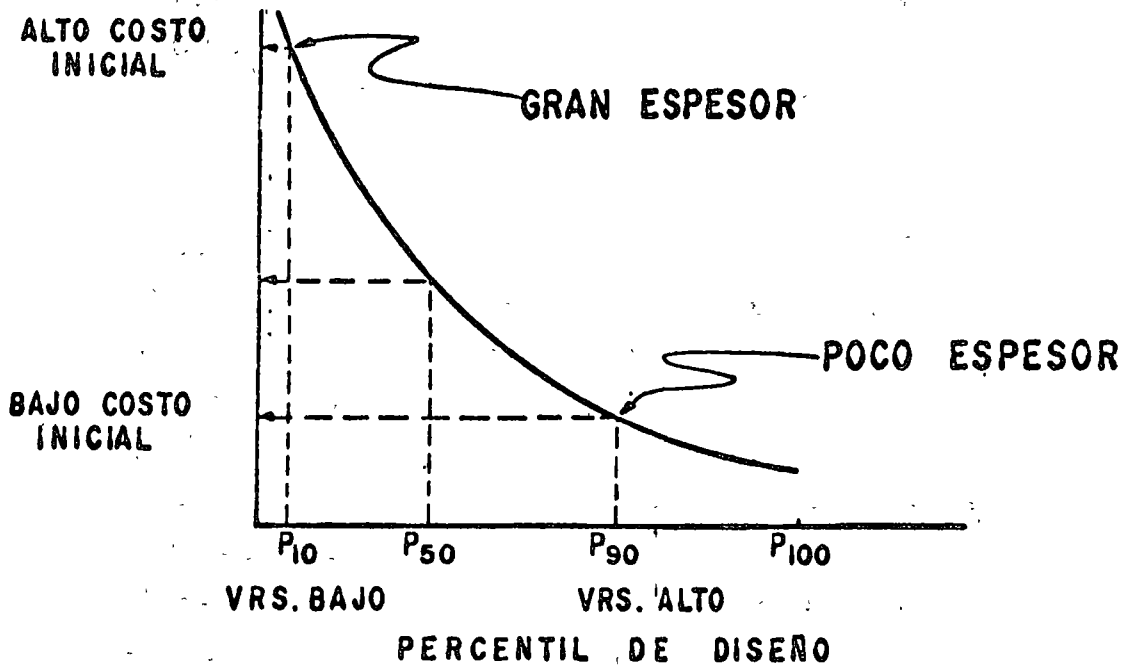


FIGURA II.2. RELACION COSTO INICIAL VS. PERCENTIL DE DISEÑO.

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".

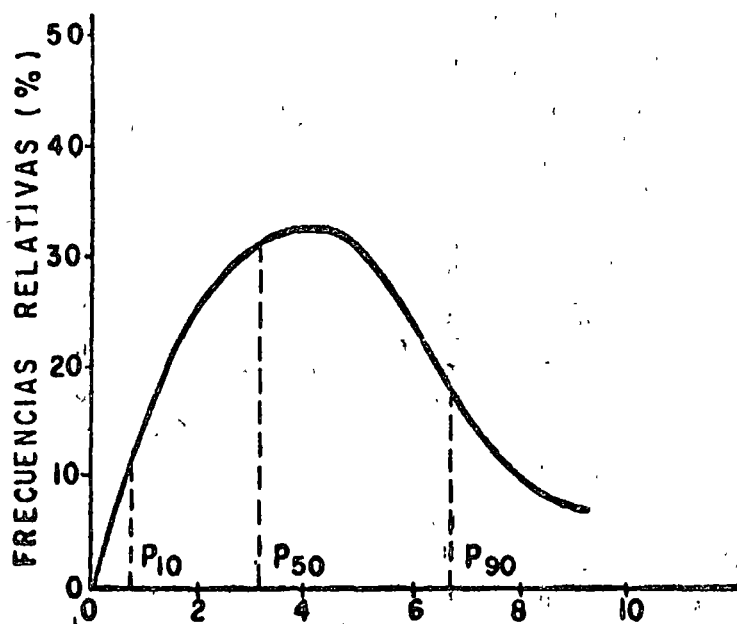
Ahora bien, supongamos que hemos considerado una vida de diseño total de "m" años, (ver la Figura II.4); para llegar a esta vida el pavimento "c" requerirá de fuertes gastos de conservación, no así el pavimento "b". Por otro lado, hay que recordar que el costo inicial del pavimento "b" fue el mayor de todos.

Lo anterior nos conduce a un compromiso como el ilustrado en la Figura 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 función 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 anteriormente. 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 representan 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 AASHTO, que consiste en calificarlos con valores de 0 a 5, dando la calificación mínima para un pavimento prácticamente intransitable mientras que la más alta, correspondería a un pavimento en excelentes-



(b) (a) (c)

RANGOS DE V.R.S. (%)

ESPEŞOR = $\left(\frac{1}{\text{RESISTENCIA}} \text{ TRANSITO, CLIMA, ETC...} \right)$

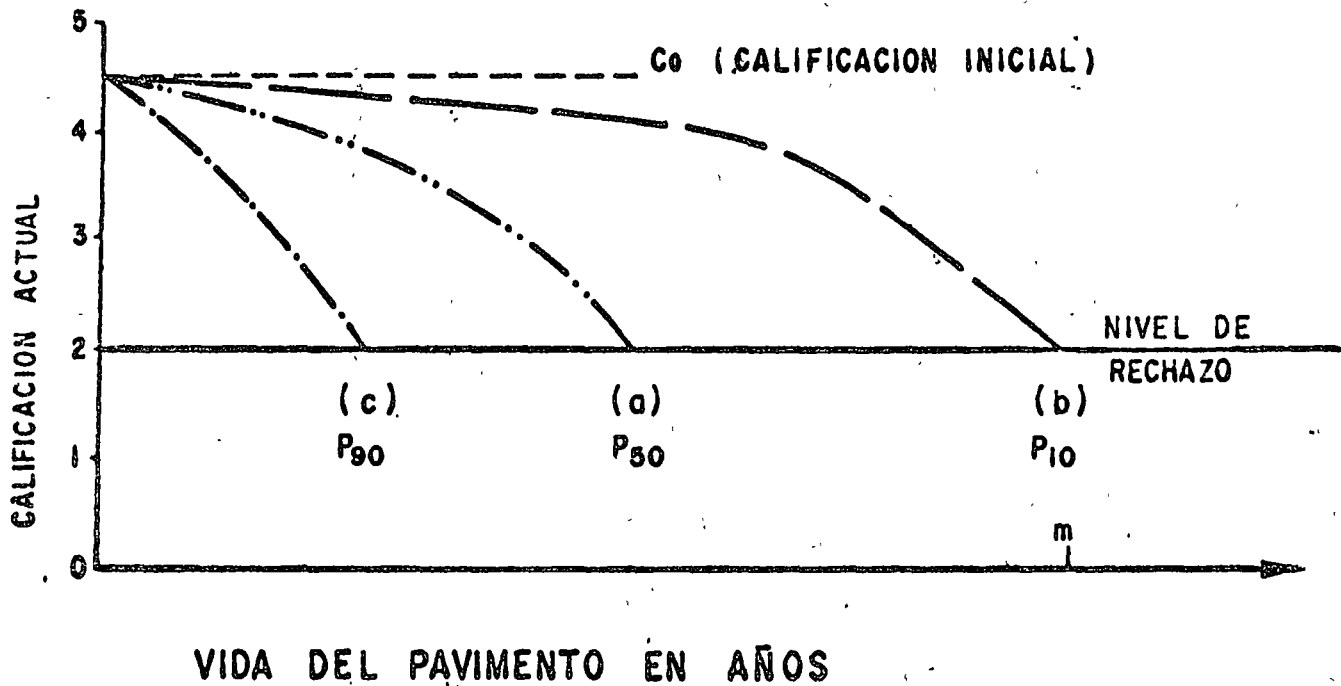
(a) MITAD SOBREDISEÑADO, MITAD SUBDISEÑADO (P₅₀)

(b) MAYOR PARTE SUBREDISEÑADO (P₁₀)

(c) MAYOR PARTE SUBDISEÑADO (P₉₀)

ESPEŞORES: T_b > T_a > T_c

FIGURA II.3. RELACIONES DE DISEÑO.



ESPESOR : $T_b > T_a > T_c$

VIDA $c < a < b$

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.

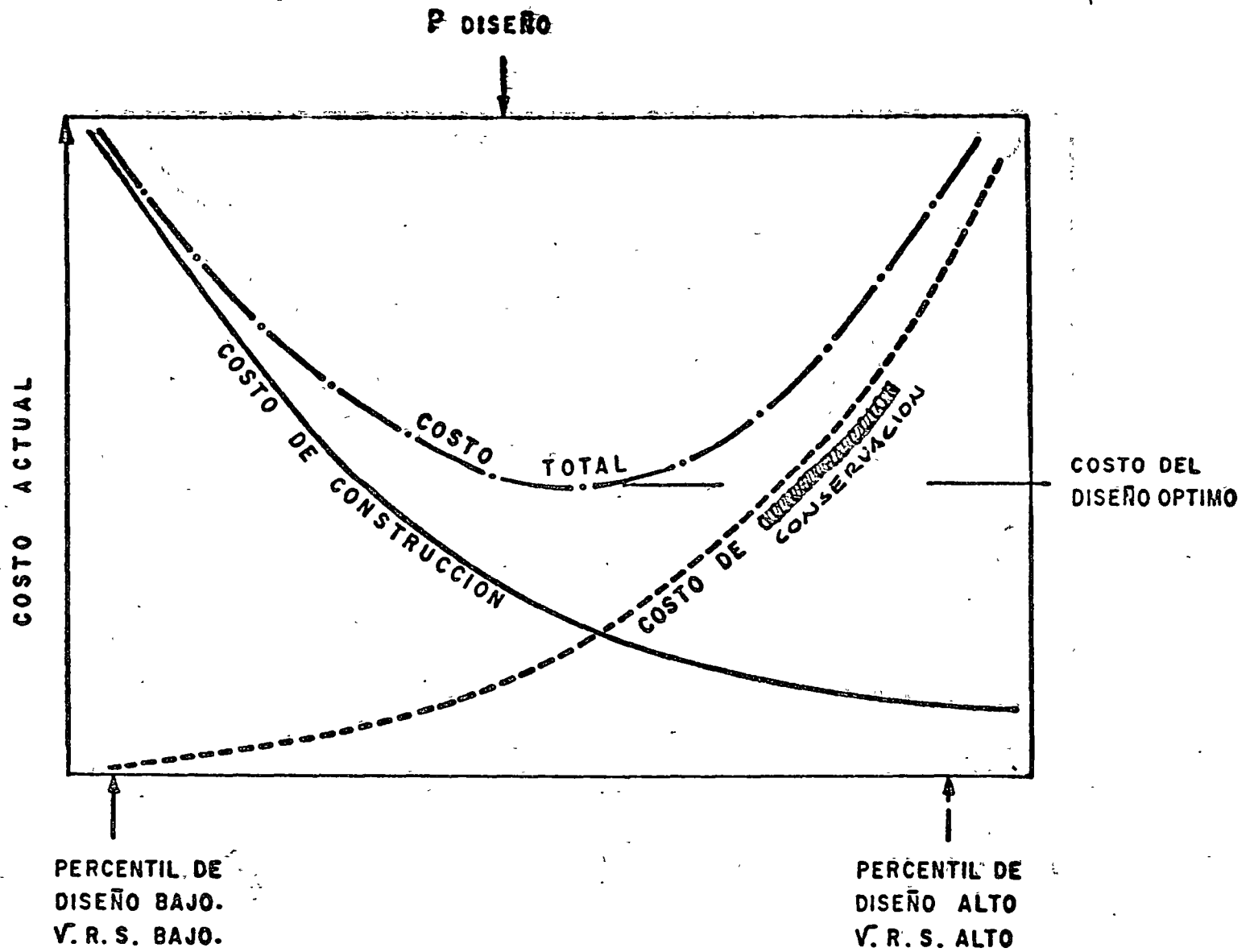


Fig. II-5.-Diseño optimo en cuanto a costos.

EL V. R. S. DE DISEÑO DEPENDE DE:

- 1.- $\bar{x} = \frac{\sum (V.R.S.)_i}{n}$ Media
- 2.- $\sigma = \sqrt{\frac{\sum [(V.R.S.)_i - \bar{x}]^2}{n}}$ 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 (Figura III.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 volumen 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).

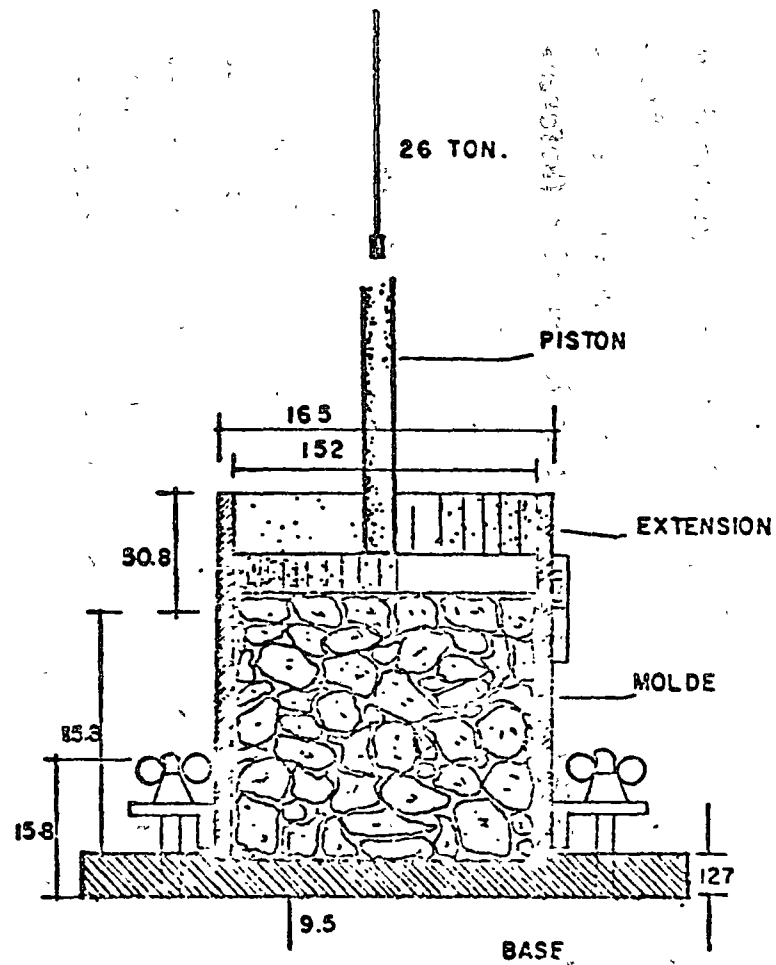


FIG. III.1.- Compactacion por Carga Estática

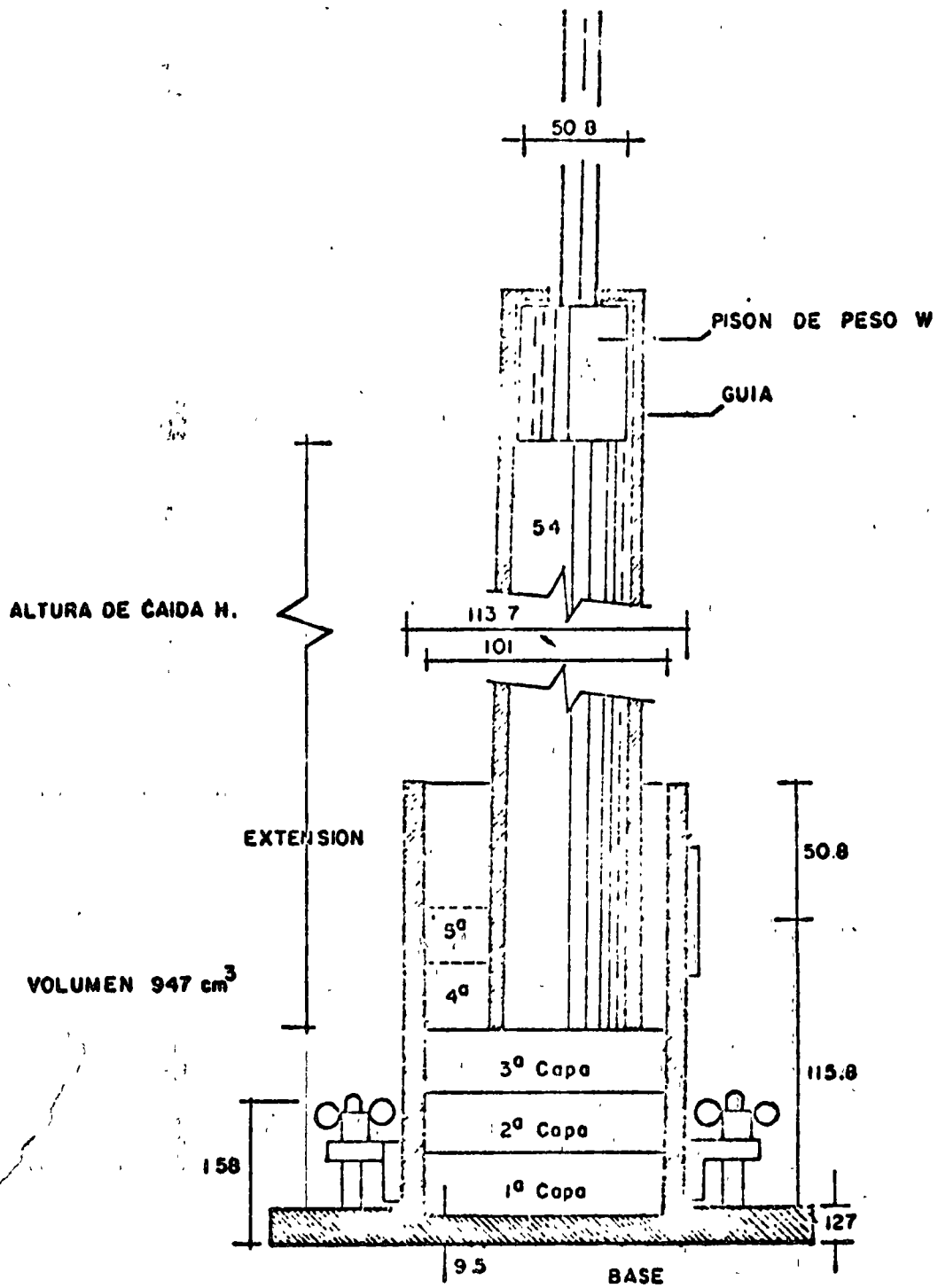


FIG.III. 2.- Compactación por Impactos.

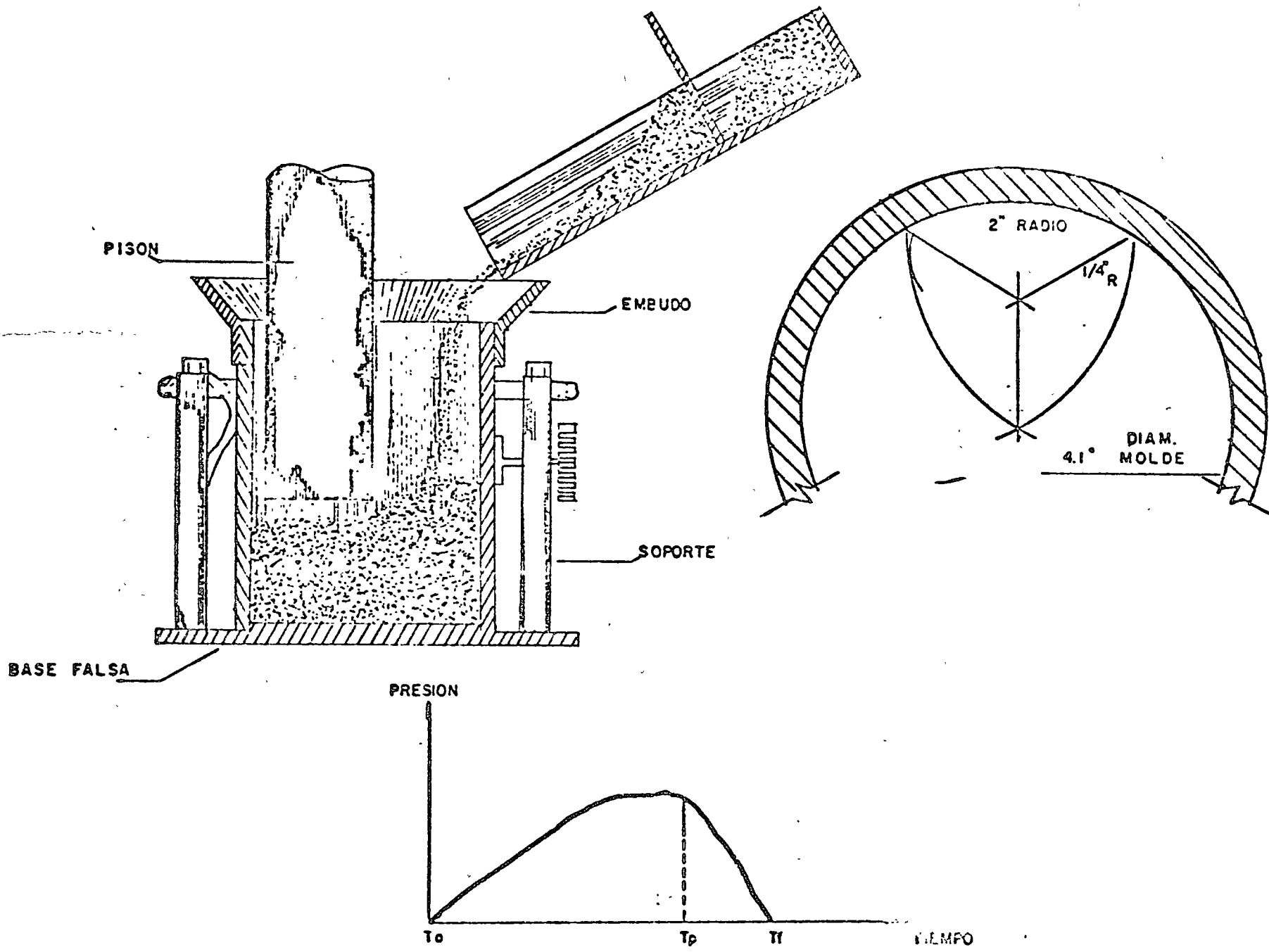


FIG. III. 3- Procedimiento de Compactación por Amasado

Un tipo diferente de compactación por amasado es el ideado por el Departamento de Texas California, consistente en una acción de re moldeo 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 espécimen se encuentra confinado tanto vertical como horizontalmente. Se hace girar la ménsula superior lo que produce la acción de moldeo en el espécimen. La amplitud del desplazamiento registrado en el girograma será un indicio de lo plástico que se encuentra el suelo dentro del molde, lo cual se referencia 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 encuentran adosado un electromagneto al cual se le puede controlar tanto la amplitud de oscilación como su frecuencia.

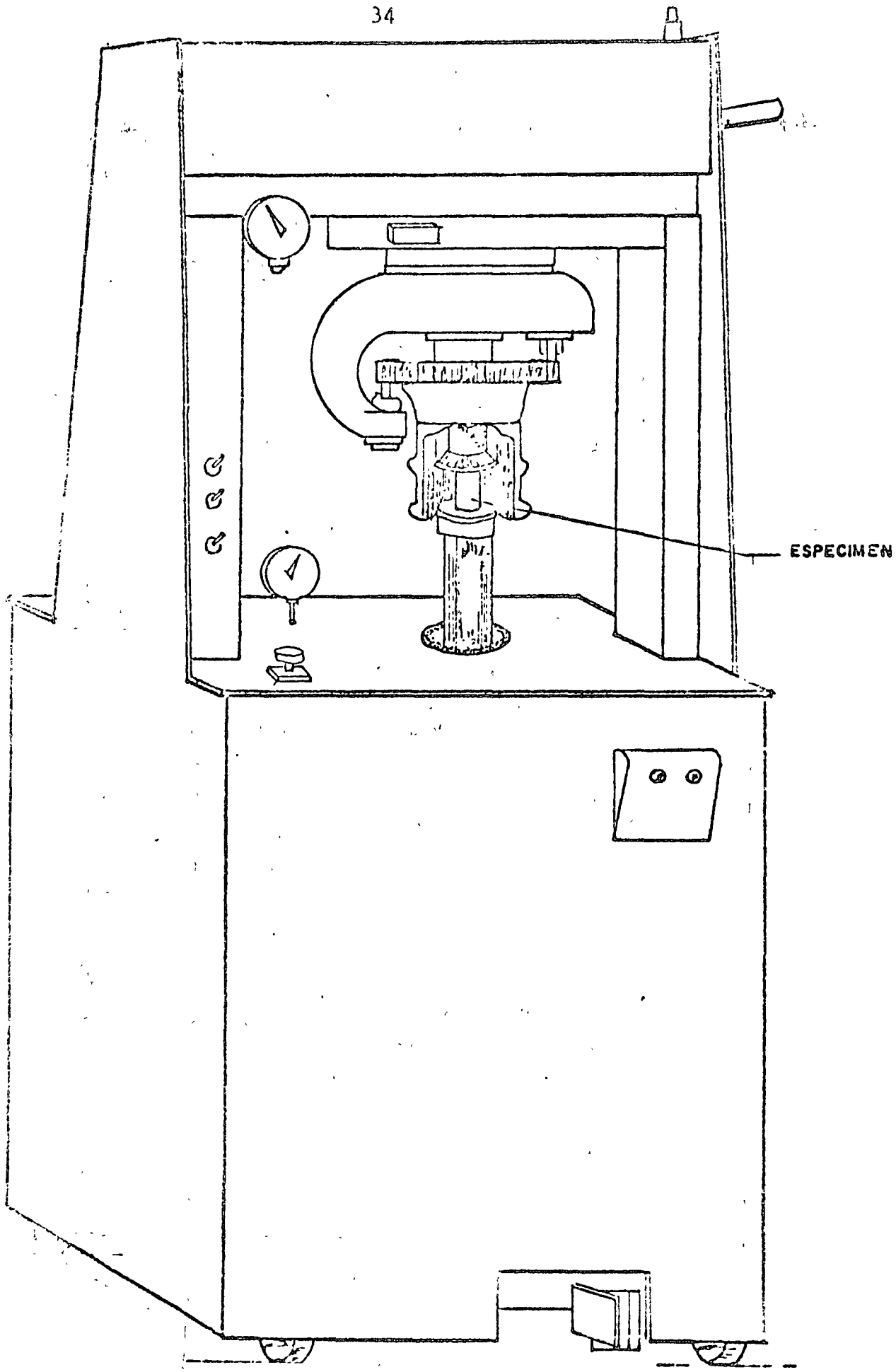


FIG.III. 4.- Maquina Giratoria de Texas

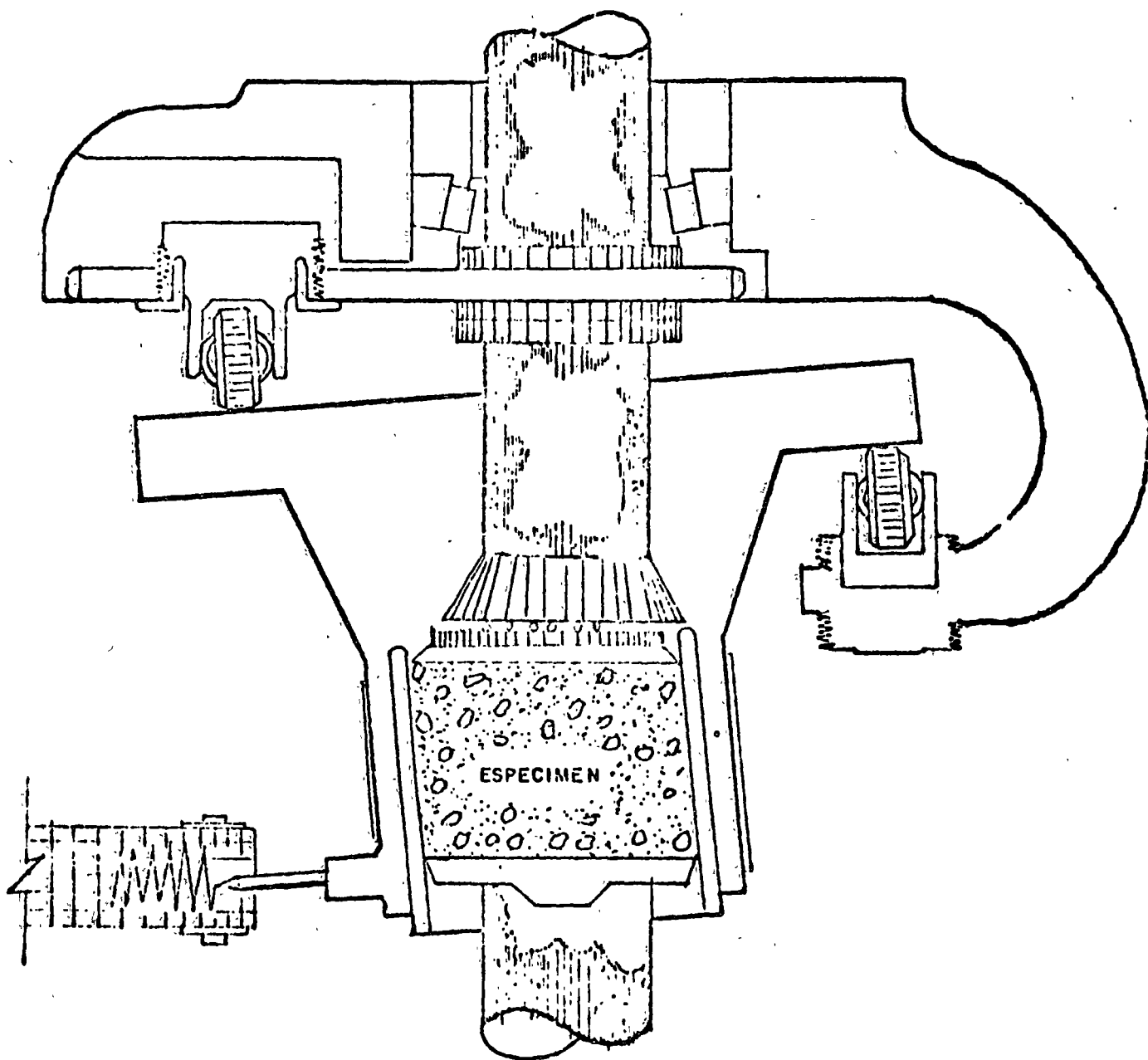


FIG III.5.- Dispositivo esquemático de la máquina de compactación
girotoria.

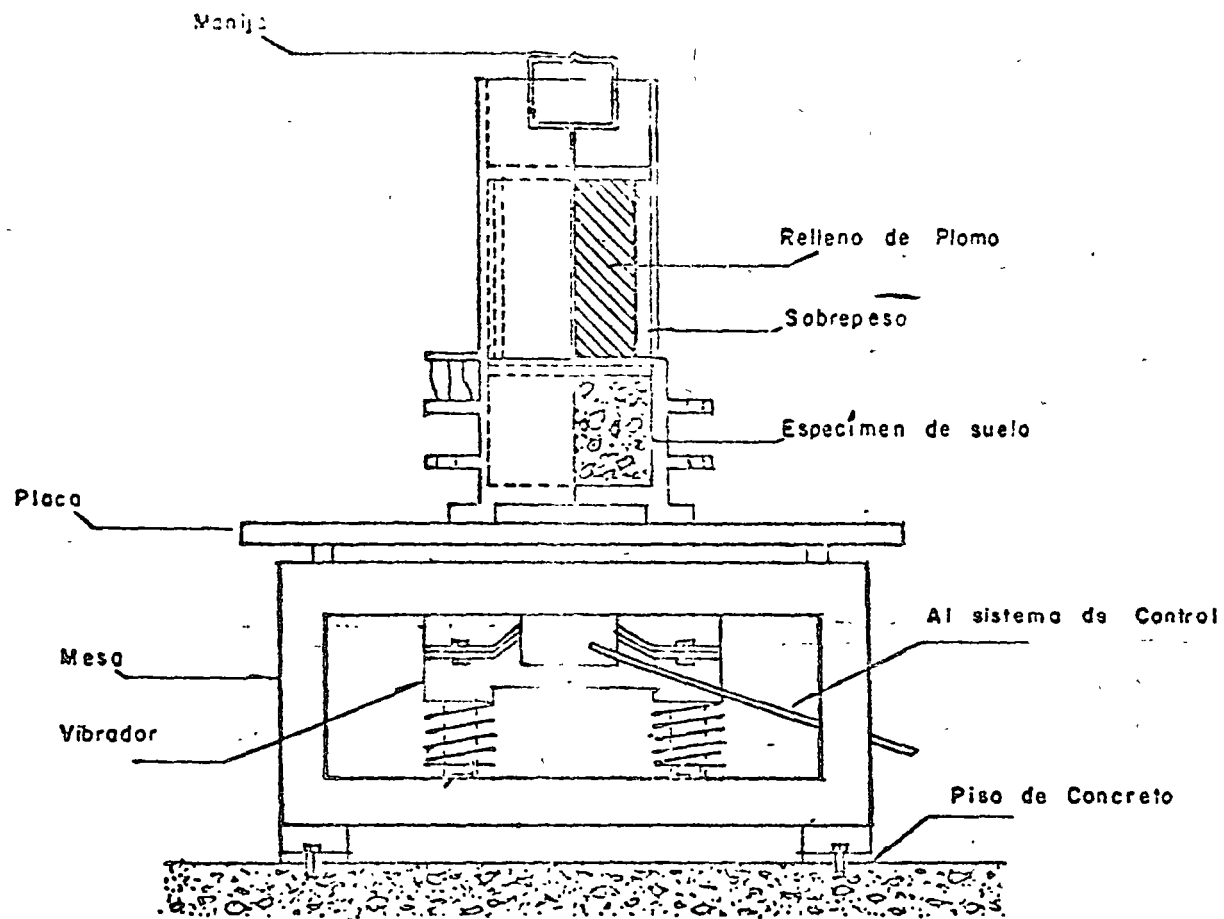


FIG. III.6.- Aparato de compactación vibratoria tipo ASTM

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 descendente para cada energía de compactación, manifestándose un peso volumétrico máximo a una cierta humedad designada como "humedad óptima". 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 empleó para el control de la compactación sea compatible con la forma de compactación de campo, pues como se muestra en la Figura III.8 resultaría un tanto antieconómico tratar de lograr los pesos correspondiente a la curva I, con un cierto rodillo que produce en unas 6 pasadas un peso volumétrico semejante al obtenido con la energía correspondiente a la curva IV.

B) COMPACTACION DE ARCILLAS

Es ampliamente reconocido el hecho de que las arcillas están constituidas por laminillas o agujas o tubillos microscópicos, presentándose en las superficies de las partículas, fuerzas eléctricas que producen fuertes atracciones de unas partículas con otras (Referencias 5 y 6). Dependiendo de un gran número de efectos físico-químicos, las partículas arcillosas se pueden unir según diferentes orientaciones, pero como quiera que sea siempre forman una cierta estructura 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 grupos arcillosos estarían constituidos por arcillas fuertemente estructuradas. Si el suelo es compactado con una energía más baja (punto A), los grupos se agruparían menos. A medida que empezamos a agregar agua por su carácter dipolar, satisface las cargas eléctricas existentes en la superficie de algunas partículas permitiendo que se de

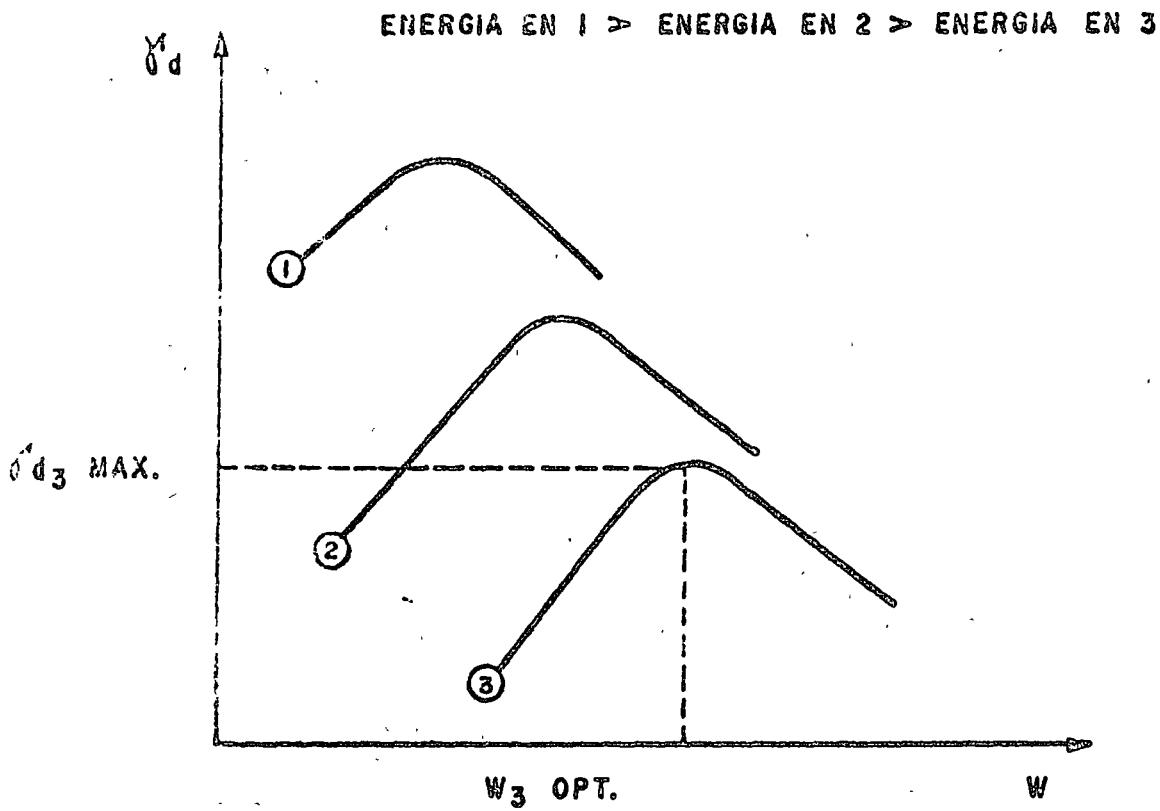


Fig. III-7.- Curvas γ_d vs. W , para diferentes energías de compactación.

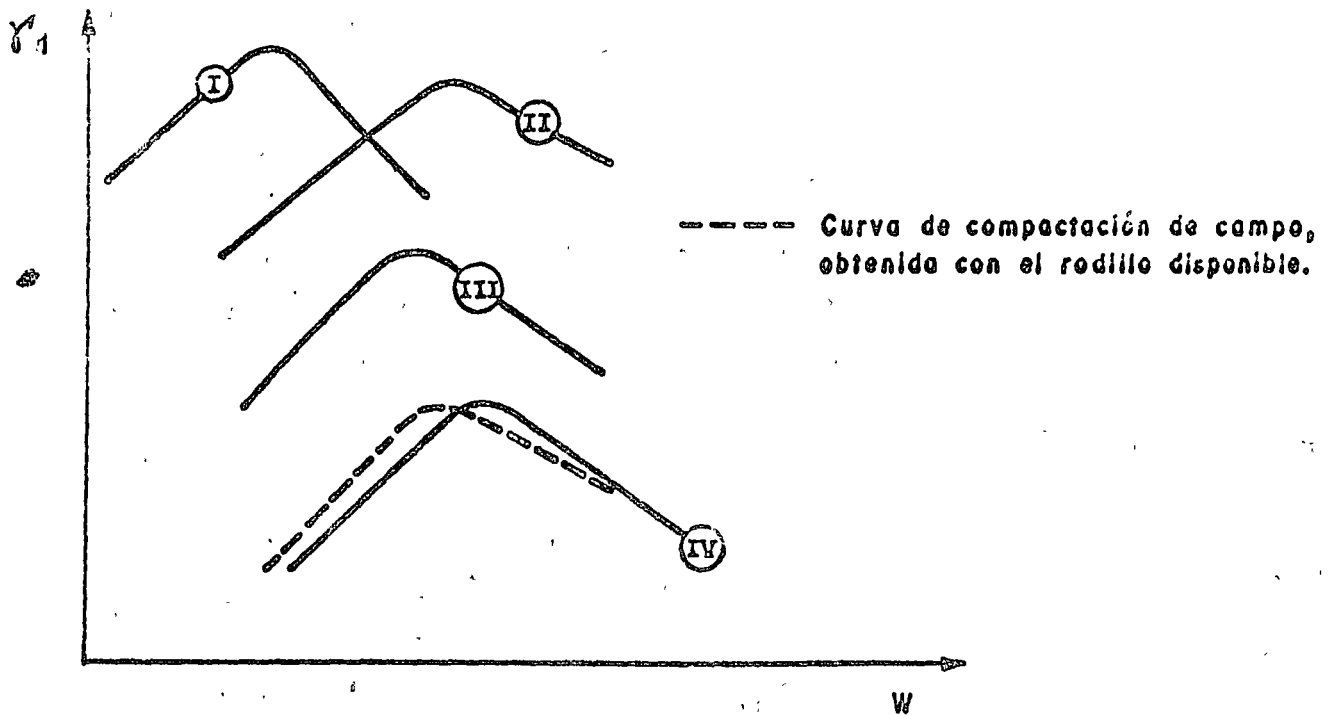


Fig. III-8.- Curvas de compactación obtenidas con diferentes métodos y energías.

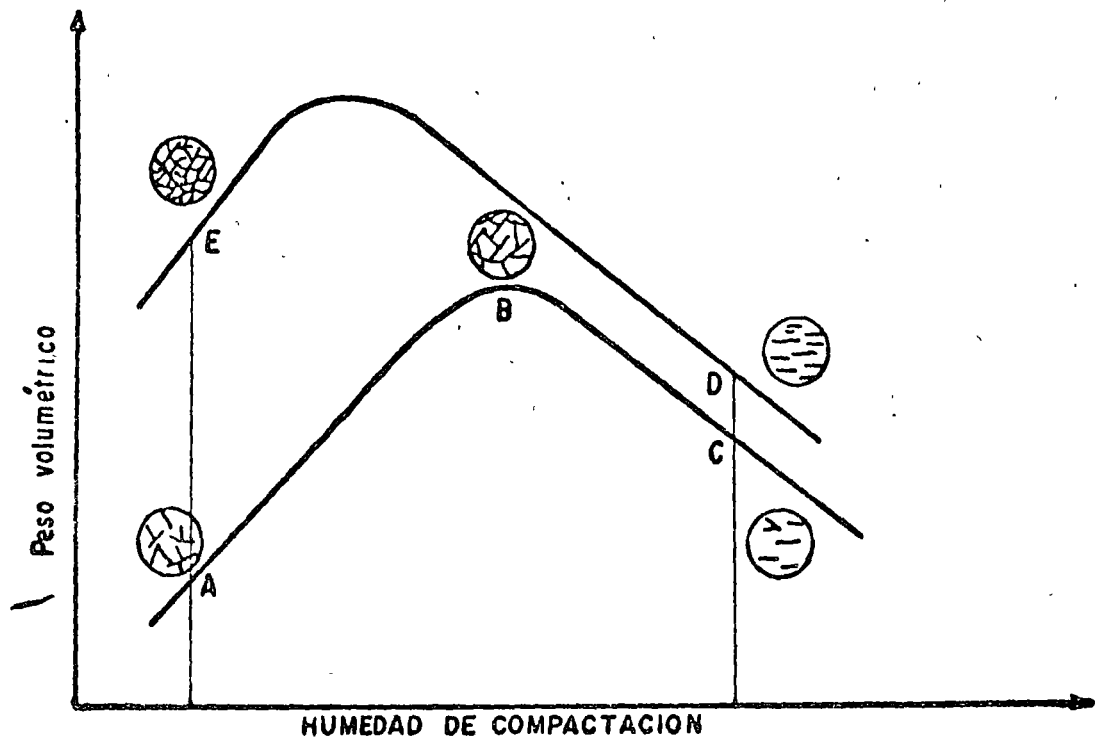


FIG. III.9 Estructuración que adoptan los suelos de acuerdo con diferentes humedades de compactación

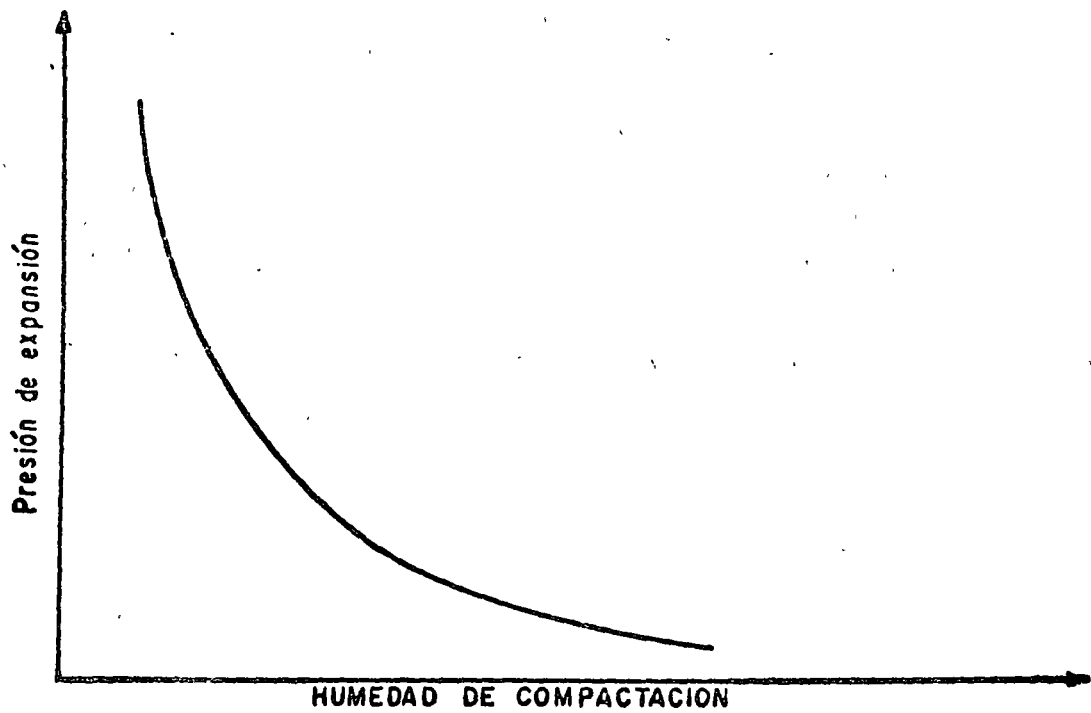


FIG. III.10 Variación de la presión de expansión para diferentes humedades de compactación

sarrollen fuerzas de repulsión entre ellas al quedar cubiertas por películas de agua adsorbida. 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 volúmenes 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 prácticamente 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--

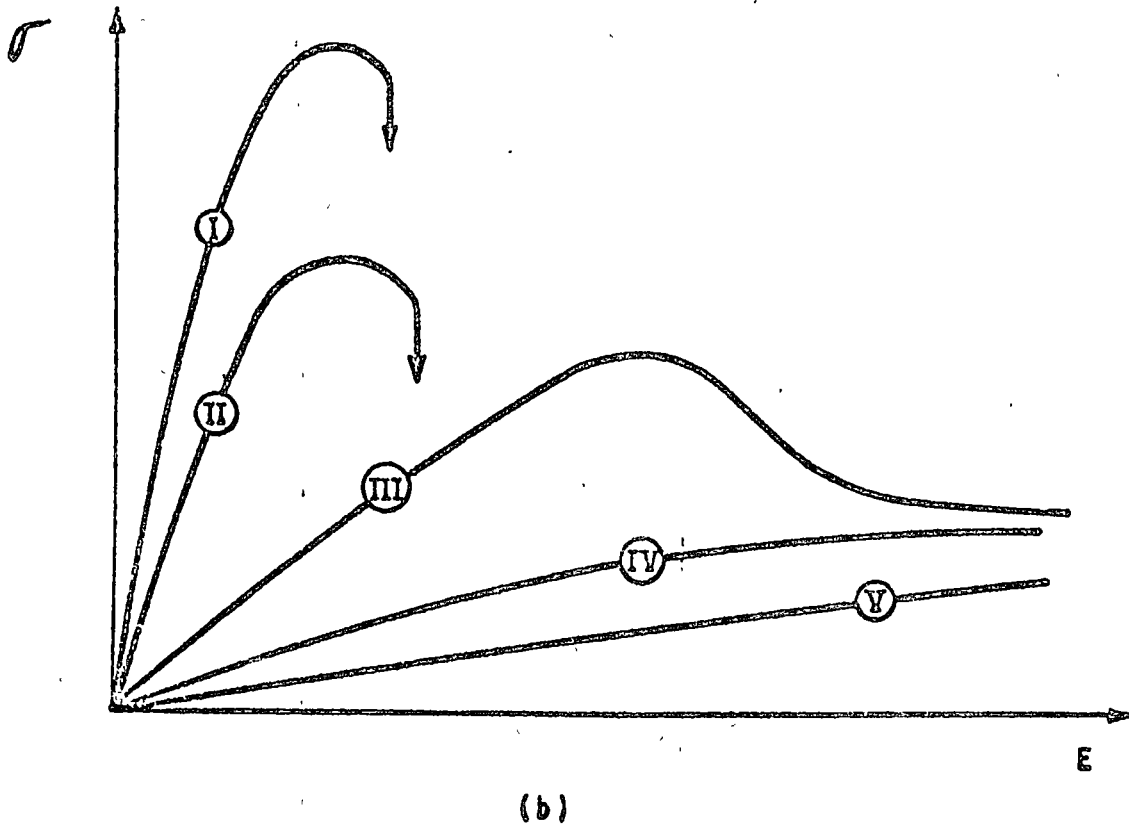
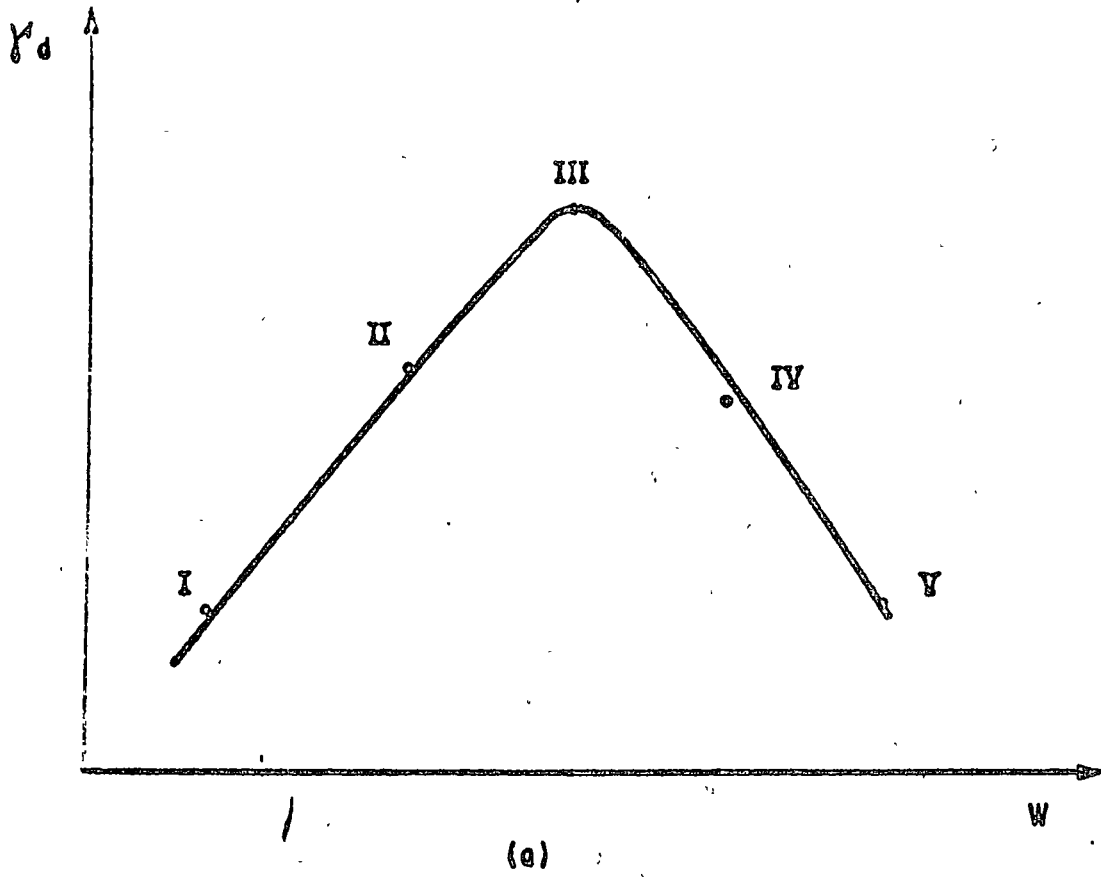


Fig. III-II.-Variación de la resistencia de una arcilla con la humedad de compactación.

niendo lo indicado en forma cualitativa en la Figura III.11b, en donde se muestra que la resistencia de los especímenes compactados del lado seco de la humedad óptima fué mucho mayor que la de los especímenes 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.

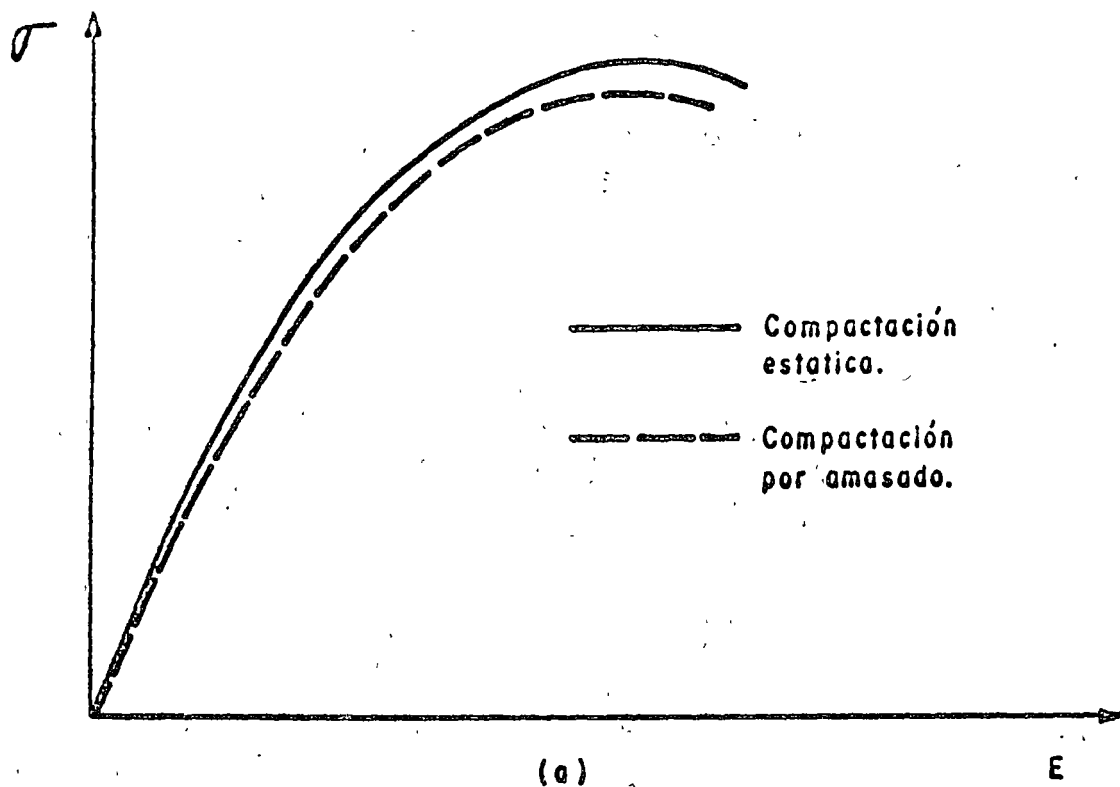
La humedad de compactación afecta también a la permeabilidad, pues al compactar a una arcilla del lado "húmedo", las partículas se orientan en forma paralela y normal al dispositivo compactador, lo que ocasiona que una partícula de agua penetre más difícilmente a través del suelo, no así cuando la arcilla 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---

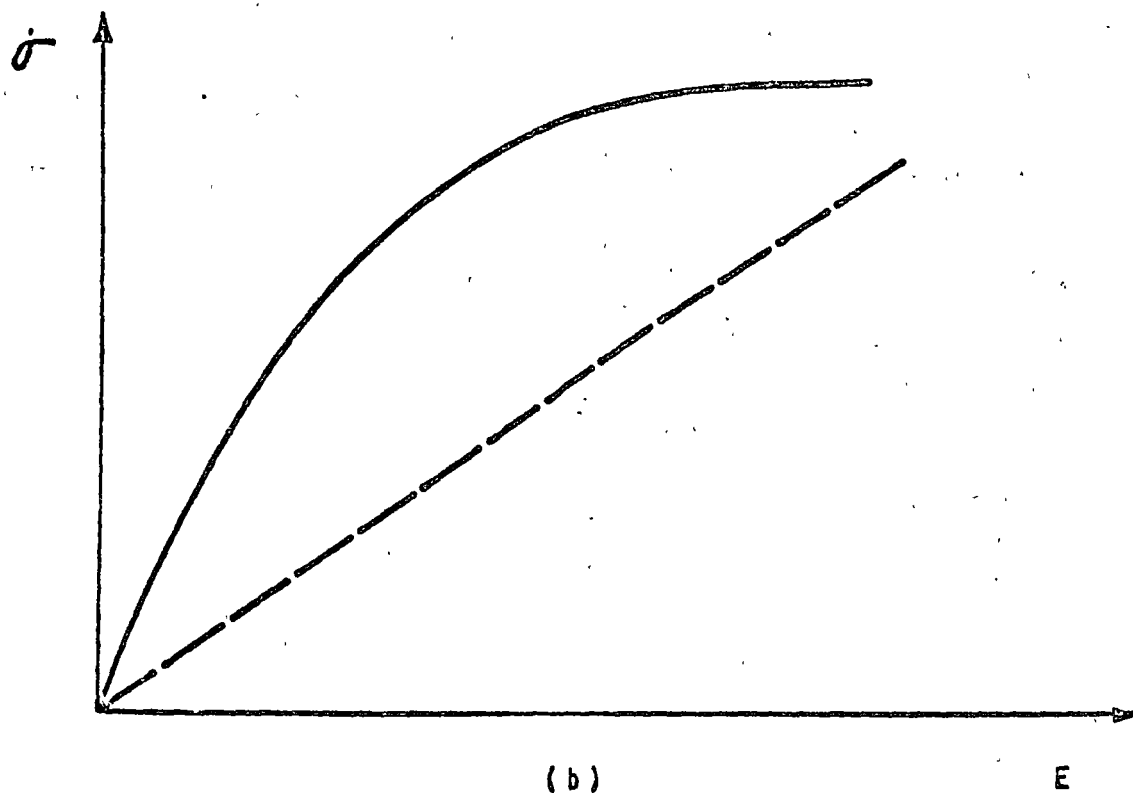
importancia fundamental, pues si en el laboratorio se compactan unos especímenes en forma estática y del lado "húmedo" y posteriormente se les somete a pruebas de resistencia, ésta resultará mayor que la que se obtendría en el campo al compactar por amasado. Seed y Chan (Referencia 8) encontraron que para una humedad ligeramente excedida de la óptima y en un suelo constituido por una arcilla limosa, la compactación estática produjo especímenes 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 más 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 está 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. w 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 .

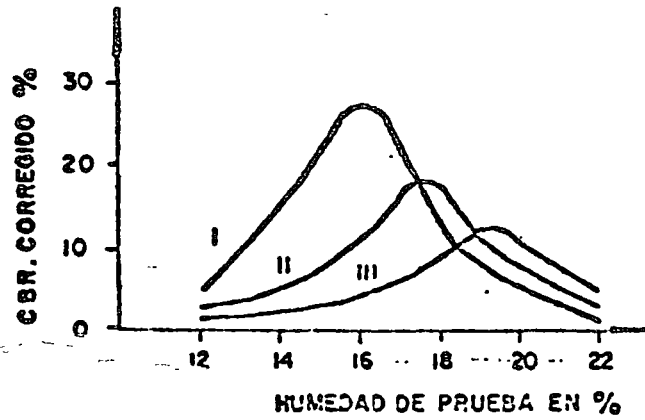


LADO SECO

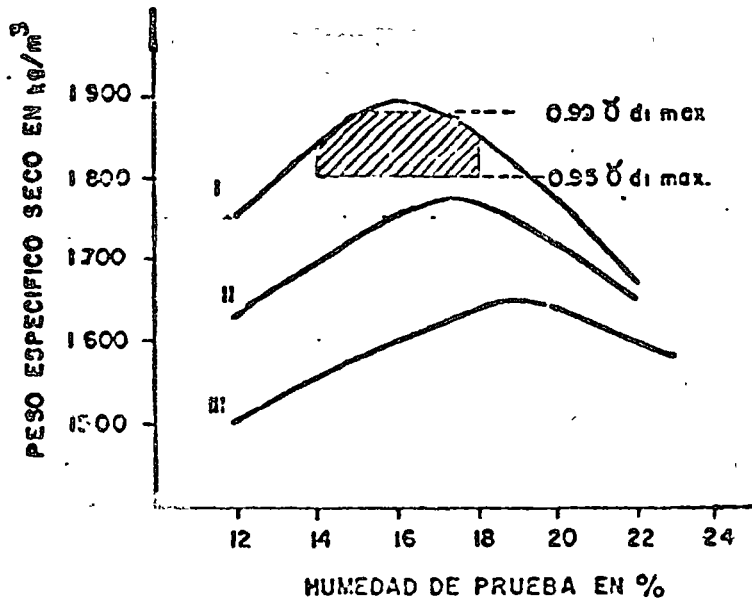


LADO HUMEDO

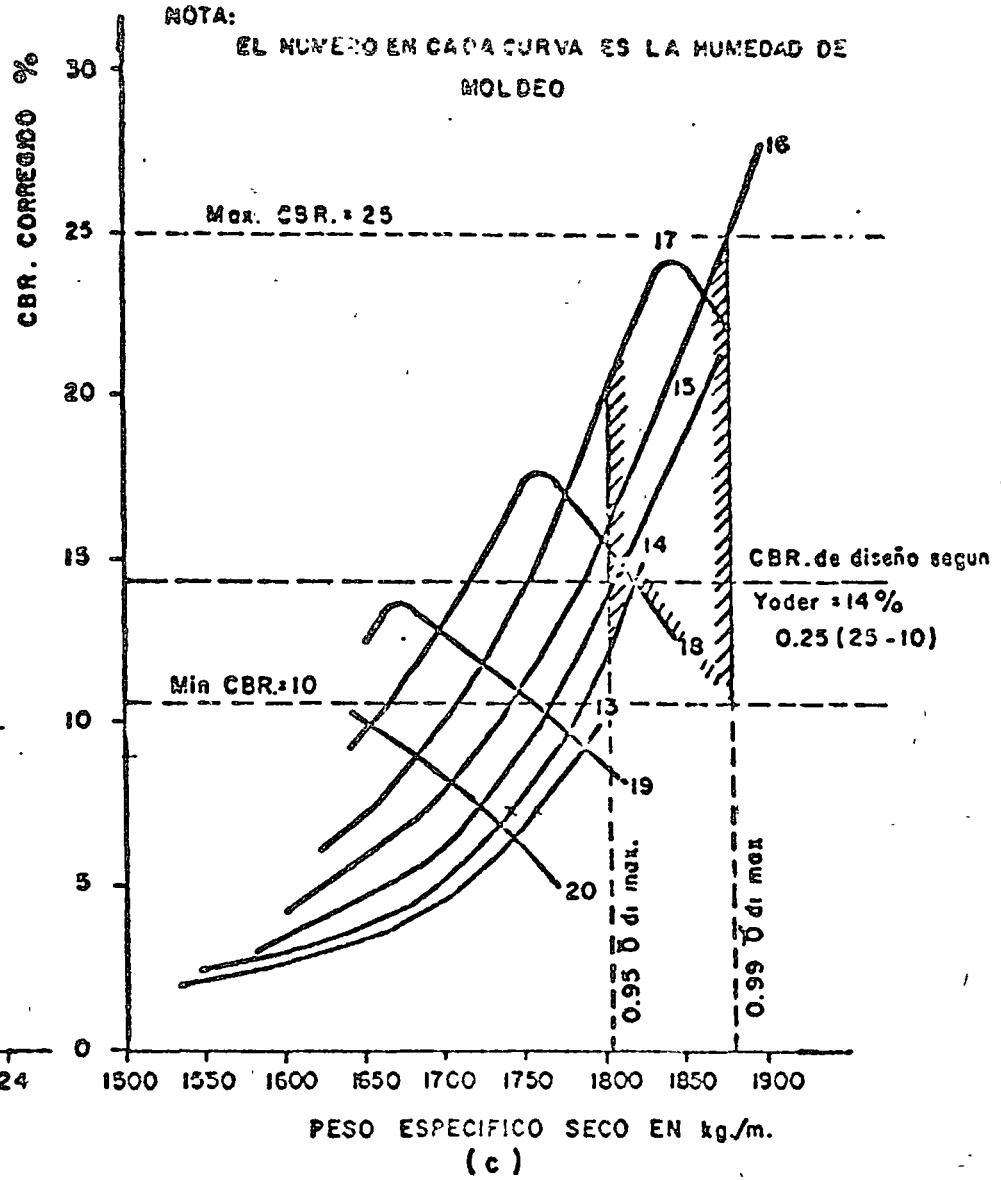
Fig. III-12.-Variación del comportamiento de una arcilla con el procedimiento de compactación.



(b)



(a)



(c)

FIG.III.13: Representación gráfica de pruebas C.B.R. Criterio del Comité de Ingenieros para la elección 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:

$$\text{V.R.S. diseño} = \text{V.R.S. min} + 0.25 (\text{V.R.S. máx} - \text{V.R.S. min.})$$

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 $\gamma_d - \omega - \text{V.R.S.}$. 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 través 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 ingenieril 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 están 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 volumen 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, o 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 vo lumétricos. Si el peso volumétrico es lo suficientemente bajo como para proporcionar un espacio de vacíos 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 esta do seco puede presentar grandes resistencias. En lo que respecta - al empleo de suelos colapsables en caminos estos pueden ser muy bue nos materiales si son debidamente compactados. Para mayores deta-- lles 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 vacíos encontrán dose 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 sa-- les 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 tixotropía (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 rápidamente 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

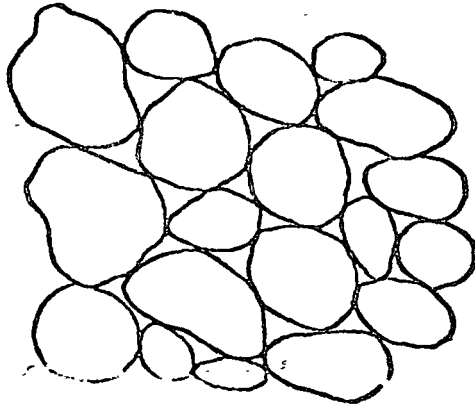
- Proporcionar una plataforma de trabajo para la construcción de las losas.

Cuando la superficie de rodamiento esta constituida 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.

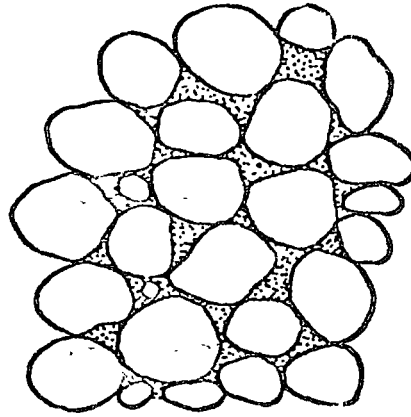
En la Figura IV.1, se muestran los estados físicos que puede presentar un suelo en el que predomine el agregado grueso, en el caso "a", se tiene solamente al agregado grueso sin finos, los contactos son de grava a grava, el suelo es poco trabajable pero presente una resistencia alta a la comprensión 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.

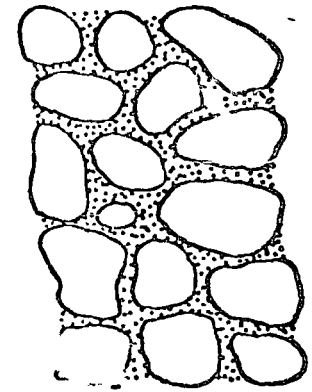
A este respecto, Yoder (Referencia 11) muestra la variación del peso volumétrico y del V.R.S. para diferentes contenidos de finos. Dichas variaciones se muestran en la Figura IV.2 en donde se pueden notar varios aspectos a saber:



(a) Agregado grueso sin finos.



(b) Agregado con suficientes finos para lograr la máxima densidad.



(c) Agregado con gran cantidad de finos.

Fig. IV-1.-Estados físicos de agregados gruesos.

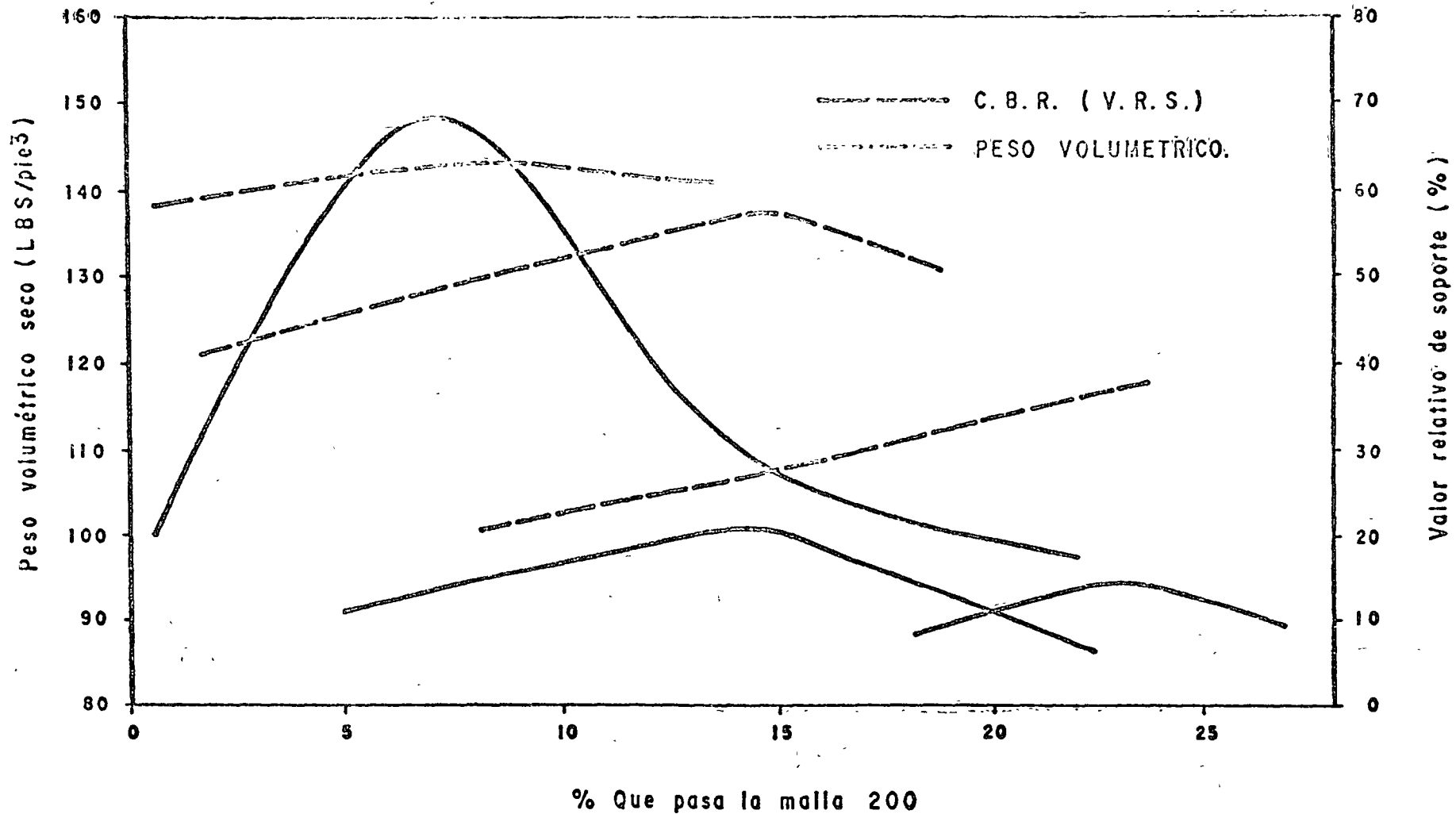


Fig. IV-2.- Variaciones obtenidas en suelos compactados al 100 % AASHO estandar.

- El porcentaje de finos para lograr el máximo peso volumétrico es mayor que el correspondiente al V.R.S. máximo.
- Las gravas son 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 Índice Plástico a 6%.

En lo que respecta a la granulometría 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 volumen de vacíos, Faiz (Referencia 12) ha demostrado que bajo ciertas condiciones, este hecho puede ser beneficioso.

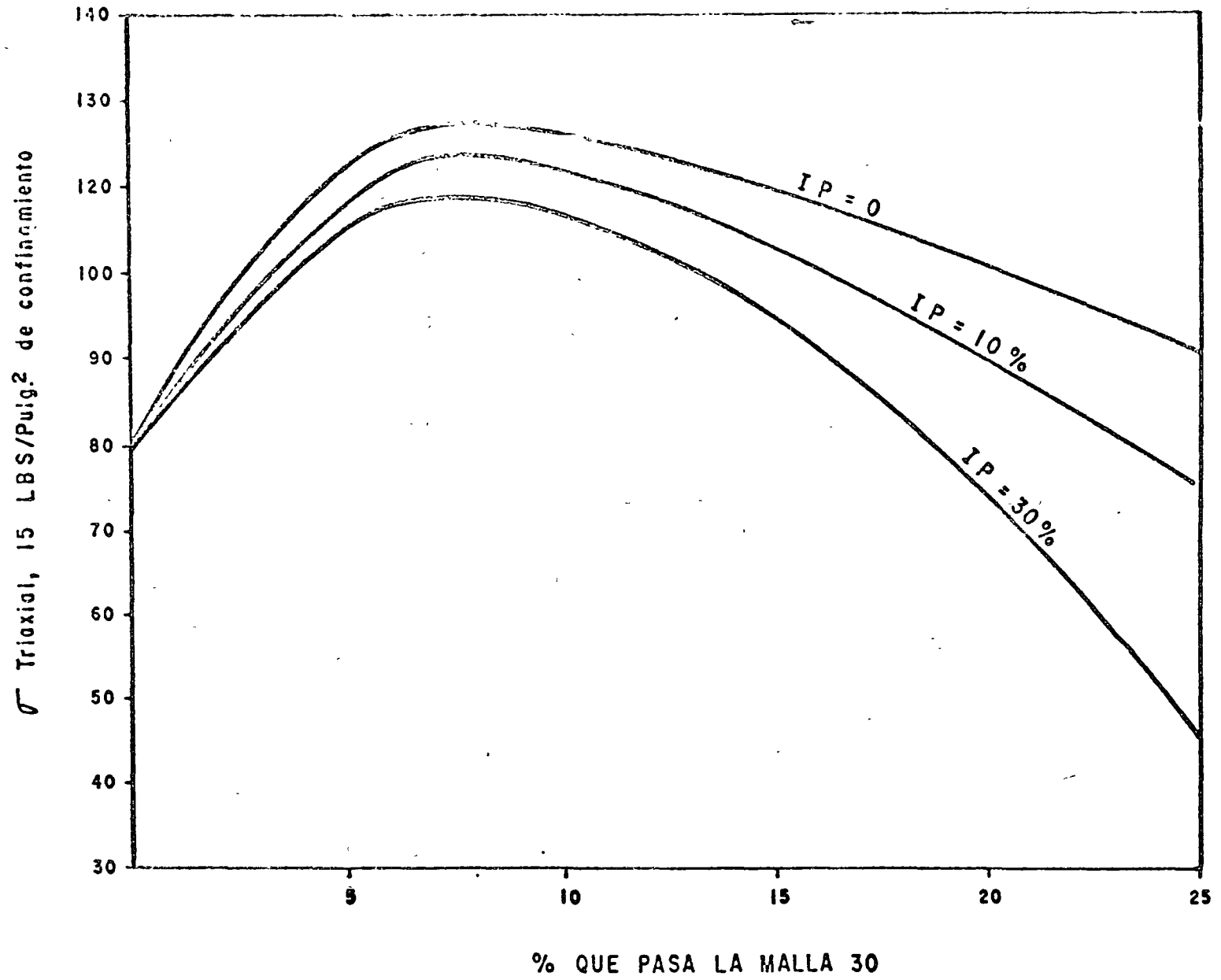


Fig. IV - 3.-Efectos de la plasticidad de los finos.

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 estándar y los obtenidos con la AASHO modificada (la energía de la AASHO modificada es aproximadamente 5 veces mayor que la de --- AASHO estándar). En dicha figura se puede apreciar que el peso volumétrico seco logrado en gravas, con la prueba AASHO estándar es del orden del 97% del logrado con la AASHO 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 considerablemente 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.

G R A V A S

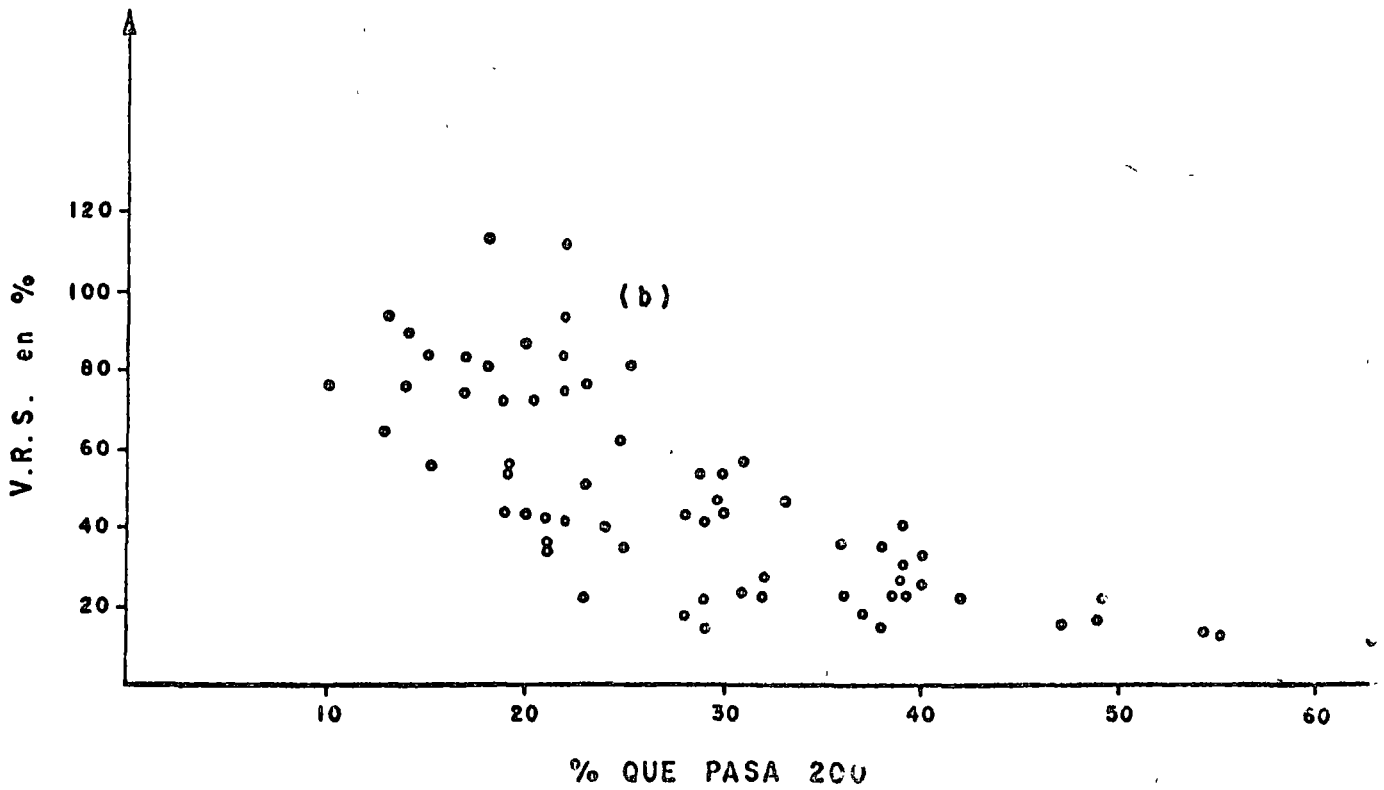
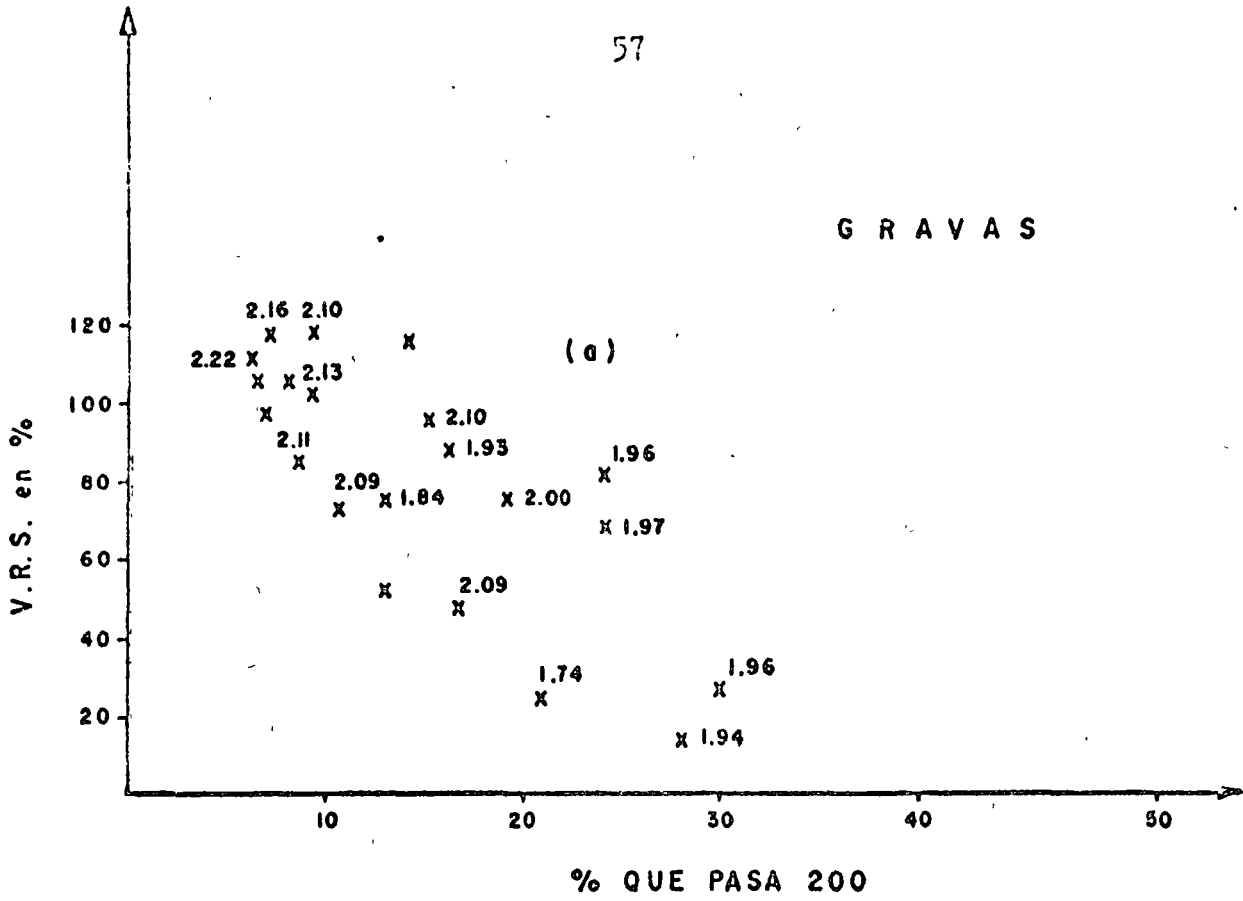


Fig. IV - 4.- Resultados obtenidos en muestras inalteradas de bases (a) y subbase (b), Oaxaca, Oax.

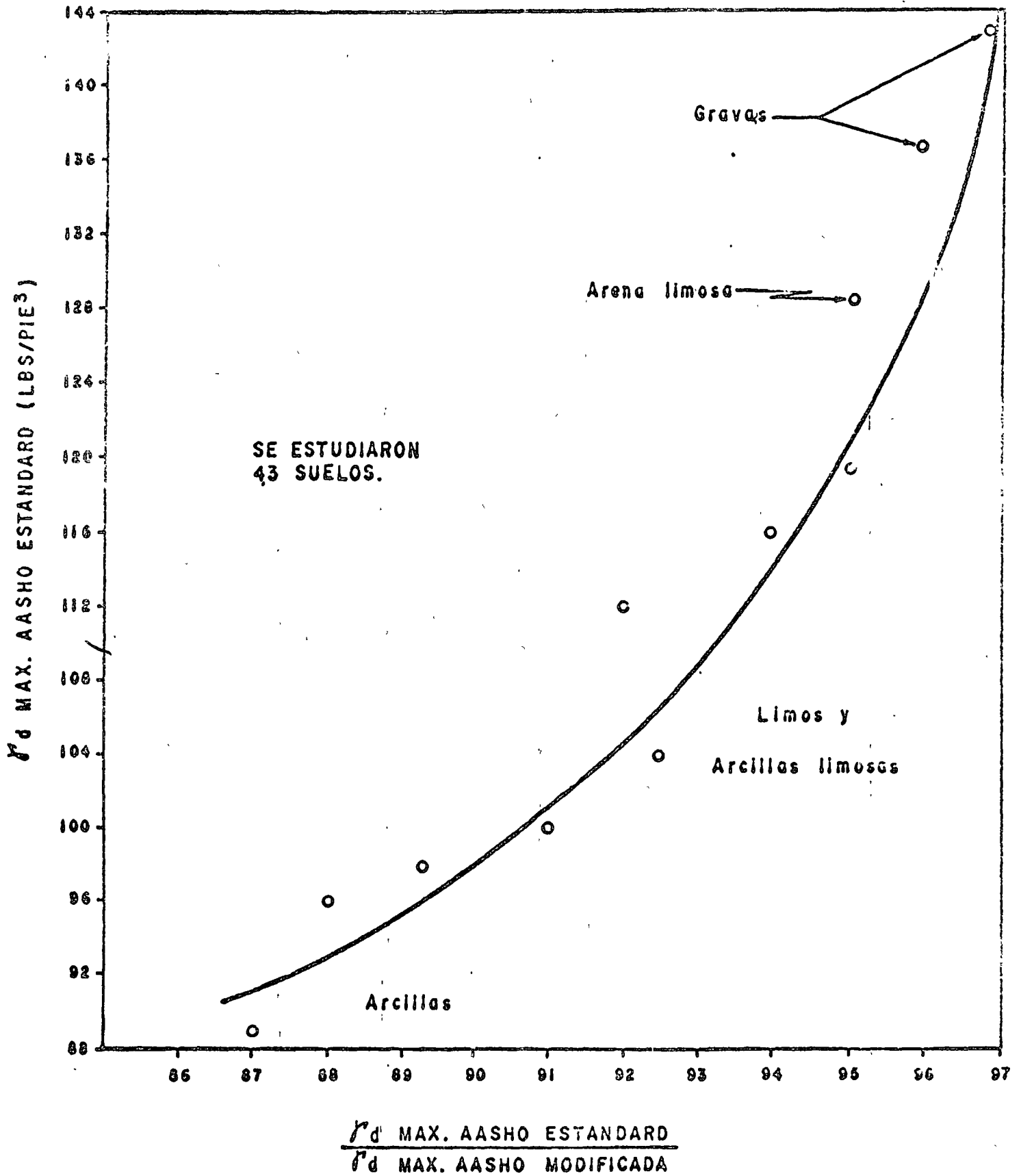


Fig. IV-5.- Relaciones entre los pesos logrados con las pruebas AASHO. (YODER, II)

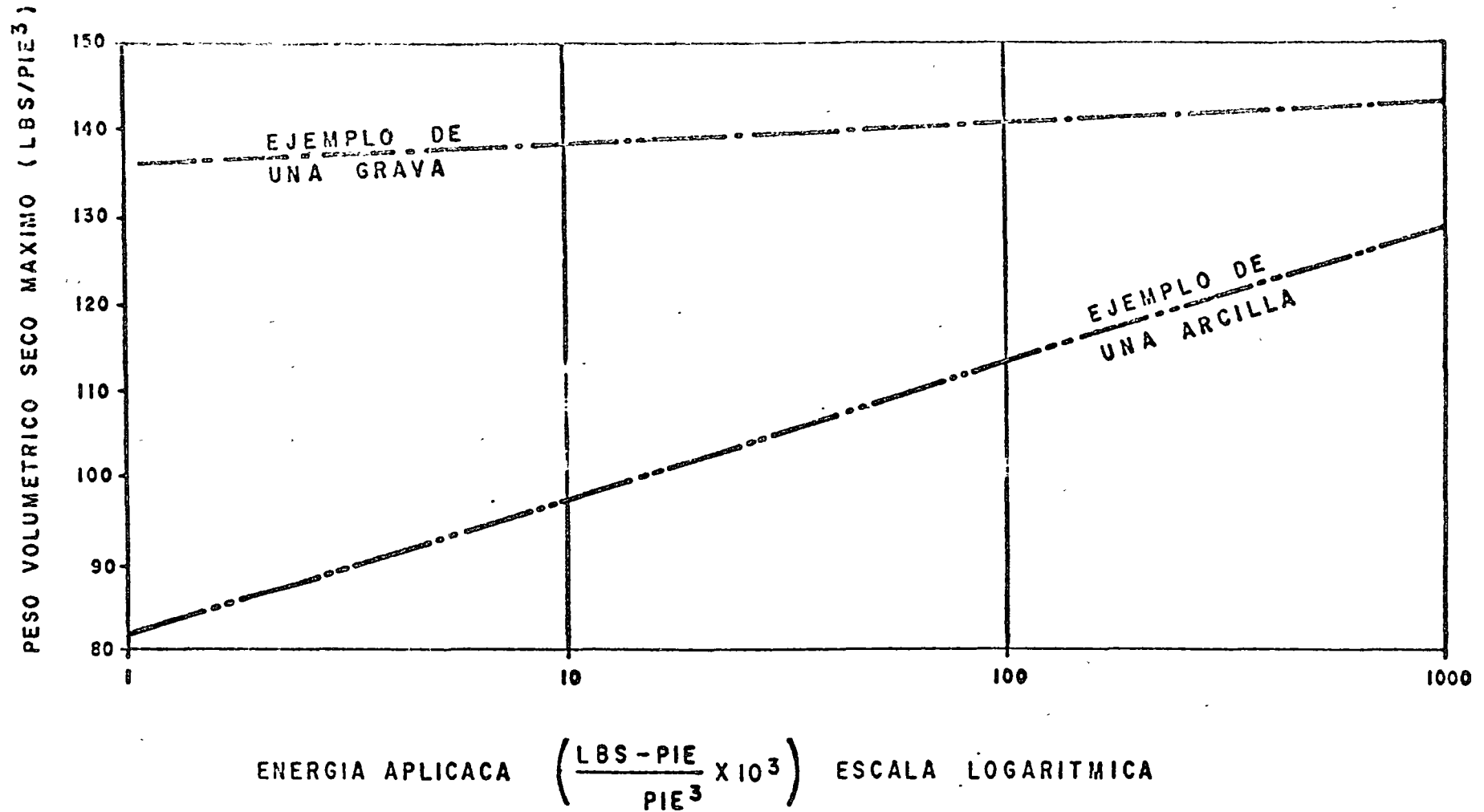


Fig. IV-6.- Variación del peso volumétrico seco, máximo con el esfuerzo o energía de compactación.

En 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 de 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 superior, 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-6C). 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.

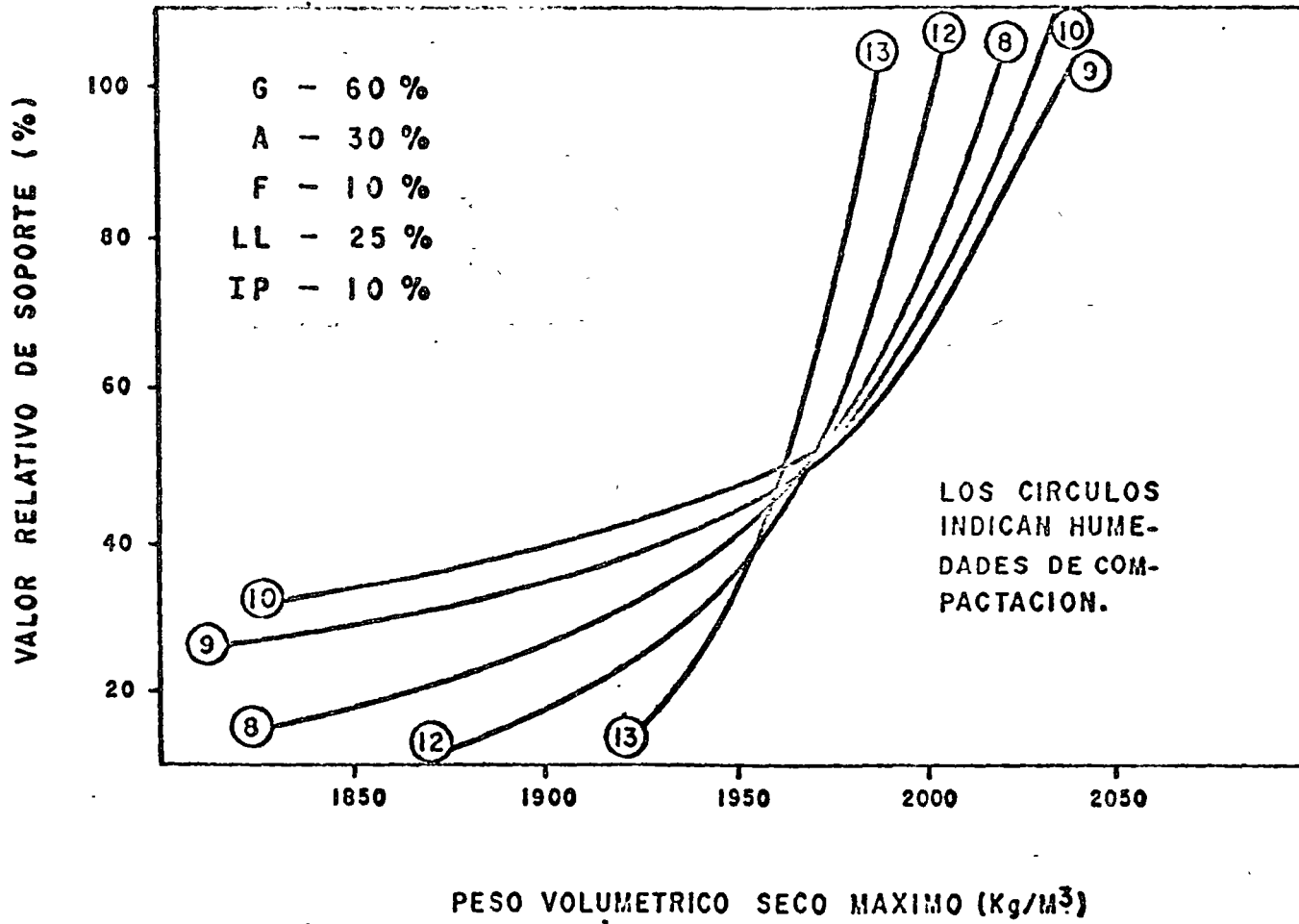


Fig. IV-7.- Método del cuerpo de Ingenieros aplicado a una grava.

TEMA V. CONTROL DE LA COMPACTACION

A. Nociones sobre el control de Calidad.

El ingeniero supervisor se ve enfrentado al problema de la de terminación de la calidad de la construcción para ver si la obra construida reúne los requisitos especificados.

Para lograr tal objetivo es indispensable en primer lugar efec tuar el debido planteamiento del control de la calidad, para lo qual 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 conduz can al fin propuesto y finalmente contar con medios que sean indi cativos de si se logró alcanzar la meta, fin o calidad deseada. - Para lograr lo anterior generalmente se procede al empleo de prue bas de laboratorio o de campo y al auxilio de la estadística. En lo que respecta a las pruebas empleadas para el control deberá te nerse presente que dichas pruebas determinen características escen ciales pues por ejemplo resultaría hasta cierto punto inútil el lle var a cabo un control minucioso de los pesos volumétricos, er - una arcilla altamente expansiva, si no se toma en cuenta a la hume dad de compactación, presiones de expansión producidas al saturar se el suelo, resistencia de la arcilla saturada, factores éstos - de mayor relevancia y que tendrán una influencia definitiva en el comp ortamiento 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 estu dios bibliográficos o prácticos con el objeto de quedar convenci dos de que dichas pruebas son las más adecuadas para el proceso - en cuestión.

Otra condición que debe tratar de alcanzarse, es el que las prue bas sean lo más rápidas posible, para que el proceso de cons trucción pueda ser modificado con toda oportunidad. Una caracte- rística más que debe buscarse durante los procedimientos de control de calidad es que las pruebas sean de fácil, objetiva y clara inter pretación para que el supervisor pueda tener un panorama lo más completo posible de lo que está obteniendo, los peligros que se cor ren 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

- 1.- 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 sencillas 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 pruebas 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

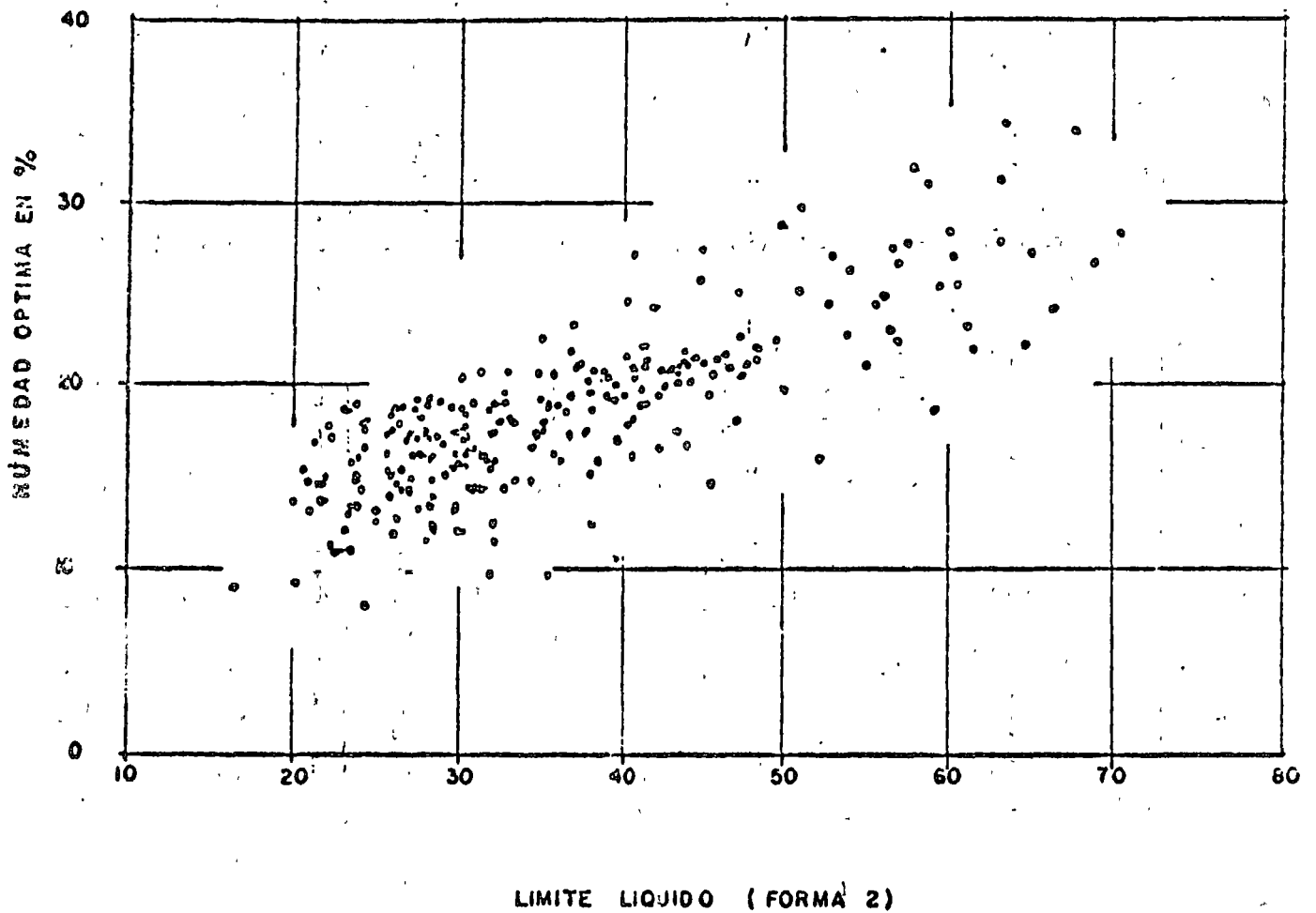


FIG.V.1.- Correlacion entre W_{opt} y LL para una cierta forma de la curva granulométrica y una energía de compactación dada (ref.14)

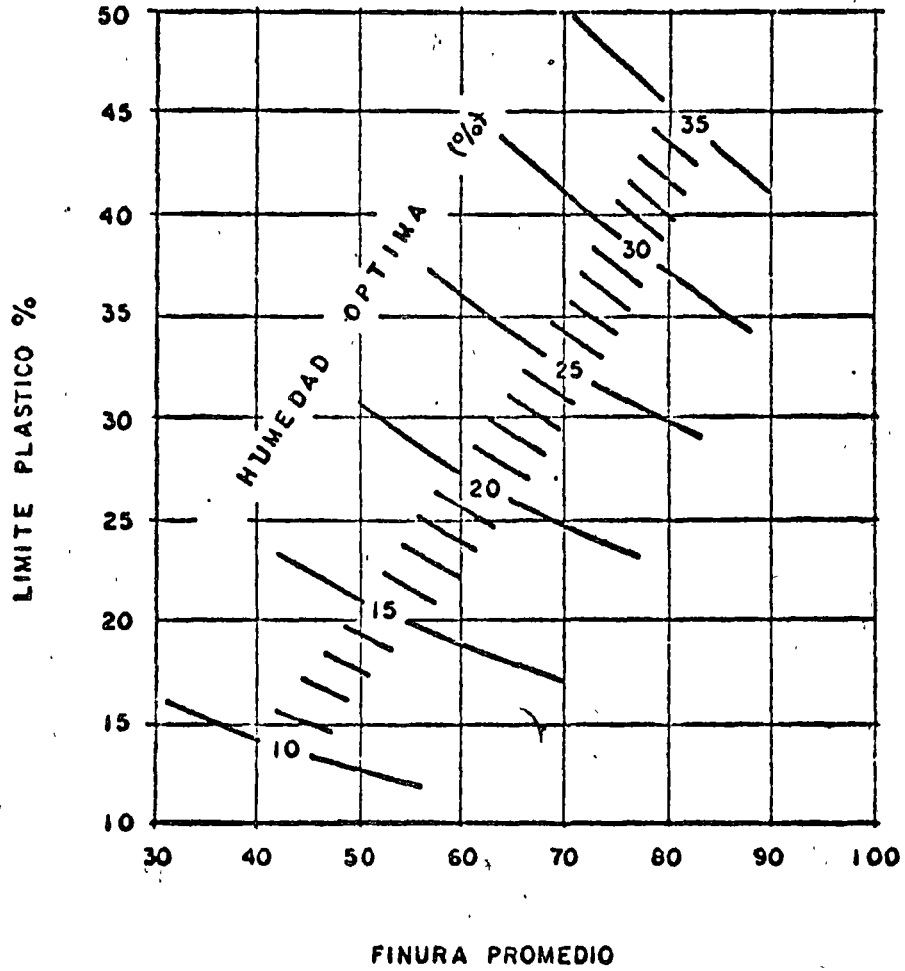


FIG.V.2: Relacion entre la humedad optima , la finura promedio y el límite plástico, para varios suelos y una cierta energía de compactación (ref. 14)

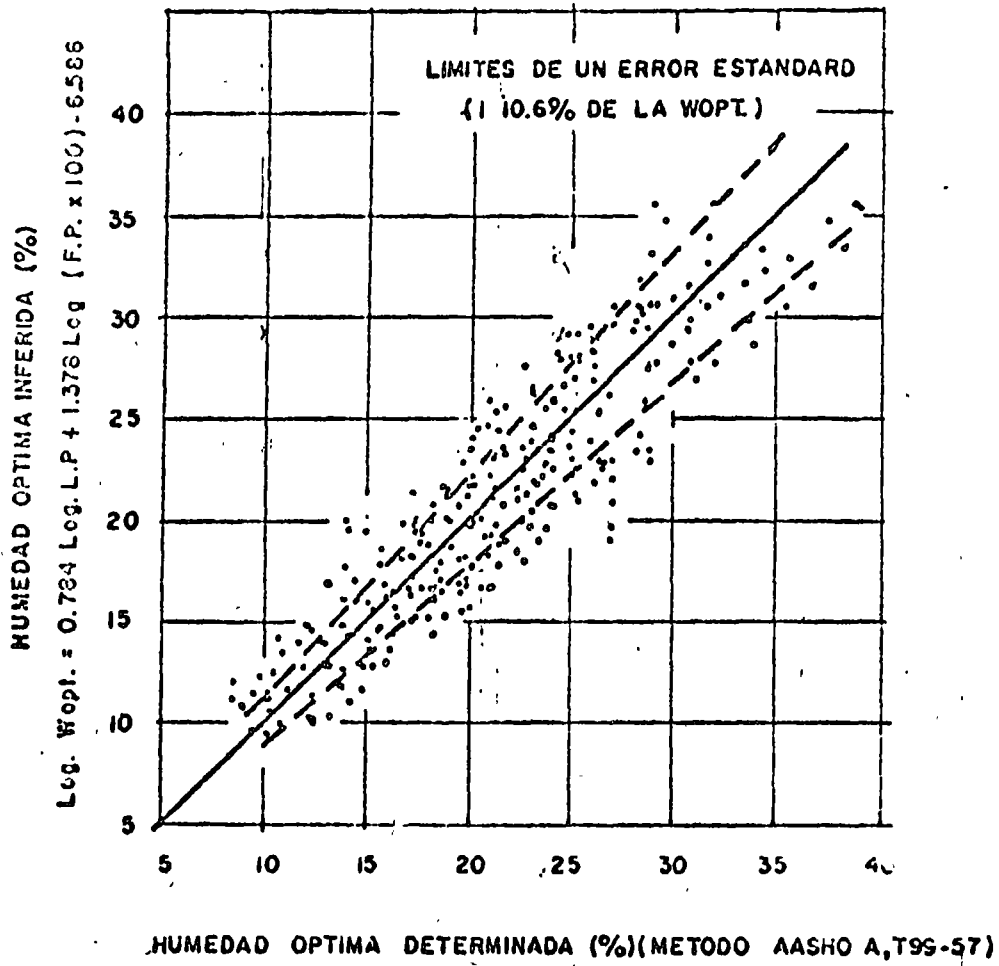


FIG.V. 3- Humedad inferida vs. Humedad real.

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 pe ligroso 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 rigidez 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 bazararse 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 esencial 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 línea 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 servirían 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

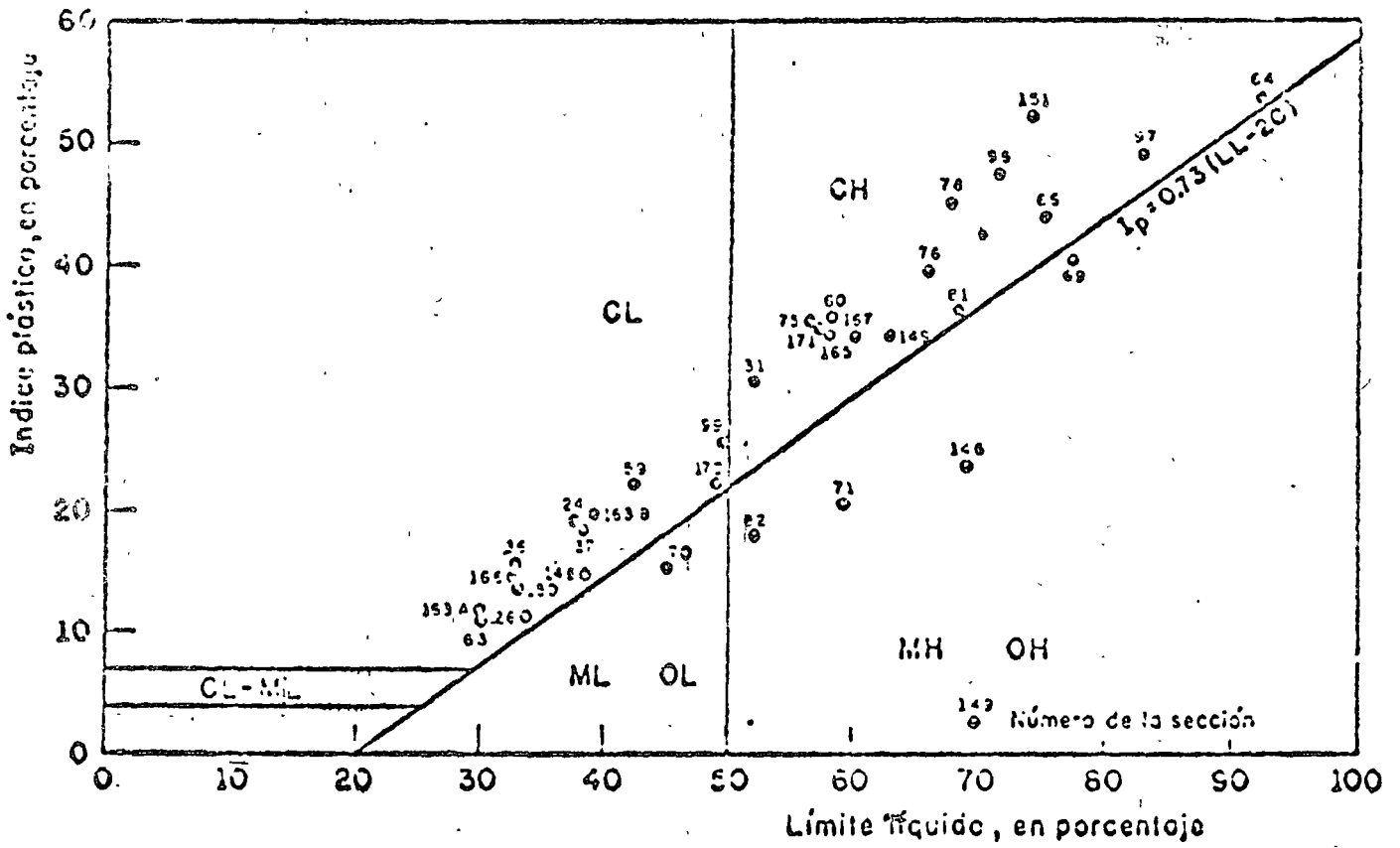


FIG V.47 LOCALIZACION DE LOS MATERIALES DE TERRACERIAS, DE LAS SECCIONES MUESTREADAS, EN LA CARTA DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE.

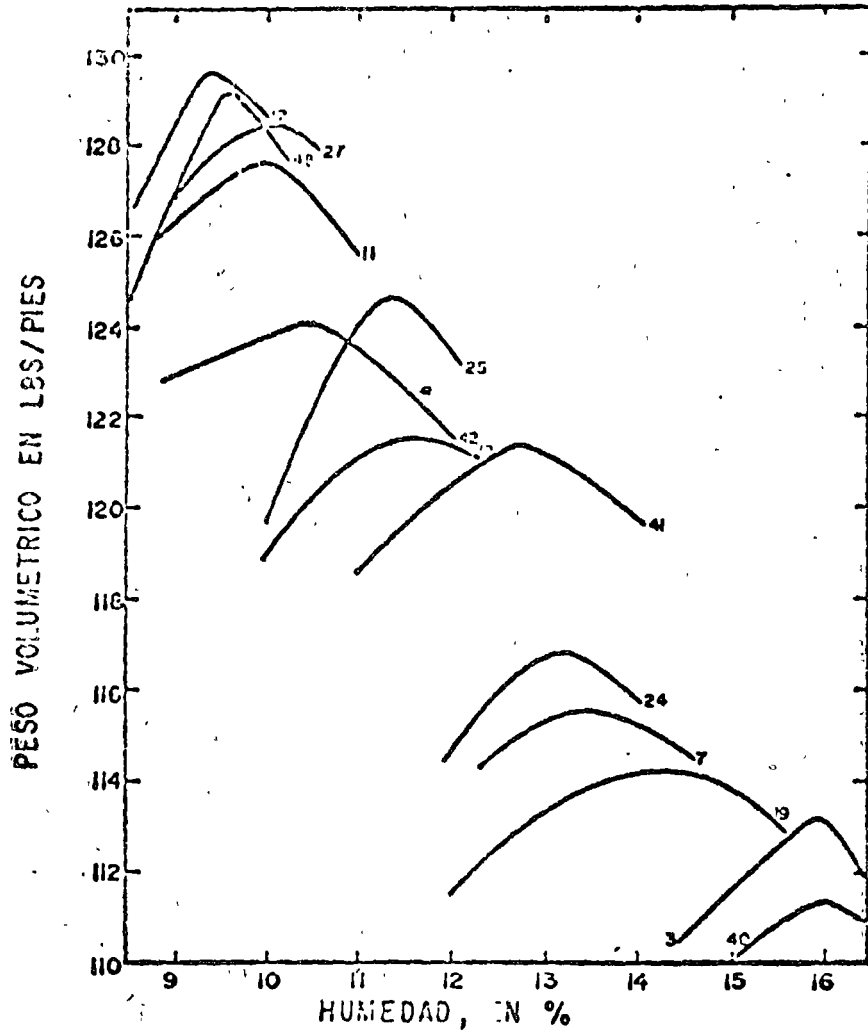


FIG. 7.

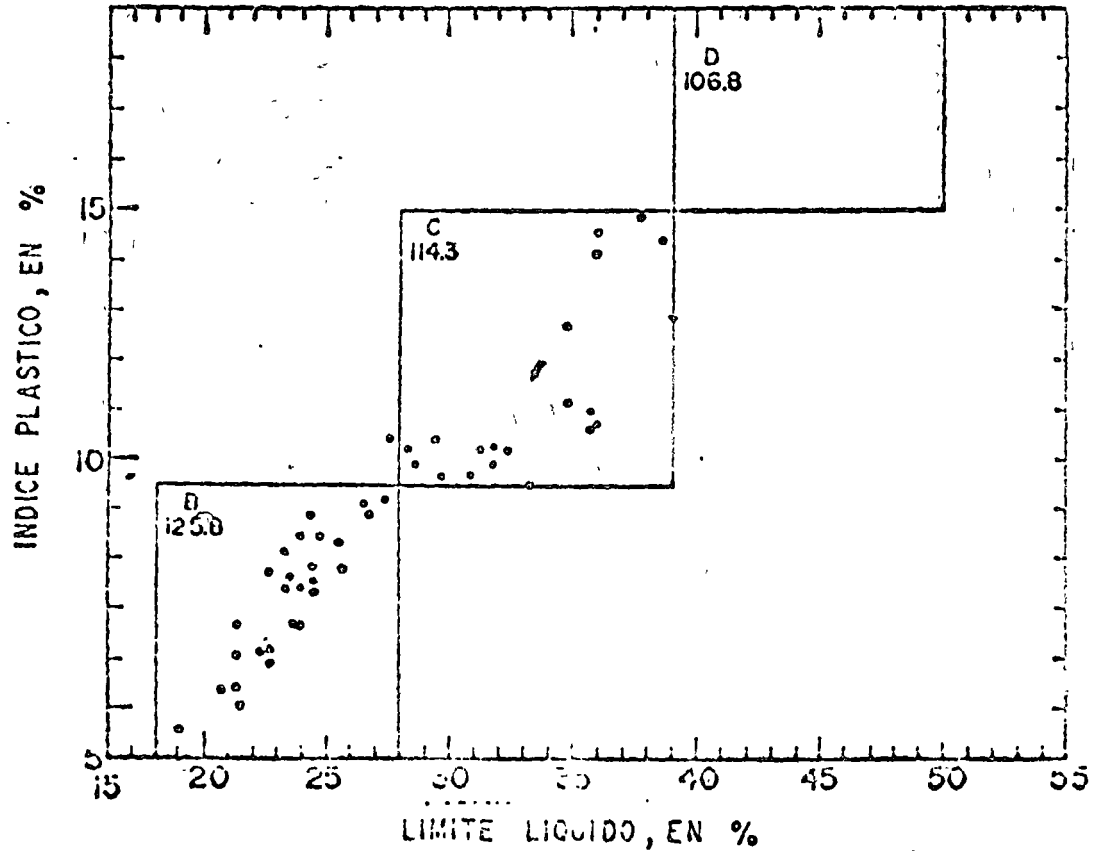


FIG. 7. 7

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 húmedo 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 estándar 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 estándar y que en una cala efectuada, el peso volumétrico húmedo en el lugar resultó ser de:

$$118 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}^3}$$

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:

$$\delta_2 = 123 \text{ lbs } \text{pie}^3$$

El peso volumétrico seco correspondiente será:

$$\gamma_2' = \frac{\delta_2}{1 + \omega} = \frac{123}{1 + 0.13} = \frac{123}{1.13} \frac{\text{lbs}}{\text{pie}^3}$$

En la misma forma, el peso volumétrico seco, del material compactado extraído de la cala resultó ser:

$$\delta'_1 = \frac{\delta''_1}{1+w} = \frac{118}{1.13} = 104 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}^3}$$

Se ubica al punto correspondiente a las coordenadas $\delta'_1 = 104$ y $w = 13\%$, 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

$$\delta_{\text{máx}} = 111 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}^3}$$

y una humedad óptima de 16% aproximadamente.

El porcentaje 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 sofisticación (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 estándar 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/pulg² y un peso volumétrico húmedo de 115 lbs/pie³ entonces se podrá observar que para la humedad de 20% coinciden las curvas "S" en la figura V.10.

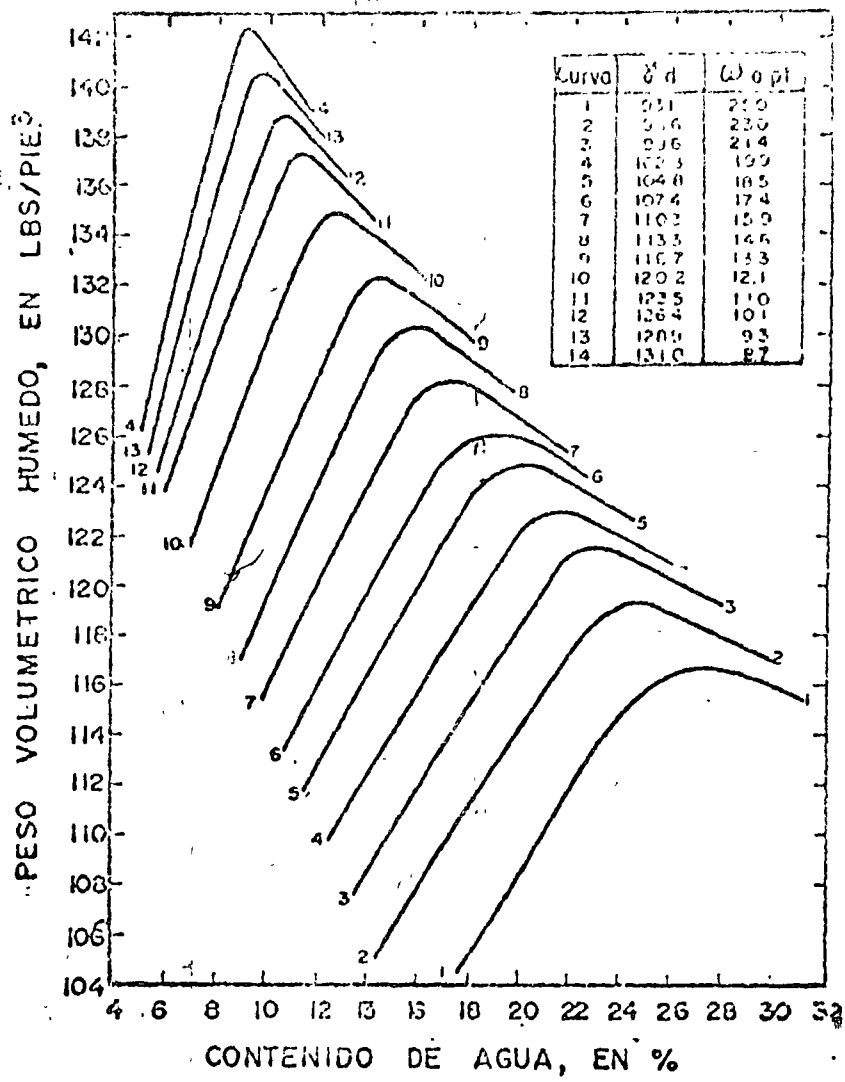


FIG. V. 8

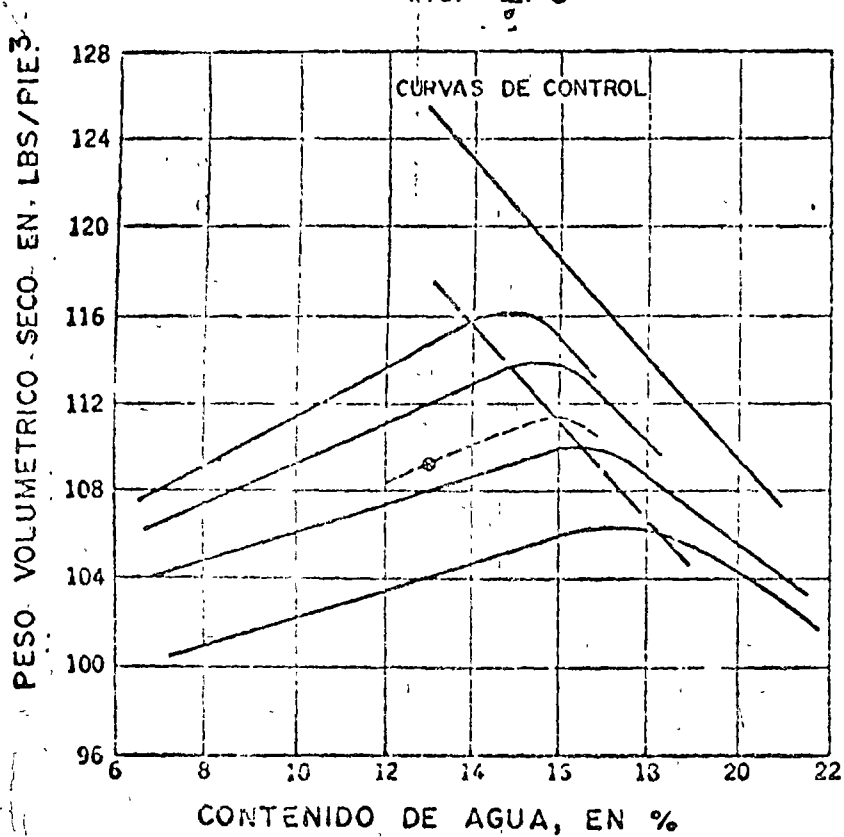


FIG. V. 9

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 estándar, 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 proporciones, 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-

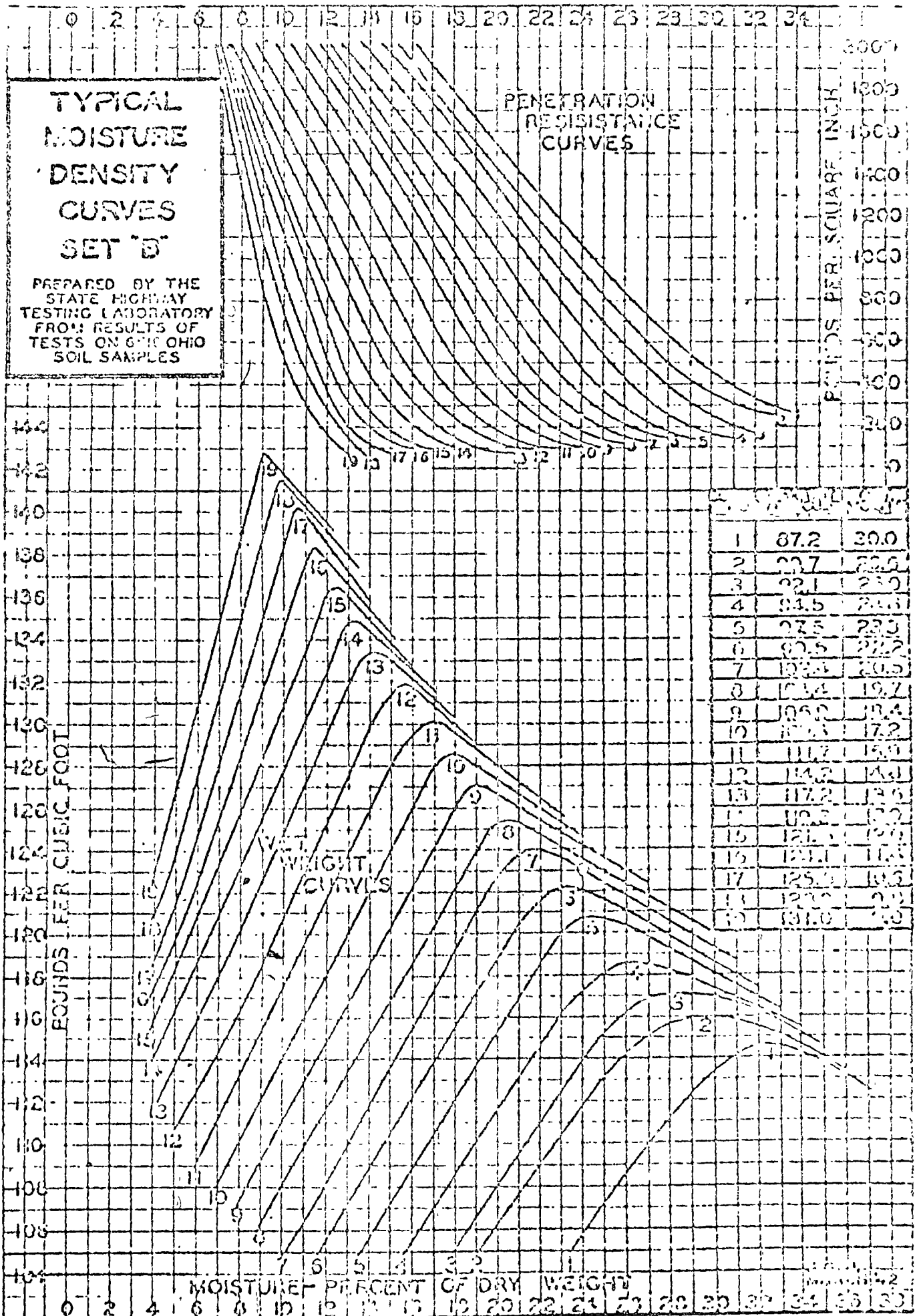


FIGURA V. 10

Figura 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 " δ_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 " δ_2 ". Se calcula el porcentaje de compactación con la fórmula:

$$\% \text{ Comp.} = \frac{\delta_1}{\delta_2} 100$$

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.

PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO



ESTADOS DE CONSISTENCIA

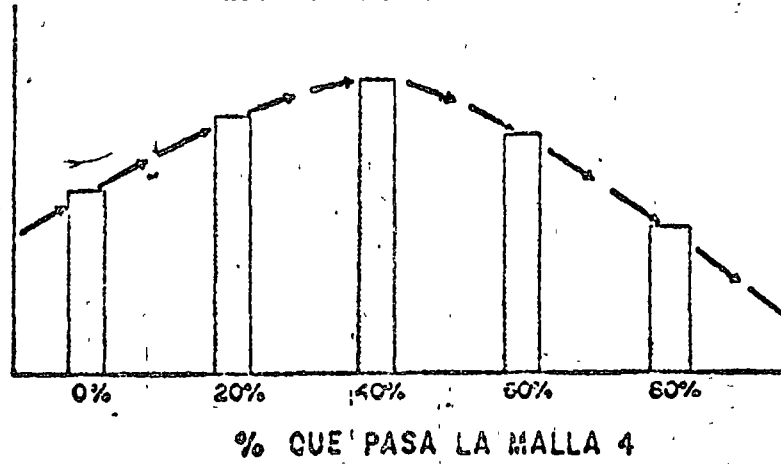
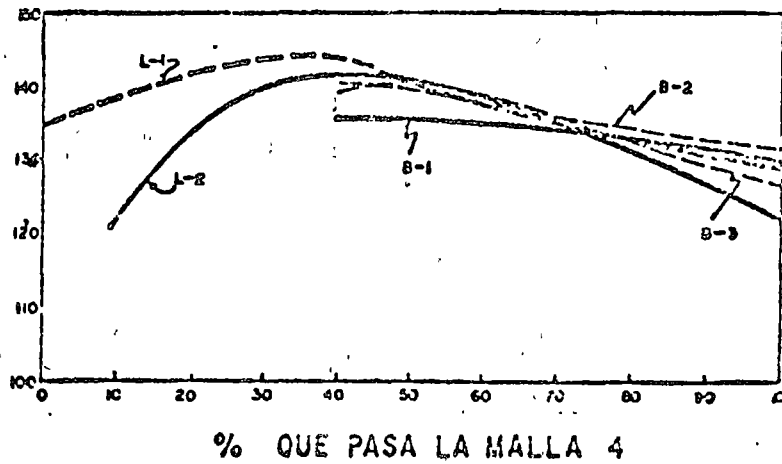


FIG. V. 11

PESO VOLUMETRICO SECO MÁXIMO
LBS/PIES



CURVAS DE CONTROL PARA 5 BANCOS

FIG. V - B 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. Boletín 272. 1960.

METODOLOGIA DE ESTABILIZACION DE SUELOS

METODO DE LA FUERZA AEREA DE LOS

ESTADOS UNIDOS

PROPIEDADES A MEJORAR CON LA ESTABILIZACIÓN.

- ESTABILIDAD VOLUMÉTRICA.

1. - Expansiones.

2. - Contracciones.

3. - RESISTENCIA.

1. - Aumento

2. - No modificación con la humedad:

a) Mayor humedad

b) Menor humedad

3. - Resiliencia.

4. - Sensitividad.

C. - PERMEABILIDAD.

1. - 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 ESTABILIZACIÓN

A.- COMPACTACION

- 1.- Rodillos pata de cabra, lisos, vibratorios.
- 2.- Placas vibratorias.
- 3.- Hincado y vibración de pilotes.
- 4.- Vibroflotación.

B.- DRENAGE

- 1.- Drenas 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) Alforaciones.

2. - Textura y consistencia del suelo.

3. - Prueba del grumo en agua destilada.

4. - Prueba del arcil.

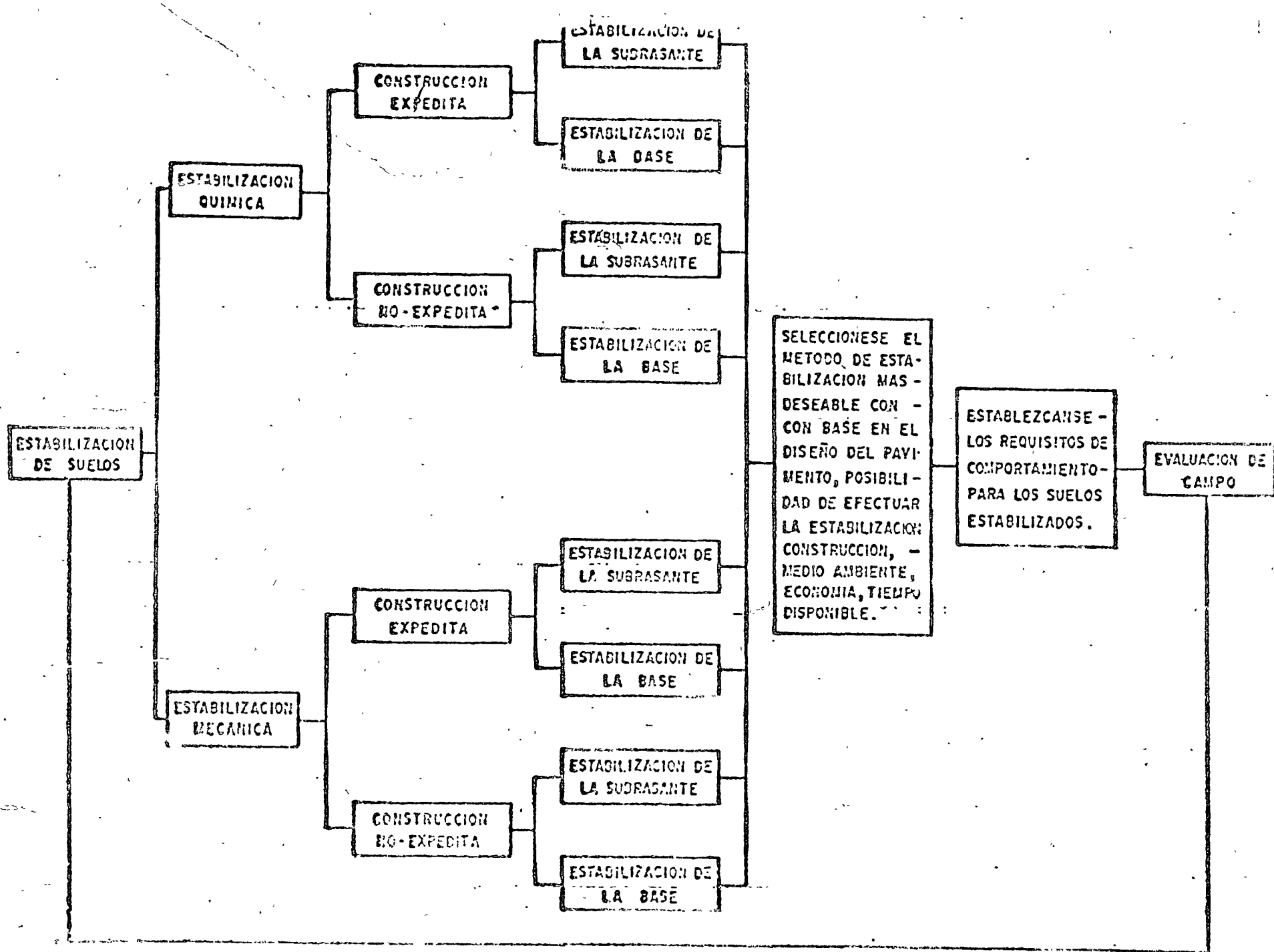


FIG. VI.1. Sistema índice de clasificación propuesto por la Fuerza Aérea U.S.A. con fines de clasificación de suelos.

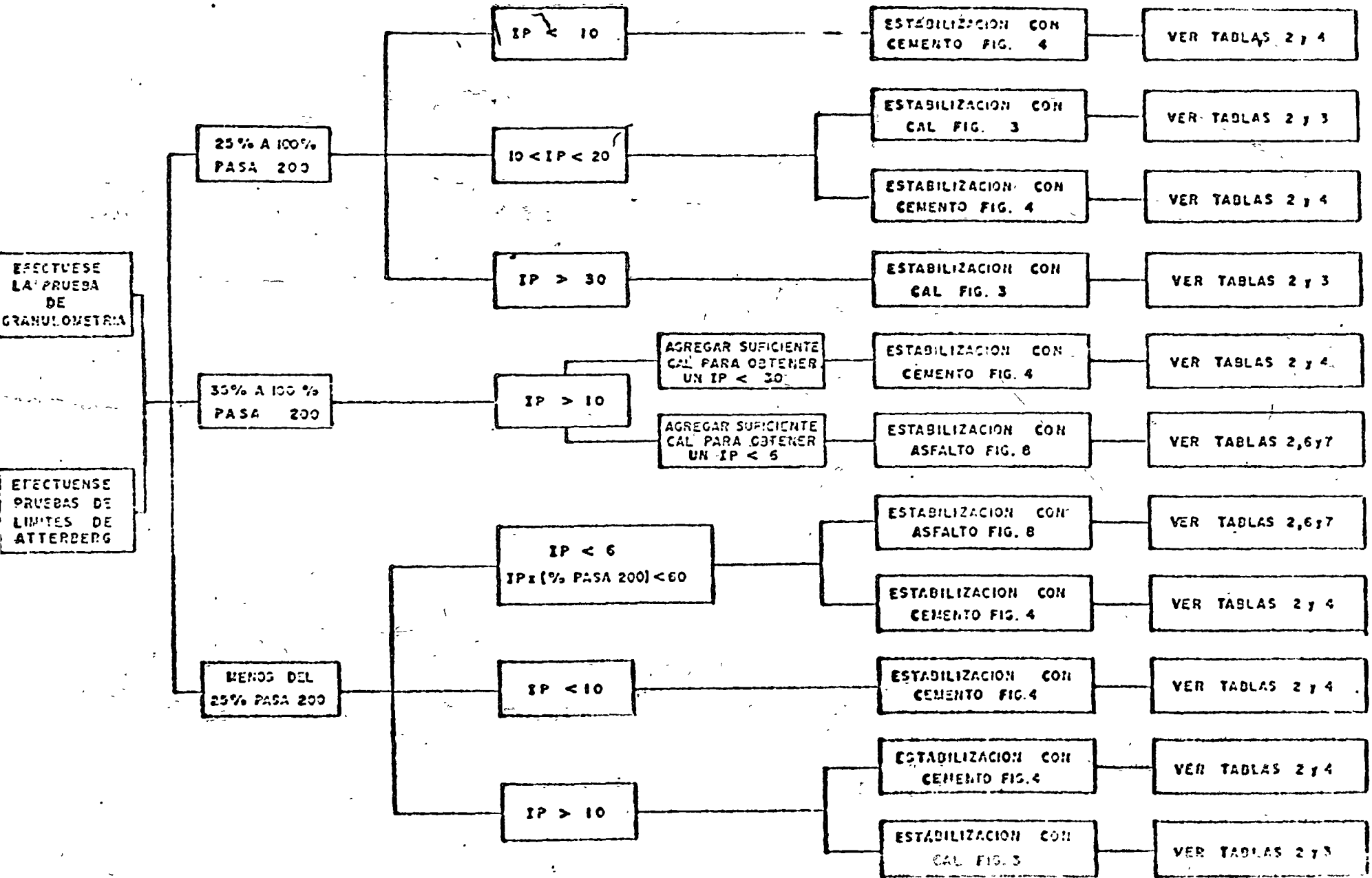


FIG. VI. 2: Selección del agente estabilizante para la construcción No Expediente de bases (Fuerza Aerea U.S.A.).

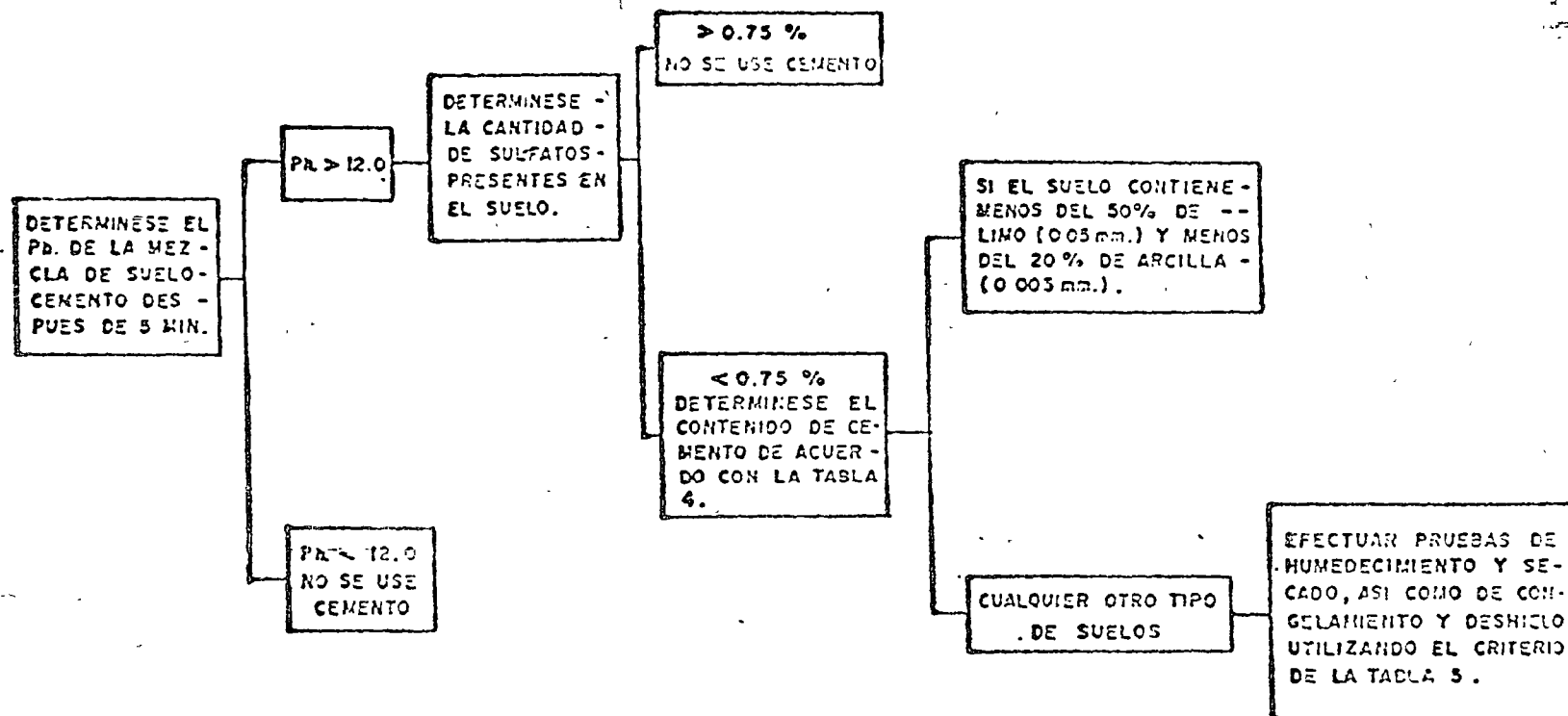


FIG. VI.4: Subsistema para la estabilización con cemento, de la capa base (Fuerza Aérea U. S. A.).

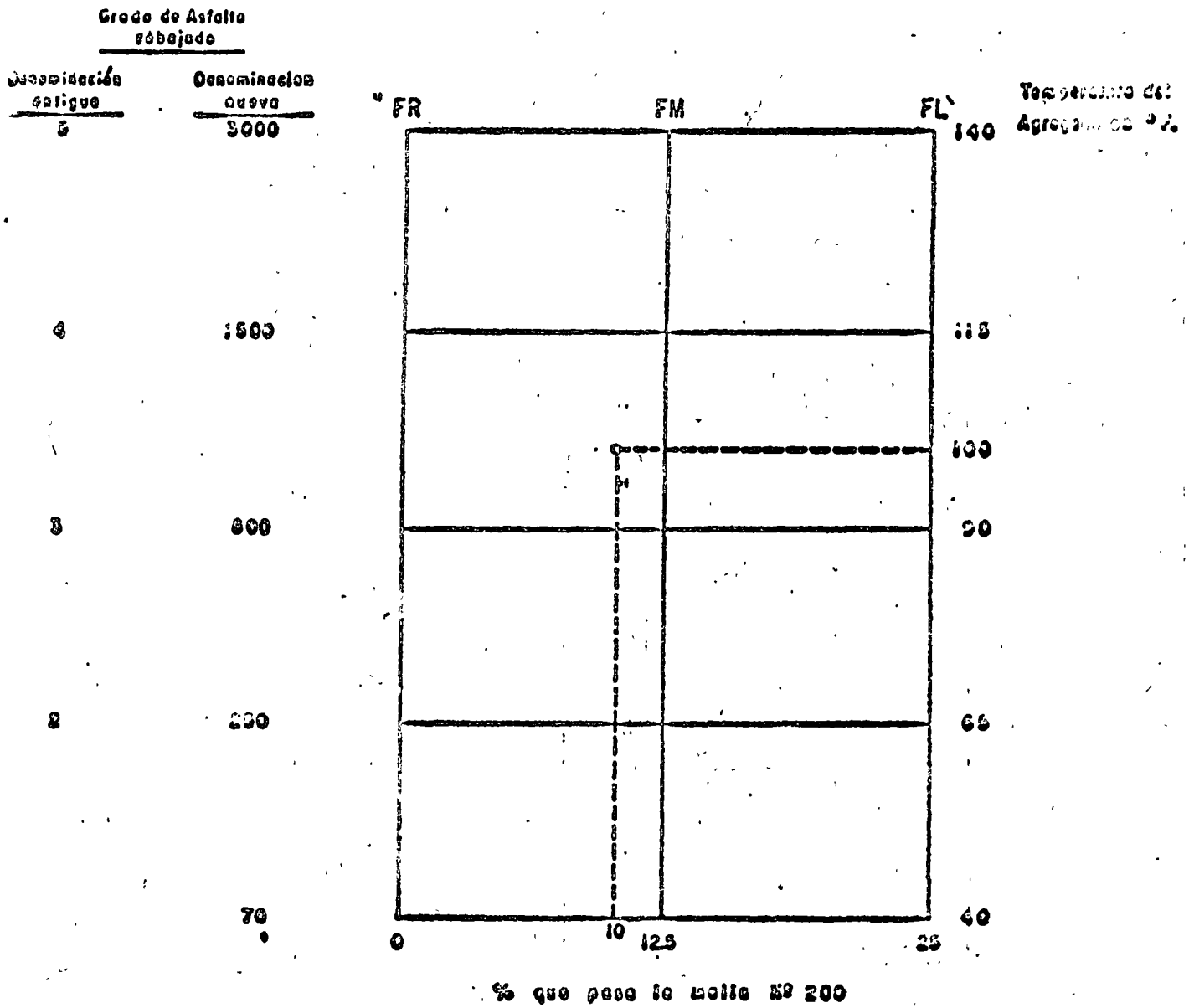
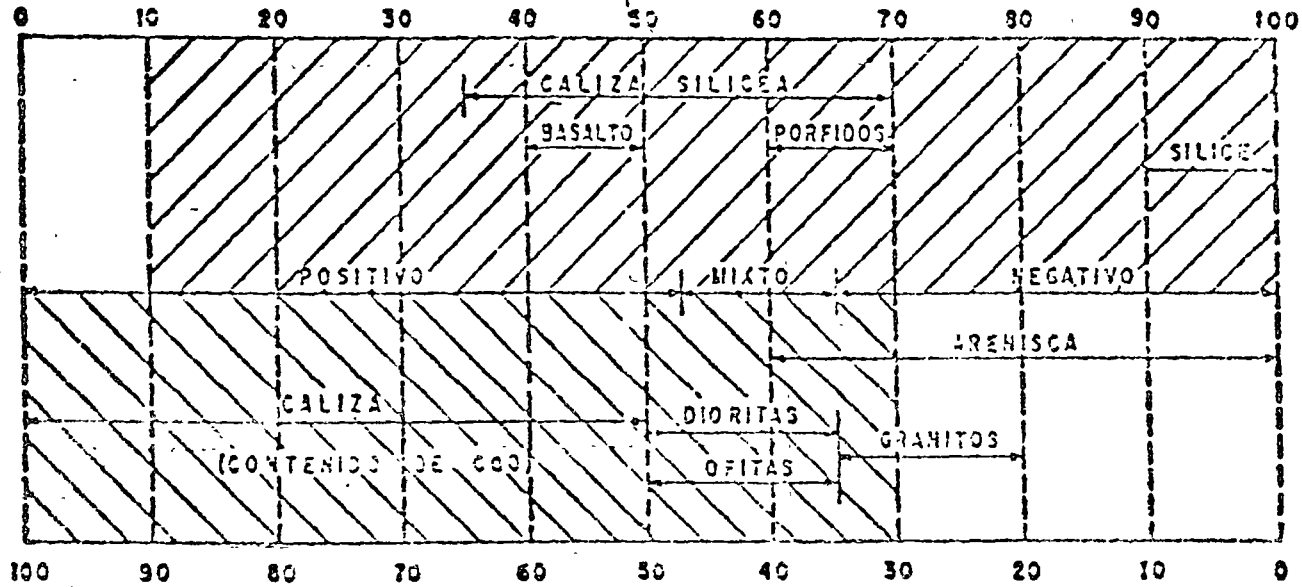


Figura V15 Selección del tipo de asfalto rebajado para la estabilización.

CONTENIDO DE SILICE (SiO₂) EN %



CONTENIDO DE ALCALIS EN %



Emulsiones Cationicas

Emulsiones Aniónicas

Figura VI.6: Clasificación de los Agregados.

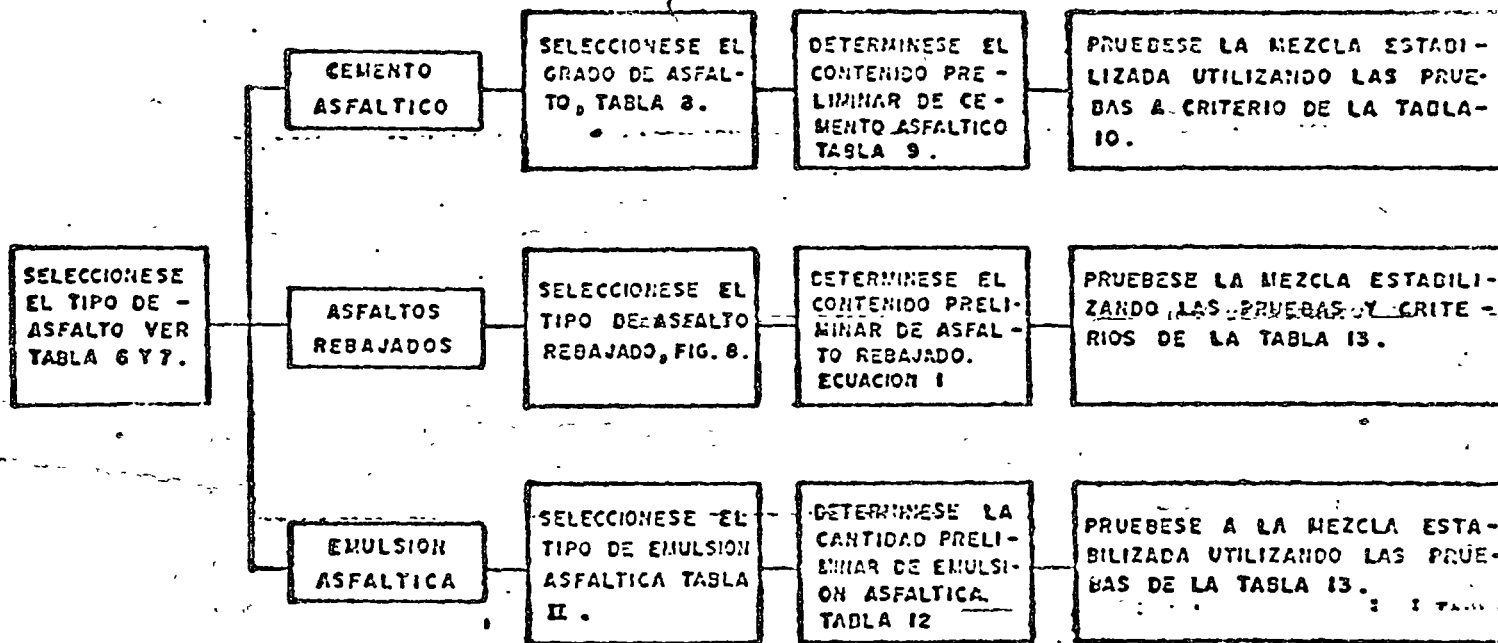


FIG. VI.7 Subsistema para la estabilización con productos asfálticos de la capa base (Fuerza Aérea U.S.A.).

TABLA VI.1

CRITERIOS PARA LA ESTABILIZACION CON PRODUCTOS ASFAL
TICOS.

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)			
		8 DIAS SATURA- CION	CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO (c)	(psi)	
			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 CONTE NIDO DE CE- MENTO (b)		CONTENIDO DE CEMENTO, ESTI MADO PARA LA PRUEBA DE PE (% EN PESO)	CONTENIDO DE CEMENTO PARA LAS PRUEBAS DE HUMED.-SE CADO Y CONG- DESHIELO (% EN PESO)
		%EN VOL	%EN PESO	SO VOL - HUM	
A-1-a	GW, GP, GM, SW 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
Fria	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 seleccionar el tipo de Emulsión)	Emulsiones (Ver tabla 11) (Ver figura 6 y 7) 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)			
1 1/2"			100
1.0"	100		
3/4"			
Nº 4	50 a 100	50 a 100	60 a 100
Nº 10	40 a 100		35 a 100
Nº 40		35 a 100	13 a 50
Nº 100			8 a 35
Nº 200	5 a 12	3 a 20	
		0 a 30 y 20 a 30	0 a 12
		Malo > 30	
Límite líquido		Bucno < 20	
		Regular 20 a 30	
		Malo 30 a 40	
		Inadecuado > 40	
Indice plástico	10	Bueno < 5	
		Regular 5 a 9	
		Malo 9 a 12	
		Inadecuado > 12	< 10

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 índices negativos se evalúan, simplemente substrayendo de 75°F , el mayor promedio mensual.

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		CRITERIO	
		p=100psi(a)	p=200psi(a)	p=100psi(a)	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 curva (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 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 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-X (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 N° 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 ASFÁLTICAS CON EL MÉTODO
DE MARSHALL PARA ASFALTOS LÍQUIDOS.

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

108-17.5 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. 72

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 diecinueve 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 ($110 \pm 5^\circ\text{C}$).

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 sustituido 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:

i) Transcurrido el período de saturación de cada espécimen,
 a) Se ajusta la humedad de cada una de las diferentes muestras de la prueba de
 ba en tal forma que sus contenidos de agua sea (2) incrementos de
 tenede una a otra muestra en desuperior a inferior (2%) de aproximada-
 madamente (2) porcentajes respectivamente (2) húmedos para obtener es-
 ta relación de incrementos se adicionará agua; o disminuirá el
 nuidad de esta mediante secado, pero no se harán estas dos (2)
 (2) operaciones en una misma muestra y en ningún caso se
 secarán totalmente. Los porcentajes de humedad de prueba
 ba en este grupo de muestras deberán elegirse en tal for-
 ma que cuando menos dos (2) tengan humedad inferior a la
 óptima y dos (2) superior a ésta. La humedad óptima --

2) Aproximada (2) será usualmente (2) la humedad mínima para que
 el material presente una cohesión tal que al ser golpeado
 primido en el palma de la mano no se desmenuza y que se --
 rompa en pedruzcos (2) u no veces adicionada la cantidad
 de agua que se requiere para cada muestra de prueba, se --

3) En el caso de suelos francamente arenosos, solamente se uti-
 lizará un grupo de muestras de prueba y se elaborarán los
 espécimenes mediante compactación con cincuenta y seis (56)
 cierto tiempo en reposo, cubierto con una lona, para faci-
 litar que el agua se incorpore adecuadamente al material.
 en el campo, incluyendo dentro de este rango las humedades --

b) Se coloca el dispositivo en el molde de compactación
 previamente armado y se pone una hoja de papel filtro en

E) En esta prueba se aplicará y se reporta lo siguiente:

1) Se toma una de las muestras de prueba y se pesa de manera
 su humedad tiene de agua se indica en la gráfica y se
 construye la gráfica para la muestra de prueba, a figura
 N.º 7, anotando su valor en la hoja de registro, a figura
 N.º 7, dividiendo la muestra en tres (3) partes aproxima-
 damente iguales; se coloca una para cada una en el molde de
 prueba apoyado sobre la base de concreto y compacta --

2) Con cincuenta y seis (56) golpes de pisón, aplicados en
 la altura para mantener, constante la altura de la muestra y en el
 para repartir uniformemente los golpes en la superficie de
 de la parte superior de la compactación con cada una de las cor

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 engrasa 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 las 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 ², 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. 72. 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. 72 B, se trazan las curvas de valor relativo de soporte-peso específico seco, para diferentes humedades de compactación, Figura Núm. 72 C; 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 --

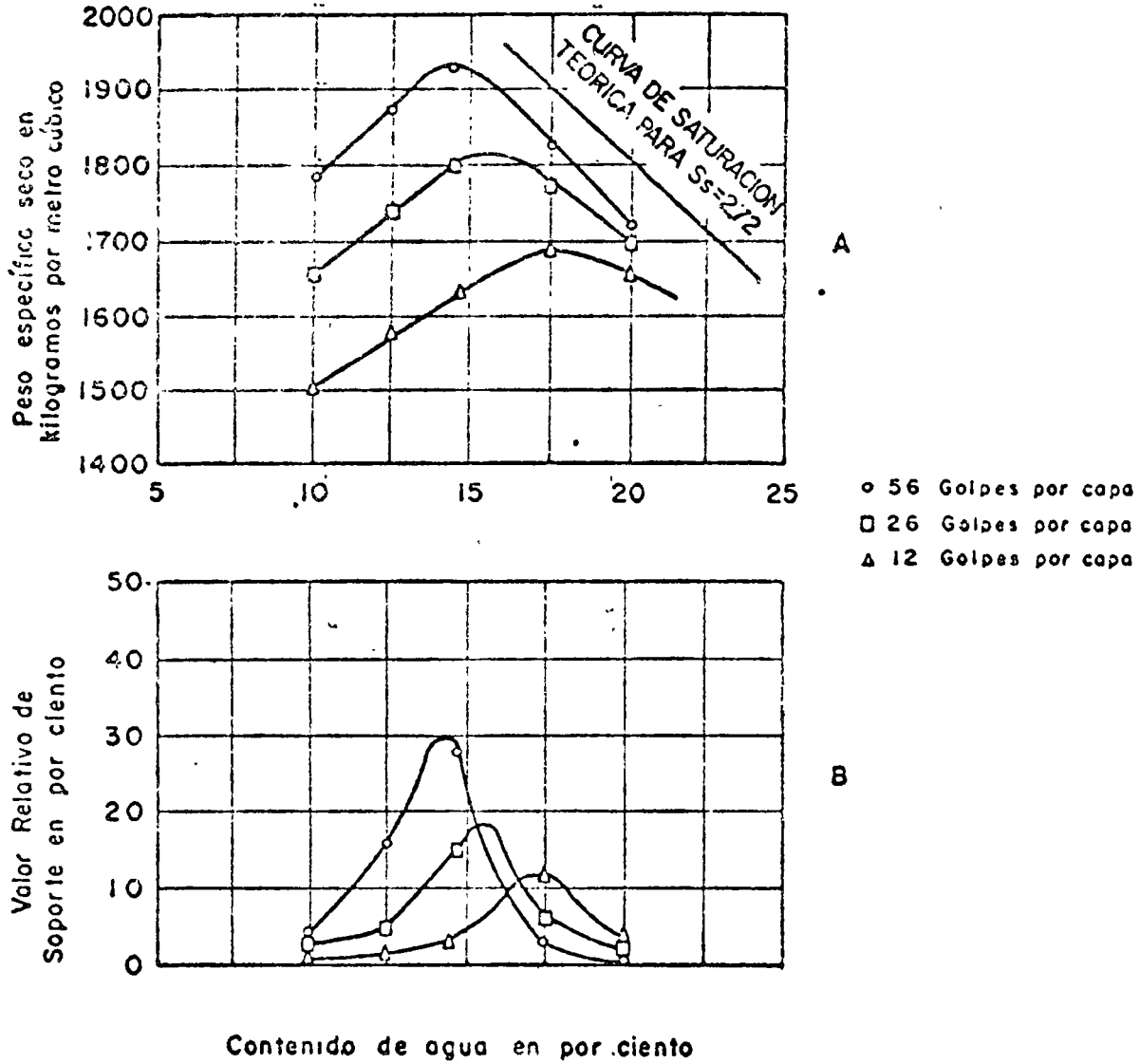


FIGURA NUM. 72 EJEMPLO DE CURVAS PESO ESPECIFICO SECO-HUMEDAD Y VALOR RELATIVO DE SOPORTE—HUMEDAD

(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. 7, 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%). Asimismo la Figura Núm. 7, 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. 7, 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 continúan refinando o procesando hasta que se obtengan productos que reúnan 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 también como material bituminoso dado que contiene bitumen que es un hidrocarburo soluble en bisulfuro de carbono (CS₂). El asfalto contiene además de las moléculas de hidrocarburo algunos átomos, tales como los de oxígeno, nitrógeno y azufre. Es pegajoso, lo cual hace que se adhiera 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 también 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 operaciones de construcción, 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 completamente frías. Con el objeto de propiciar la adherencia del agua o de los solventes una vez que las mezclas han sido colocadas sobre el camino, se remueven de un lado al otro utilizando motoconformadoras antes de tenderlas y compactarlas.

Los asfaltos rebajados y las emulsiones asfálticas por consiguientes, 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, mótrocarriles rotatorios y plantas de mezclado autopropuñadas.

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 asfálticos.

B.- TIPOS PRINCIPALES DE PRODUCTOS ASFÁLTICOS.

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 Núm. 1.

Las principales propiedades que nos interesan de los cementos asfálticos son las 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 asfálticos se definen, por consiguiente,

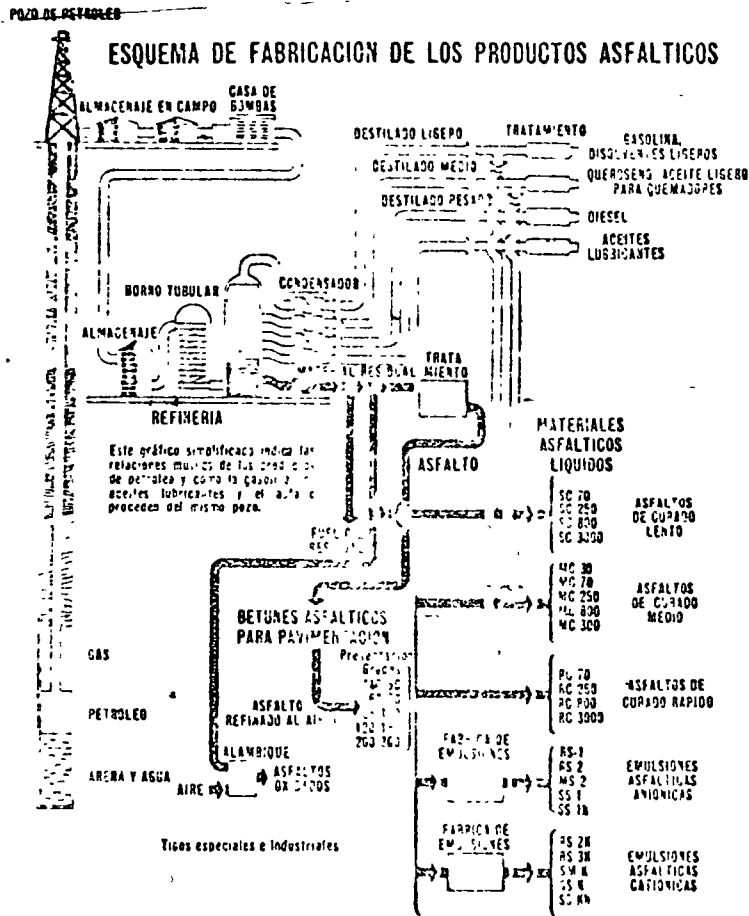


Figura 1 Diagrama de fabricacion de los productos asfálticos.

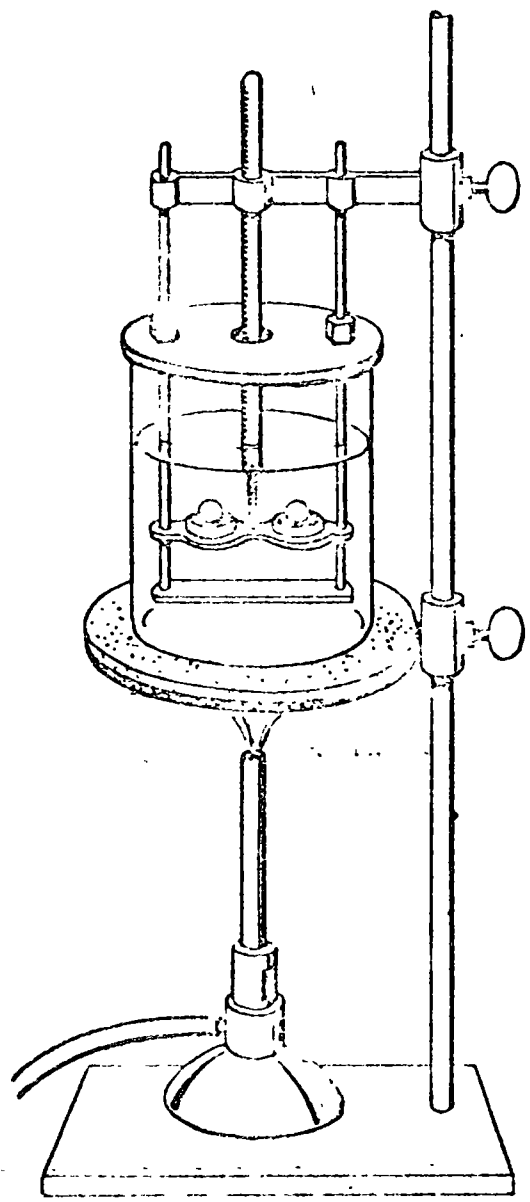
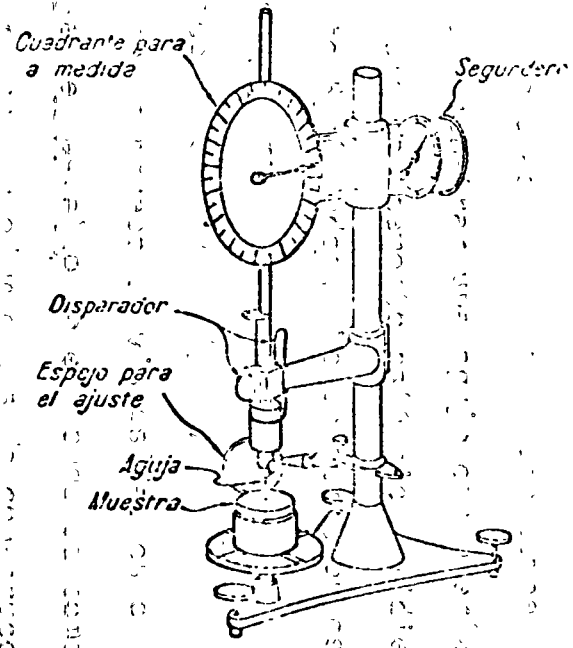


Figure 2 Softening point test



3 - Perchero

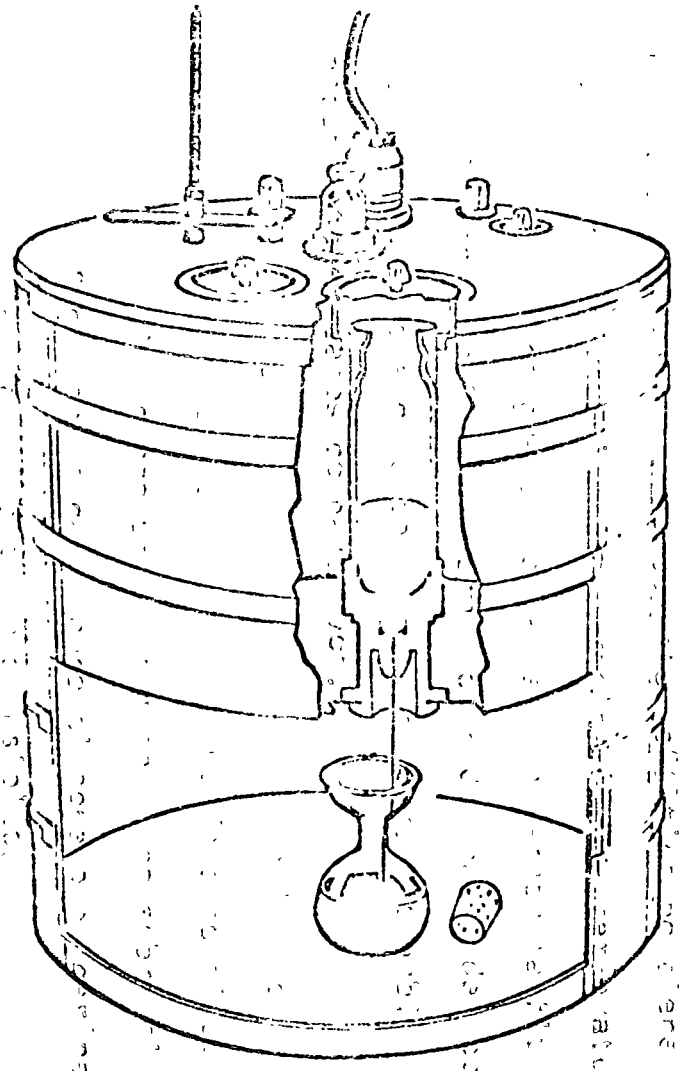


Figura 4 Determinación de la viscosidad Saybolt-Furol

de 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 exponemos una película delgada de cemento asfáltico, a la acción 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 operación de mezclado puede ocasionar más daño que muchos años de servicio en una carpeta tendida.

- Pureza. Debe procurarse que el cemento asfáltico no contenga impurezas que puedan por ejemplo tapar las espaldas. Tampoco debe contener agua, ya que esta hierve y puede hacer que la manipulación del cemento asfáltico sea perigrosa 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 trata más posteriormente.

Generalmente se fabrican cinco grados estandard 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 dedo 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 asfálticos para determinar sus propiedades son las ASTM

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 el anillo de latón dentro 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 penetra 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 viscosímetro 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 asfalto puede ser manejado con seguridad sin que se presente una flama instantánea bajo la presencia 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 realidad una prueba en sí, sino un procedimiento para someter un asfalto a las condiciones de endurecimiento que se asemejan a las que se tendrían durante los procedimientos normales de elaboración de mezclas en caliente. Se efectúan pruebas de penetración antes y después del endurecimiento, la diferencia en las penetraciones se considera como una medida de la resistencia del material a cambios debidos al endurecimiento.

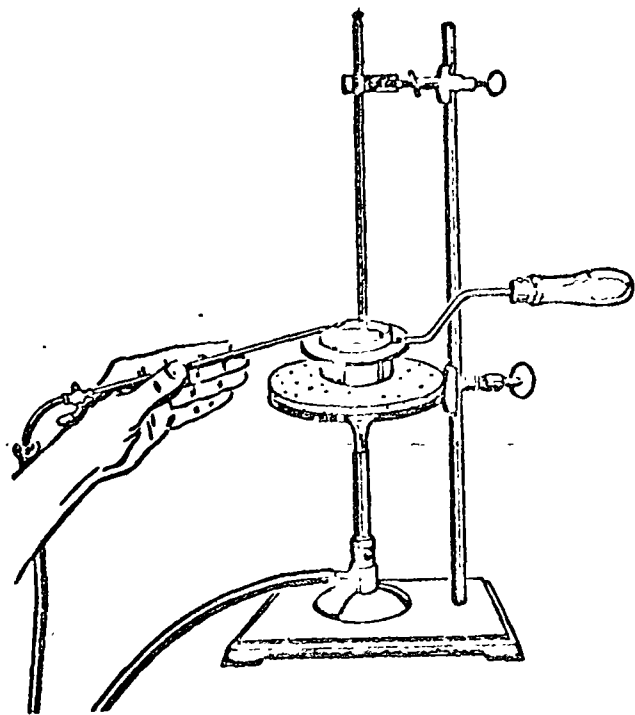


Figura 5 Determinación del punto de inflamación en vaso abierto Cleveland.

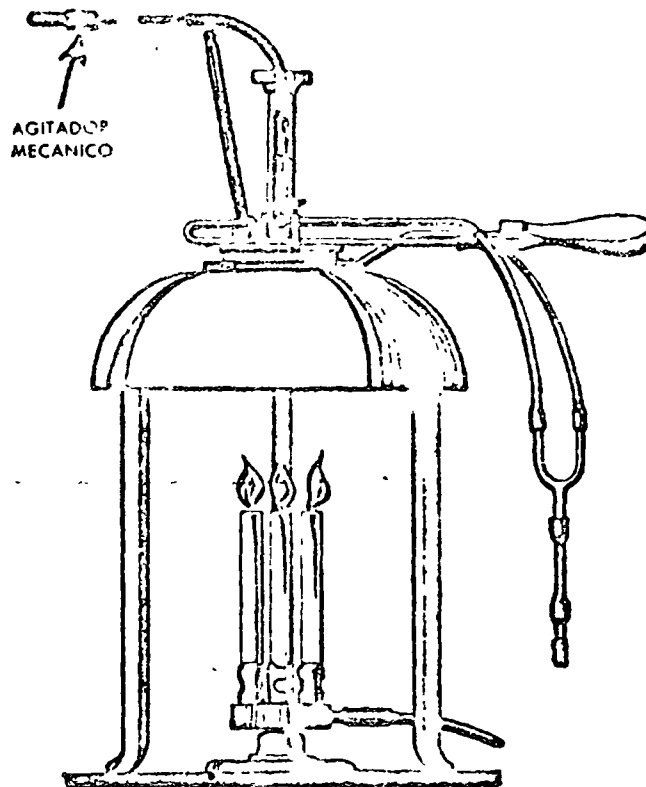


Figura 6 Determinación del punto de inflamación Pensky-Martens.

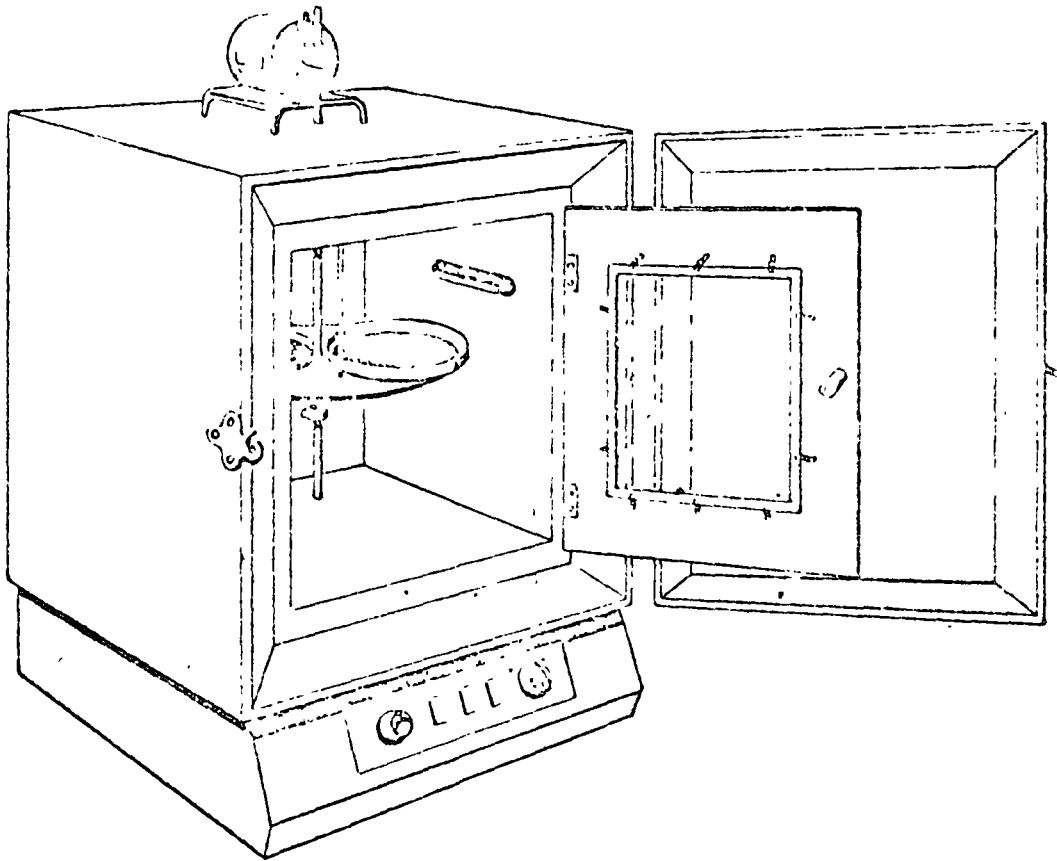


Figure 7 Thin film oven test

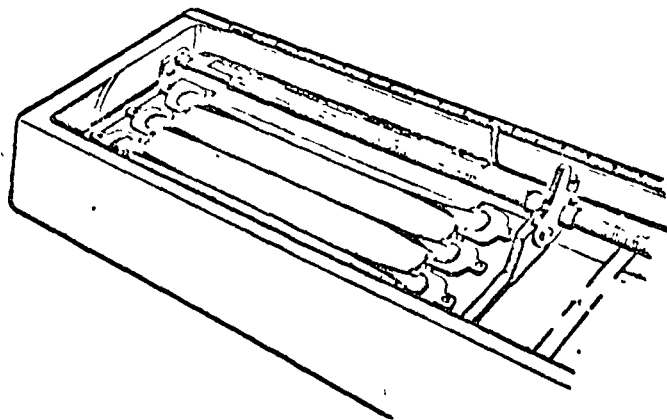


Figura 8 Ensayo de ductilidad.

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 asfalto 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 también susceptibilidad 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 susceptibilidad 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 comete 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 elongación, en centímetros, correspondiente al rompimiento se le designa como ductilidad.

prueba de solubilidad.

Esta prueba sirve para estimar la pureza de un cemento asfáltico

Los constituyentes aglomerantes 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 utilice estos productos en la prueba por resultar menos inconveniente 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).

Están constituidos por cemento asfáltico y un solvente de volatilidad media ó destilado medio, del tipo de la Kerosina en

su rango de aplicación.

Asfálto Rebajados de Fraguado Lento. (FL)

Están constituidos por cemento asfáltico y un diluido aceitoso de baja volatilidad. El grado de fluidez en los asfálto 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 asfálto rebajados desde unos muy fluidos a las temperaturas ambiente y otros viscosos de tal forma que a veces se requiere algún calentamiento para su aplicación.

B) Pruebas de Clasificación en Asfálto Rebajados.

Las pruebas que generalmente se efectúan en asfálto rebajados para determinar sus propiedades son las siguientes:

Prueba de Viscosidad Cinemática (fig. 9).

La prueba consiste esencialmente en hacer circular por un tubo capilar al asfálto rebajado, mediante un procedimiento estandarizado y se mide el tiempo necesario para que el asfálto 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 asfálto rebajados de fraguado lento (FL) es el mismo que para los cementos asfálticos En el caso de los asfálto rebajados FL y LR la prueba difiere solamente en que para los rebajados la copa abierta de Cleveland

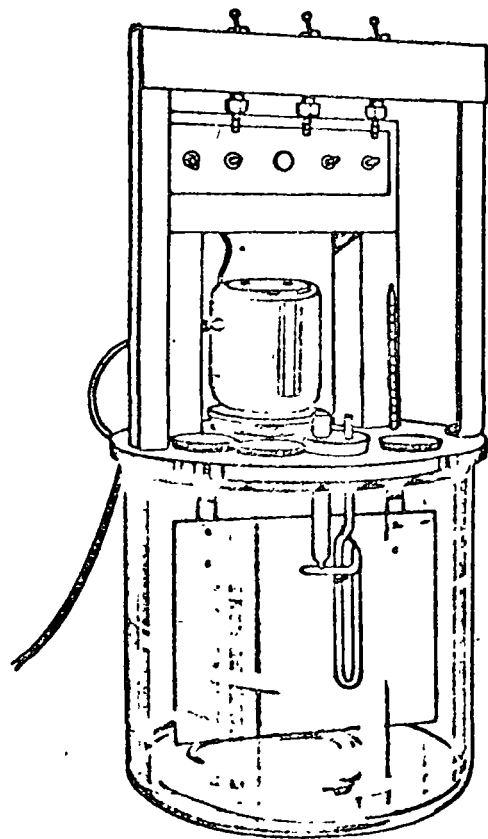


Figura 9 Ensayo cinemático de viscosidad capilar.

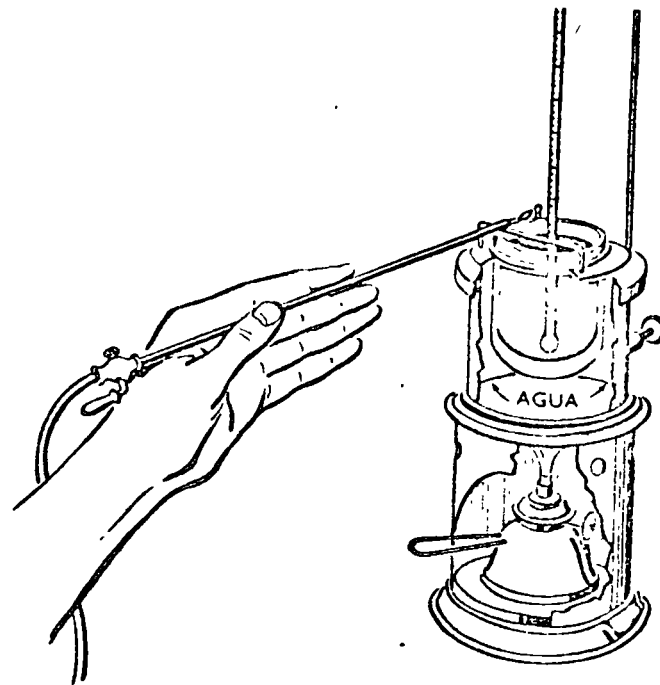


Figura 10 Determinación del punto de inflamación en vaso abierto (asfalto fluidificado).

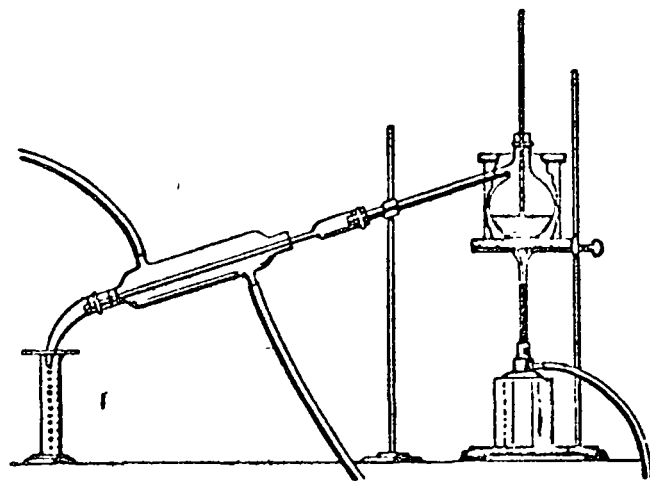


Figura 11 Ensayo de destilación.

recibe fuente 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 ocasionado 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 FL 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 se efectúa solamente a los rebajados FL. La prueba en realidad tiene poca importancia puesto que el fraguado en el canno de un FL es demasiado lento y puede ó no alcanzar el grado de pe-

penetración 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 efectúan 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)

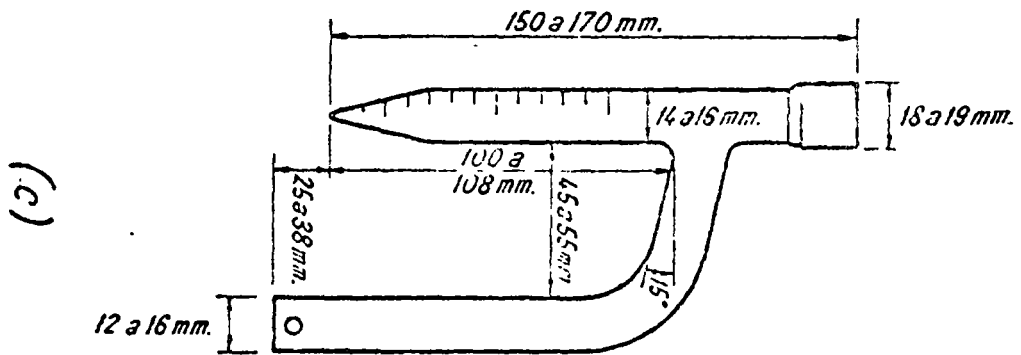
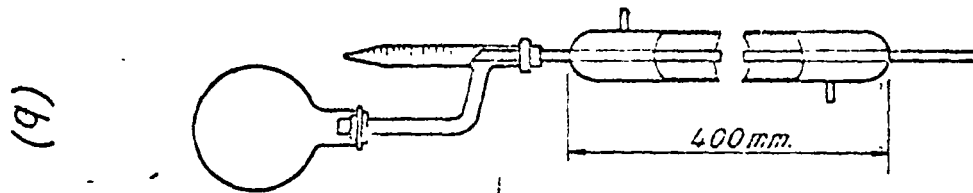
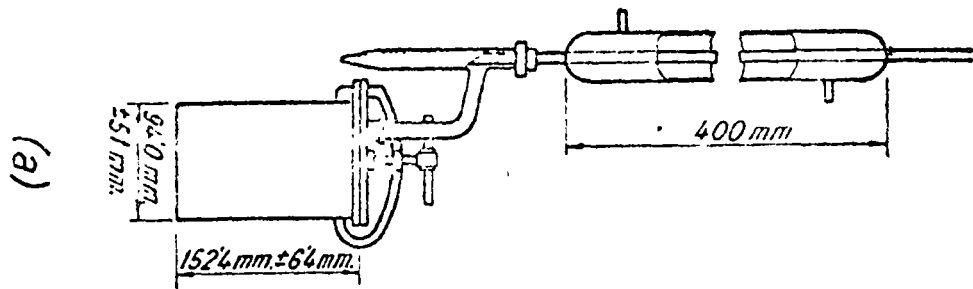
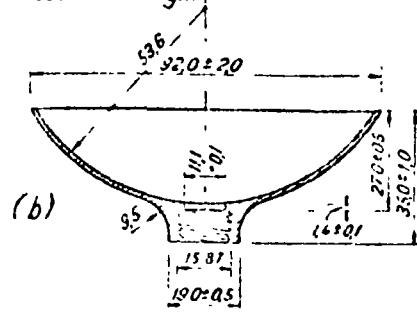
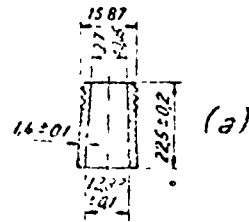
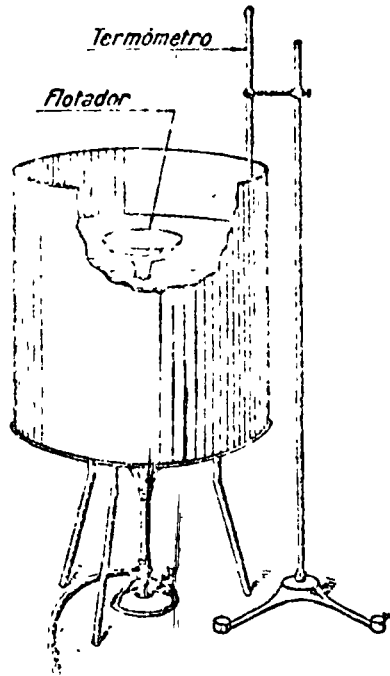


FIG. 12

Detalles del Flotador
 Peso 3.79 ± 0.02 gm.



(Cotas en mm.)



Detalle del collarín.
 Peso 9.8 ± 0.2 gm.

Fig 13 -- Viscosímetro de Rotador.

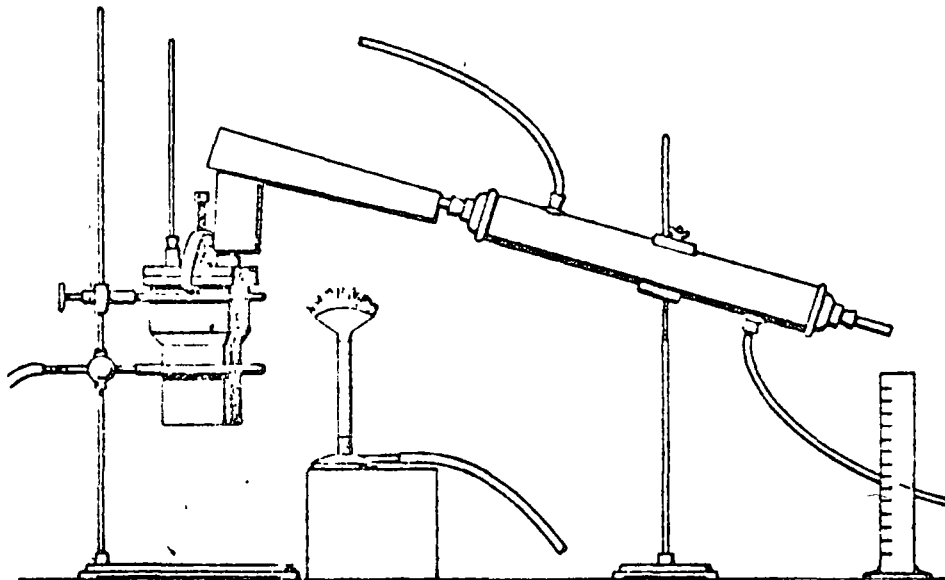


Figure 14 Distillation test for emulsified asphalts

c) 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 mecánicamente 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 están cargados electro-negativamente.

Catiónicas; en las cuales los glóbulos de cemento asfáltico están cargados electro-positivamente.

De acuerdo con la manufactura y variaciones en los materiales, las emulsiones asfálticas se dividen en:

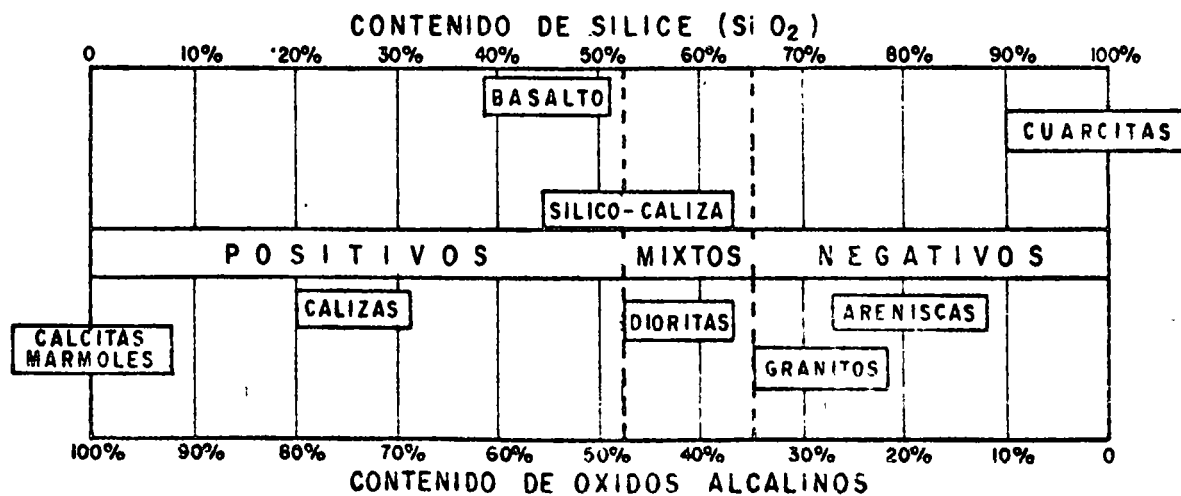
Grado	Aniónicas	Catiónicas
Compimiento Rápido	RR	CRR
Compimiento Medio	RM	CRM
Compimiento Lento	RL	CRL

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 asfalto 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 asfalto 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 utilicen en una mezcla asfáltica. Para determinar el tipo de emulsión a utilizar, generalmente se toma en cuenta a la cantidad de silice 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 sílice, 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 silíceos y la reacción de rompimiento puede considerarse como de naturaleza química, mientras que si se utiliza emulsión aniónica esta rompe 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 efectúan 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 efectúa 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 esencialmente la misma que en el caso de asfálitos 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 asfalto a "asentarse" durante el almacenamiento de la emulsión. De esta forma se puede proveer un elemento de protección contra la separación del asfalto 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 relativamente grandes.

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 efectuó con agua destilada. Una vez efectuado el lavado se secan las mallas, conteniendo el asfalto 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 asfalto 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 través 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:

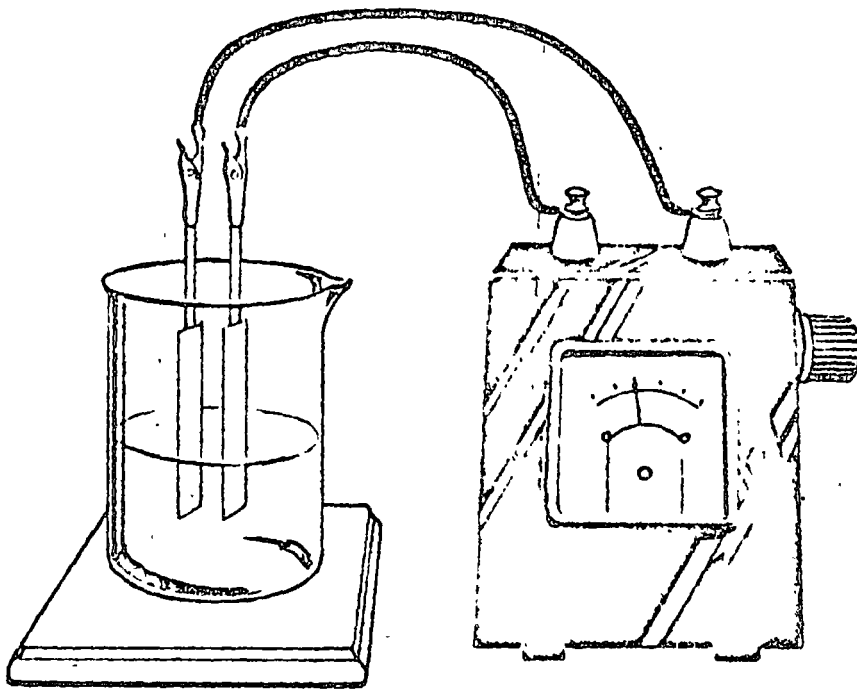


Figure 15 Particle charge test

Tipo de Producto	Limpieza necesaria	Tipo de emulsión que se pretende almacenar
Almacenado actualmente	'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'

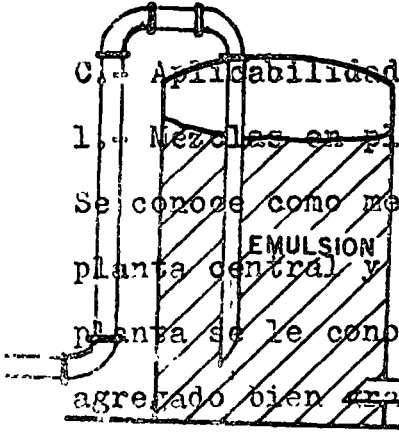
Fig. 16

FIG. 16 B · GUIDE FOR CONDITIONS OF VEHICLE
TANK FOR LOADING ASPHALT PRODUCTS

LAST PRODUCT IN TANK	PRODUCT TO BE LOADED				
	Asphalt Cement (includes Indus- trial Asphalt)	Liquid Asphalt or Industrial Cutback (except emulsion)	Cationic Emulsion	Anionic Emulsion	Inverted (cutback) Emulsion
Asphalt Cement (includes Indus- trial 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 de este tipo de emulsiones debe hacerse de preferencia en tanques metálicos eléctricos en las instalaciones necesarias para carga y descarga tomando en cuenta lo que se indica en la siguiente figura:

Ver especificaciones S.O.P. para emulsiones.



1. Aplicabilidad de los diferentes productos asfálticos.
2. Mezclas en planta.

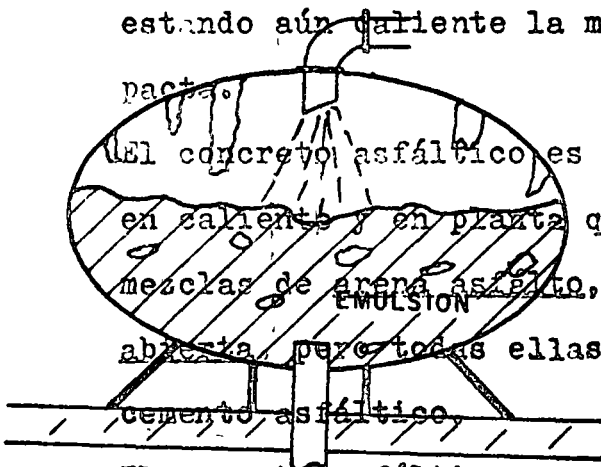
Se conoce como mezclas en planta, a las mezclas preparadas en una planta central y la mezcla de más alta calidad obtenida de una planta se le conoce como concreto asfáltico, el cual consiste de un agregado bien graduado y de alta calidad mezclado uniformemente con

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

Este almacenamiento presenta como las desventajas siguientes:
1.- Área variable de formación de nata, pues también se elaboran mezclas de arena asfáltico, mortero asfáltico y mezclas de cemento asfáltico, pero todas ellas tienen un ingrediente común que es el cemento asfáltico.

Almacenamiento incorrecto. Para efectuar la dosificación y el mezclado en la planta es necesario precalentar al agregado para secarlo y al

estando aún caliente la mezcla, se transporta y presenta como



El concreto asfáltico es solamente una de las mezclas en caliente y en planta que se elaboran, pues también se elaboran mezclas de arena asfáltico, mortero asfáltico y mezclas de cemento asfáltico, pero todas ellas tienen un ingrediente común que es el cemento asfáltico.

- 1.- Área variable de formación de nata, pues también se elaboran mezclas de arena asfáltico, mortero asfáltico y mezclas de cemento asfáltico, pero todas ellas tienen un ingrediente común que es el cemento asfáltico.
- 2.- Rompimiento de la nata debido al chorro aplicado.
- 3.- La nata queda colgado al bajar el nivel de la emulsión.

El cemento asfáltico generalmente se utiliza en pavimentos para aeropuertos y caminos de tráfico intenso, y posteriormente se desprende

Fig. 18

En las plantas centrales también se pueden fabricar mezclas asfálticas

Estas prevece asfálticos líquidos (rebajados ó emulsiones). Se puede secar el agregado antes de efectuar el mezclado ó bien se puede precalentar tal y como viene del campo. A estas mezclas generalmente se les conoce como mezclas en frío, no obstante que se haya precalentado el agregado.

Debe procurarse que la nata no se rompa. Cuando la emulsión va a almacenarse 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 bombearse

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 protegerlas 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 lleguen prácticamente a tocarse, formando grumos de asfalto 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, llegando a unir y separándose 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 la de congelamiento,

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 asfalto, 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 también se pueden fabricar mezclas asfálticas con asfaltos líquidos (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 frío no obstante que se haya precalentado al agregado.

Las mezclas asfálticas efectuadas con emulsiones asfálticas ó asfal-

tos rebajados pueden tenderse y compactarse en frío 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 utiliza 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 asfaltos 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 asfalto, con o sin la posterior aplicación de una capa delgada de agregado, sobre 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 después de un cierto periodo y antes de que la deterioración 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 asfalto se mejoran las características de la resistencia al derrapamiento de la superficie de rodamiento, así como la resistencia a la abrazión. Los tratamientos superficiales múltiples consisten en la aplicación de dos o más capas alternadas de producto asfáltico y agregado.

Los tratamientos superficiales también 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 asfalto líquido que penetre al material granular con el fin de proveer una transición 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 también 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 asfalto 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 frío.

En este caso, generalmente el tipo de agregado determina el tipo de asfalto que deberá utilizarse, mientras que el método de mezclado y las condiciones climáticas determinan el grado de asfalto 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
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.

Medios 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 también tener en cuenta que sea un producto de baja viscosidad para que penetre lo necesario para obtener los objetivos deseados. Los productos más adecuados, son los fraguados medios FM-0, FM-1, y FM-2.

La aplicación de un cemento asfáltico no sería correcta puesto que este se enfriaría rápidamente 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 volumen 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 Its/m² y la cantidad utilizada para impregnar bases que queden dentro de las especificaciones S.O.P., es aproximadamente de 1.3 Its/m². 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 en 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, prácticamente nada de cemento en otras zonas.

A) 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, B) Después de la aplicación la consistencia debe ser la adecuada ó FR-3, que son los más comúnmente usados.

Para quedarse al grado aplicado. Los FR carecen también de algunas cualidades necesarias en lo que se refiere al cubrimiento, aunque con menos problema que en el caso C) Después de la compactación el curado quiere adherirse al so de cementos, cuando se tiene una superficie 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 también 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 Its/m².

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 derramamiento.
- 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 asfáltico y la aplicación posterior de una capa de agregado de tamaño uniforme. El espesor del tratamiento es aproximadamente el espesor del tamaño nominal

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 asfalto utilizables.

Al seleccionar el asfalto 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 asfalto 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 depressiones ó hacia las partes bajas de la corona.
- B) Después de la aplicación la consistencia debe ser la adecuada para humedecer al agregado aplicado.
- C) Rápidamente desarrollar la adherencia.
- D) Después de la compactación y el curado mantener firmemente al agregado.
- E) Que no se llore el asfalto.

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 asfalto deberá ser tal que retenga perfectamente al agregado; es decir que el asfalto moje perfectamente el agregado y para que esto ocurra se necesita un asfalto razonablemente fluido. En segundo lugar, el asfalto 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 asfalto 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 firmemente. 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), así 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 esencialmente 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 especificaciones S.O.P. (segunda edición 1971).

Se tiene también 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 equidimensional pues si se tiene un exceso de partículas planas o alargadas, estas quedarían ahogadas completamente en un asfalto 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:

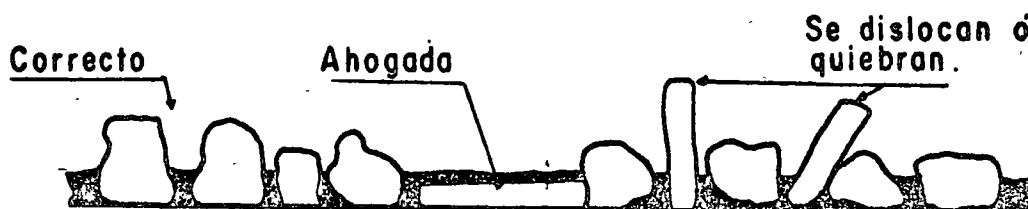


Fig. 20

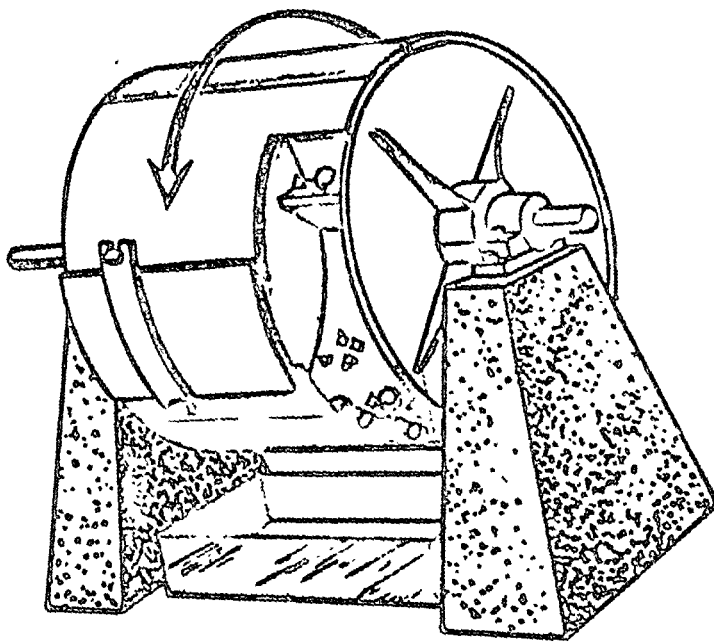


Figura 21. Molino Los Angeles.

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 entre el agregado y el asfalto es esencial 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 menos 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 asfalto 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 río.

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 cada 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 utilizado 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 enfria rápidamente 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 intrusivas 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 (fanocrítica), porque los minerales 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, gabbro y pegmatita.

Las rocas sedimentarias son en su mayoría de carácter secundario puesto que están 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 material. 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.R.

Limpieza. Algunos agregados contiene polvo ó sustancias que los hacen inadecuados para su uso en mezclas asfálticas, por ejemplo raíces vegetales, grumos limosos o arcillosos, películas de polvo, etc.

La limpieza puede determinarse simplemente mediante la inspección visual pero las pruebas más positivas son las pruebas de lavado. Si se desea también 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 sustancias químicas 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 trituration, 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 están formadas por el agregado grueso triturado y las partículas redondeadas generalmente corresponden al agregado fino. La resistencia se obtiene de esta manera 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 vacíos en el agregado compactado son mayores por lo cual se requerirá más asfalto. Sin embargo una textura lisa retiene menos a la película del asfalto.

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 una 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 formándose en esta forma un cierto anclaje entre el agregado y la película de asfalto.

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 asfalto 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 cierto 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 asfalto. 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 silíceos 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 están las calizas y las dolomitas.

La prueba - Para estimar la afinidad consiste esencialmente 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 comúnmente utilizado para aumentar la adherencia entre el asfalto y el agregado silíceo es la cal.

5) Peso específico de los agregados.

El peso específico de los agregados reviste una gran importancia en el diseño de mezclas asfálticas para la determinación de la clasificación y relación de vacíos.

Se define como peso específico relativo de un agregado a la relación que existe entre el peso unitario del mismo y el peso unitario del agua determinados a las mismas temperaturas. Existen 3 tipos generalmente aceptados, de pesos específicos relativos los cuales dependen de los volúmenes considerados.

Podríamos representar a los volúmenes de que está compuesta una partícula en la siguiente forma:

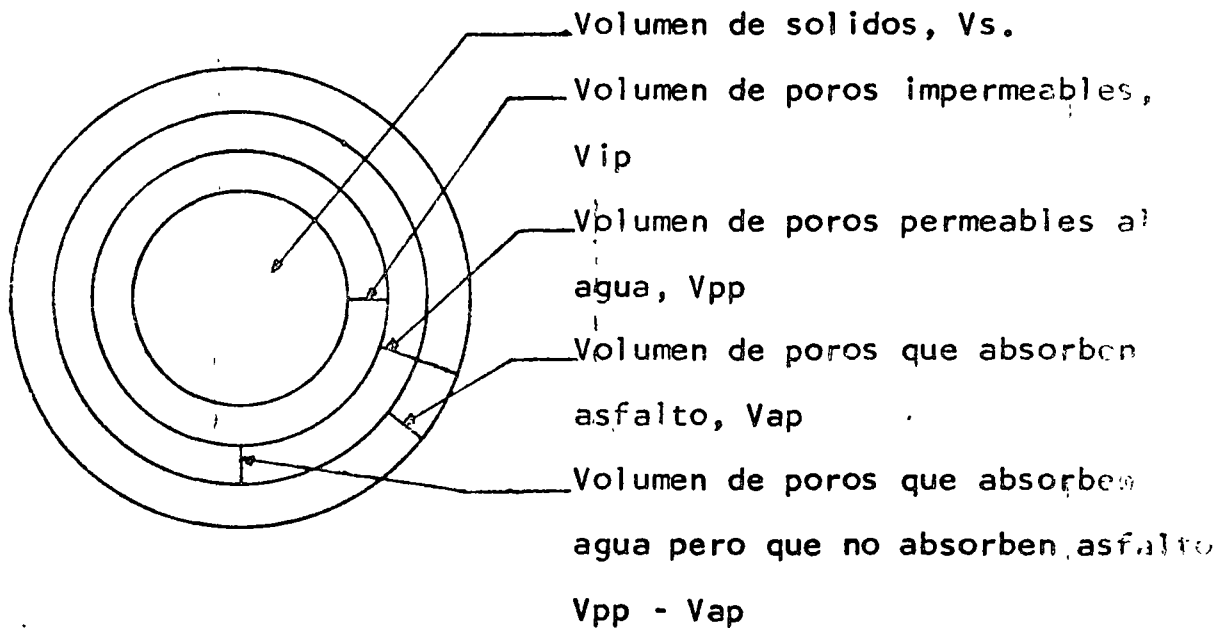


Fig. 22

Los pesos específicos relativos a que se hace mención son:

$$\text{Peso específico aparente relativo} = \frac{\frac{W_s}{(V_s + V_{ip}) \gamma_w} = S_{sa}}{W_s} \frac{S_{sa}}{(V_s + V_{ip}) \gamma_w}$$

$$\text{Peso específico volumétrico relativo} = \frac{W_s}{(V_s + V_{ip} + V_{pp}) \gamma_w} = S_{sv}$$

$$\text{Peso específico efectivo relativo} = \frac{W_s}{(V_s + V_{ip} + V_{pp} - V_{ap}) \gamma_w} = S_{se}$$

en donde:

V_s , V_{ip} , V_{pp} y V_{ap} tiene los significados anotados en la figura anterior.

W_s _____ Peso seco del agregado

γ_w _____ Peso específico del agua

Para estimar los datos anteriores se efectúan 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 S_{sa} se ha considerado que el volumen está formado por el volumen de sólidos más los vacíos impermeables lo que significa que el asfalto penetraría a todos los vacíos permeables, mientras que en S_{sv} el volumen también incluye a todos los vacíos permeables al agua lo cual significa que el asfalto no penetra a dichos vacíos.

Como se ve, ninguno de estos pesos específicos representaría las condiciones reales, como sucede con el S_{se} en donde sí se toma en cuenta al asfalto que penetra. El valor de S_{se} 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 especifica.

En algunos de los métodos de diseño de mezclas asfálticas se hace uso del concepto de " área especifica" que es el área su- puesta que tienen todos los agregados que intervienen en una - mezcla.

De esta manera, puede calcularse el por ciento de asfalto reque- rido para cubrir la superficie de las partículas de un agregado mediante la siguiente fórmula.

$$\% \text{ de asfalto} = 100 \frac{A \cdot T}{fb} ; \text{ en donde:}$$

A = Area especifica del agregado (generalmente en $\text{pies}^2/\text{libra}$)

T = Espesor de la película de asfalto en pies.

fb= Peso especifico del asfalto en Lbs/pie^3

El área especifica se calcula utilizando los factores conocidos como factores de área; en seguida se ilustra lo anterior con un ejemplo.

Malla	% que pasa	Factor de AREA	Area especifica
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 empleáramos mallas más chicas que la 200 por ejemplo la 270 - el área específica 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 podríamos considerar que el método se estandariza.

Existe una infinidad de fórmulas para calcular por ciento de

asfalto teniendo en cuenta solamente al área específica 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

Área 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 porcentaje 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 reúna las especificaciones de granulometría para una mezcla particular.

Para efectuar esto, existe un gran número de métodos, de los cuales trataremos solamente los más comúnmente empleados.

Independientemente de él número de agregados por probar, ó bien, del método de cálculo que se utilice, deberá siempre utilizarse una fórmula que exprese la combinación y que denominaremos "Fórmula Básica",

la que es como sigue:

$P = aA + bB + cC + \dots$; en donde

P = Porcentaje que pasa por una cierta malla para la combinación de los agregados.

A, B, C, \dots = Porcentaje de material, que pasa una cierta malla, de los agregados , B, f, \dots .

a, b, c, \dots = Proporciones en que los agregados B, f, \dots 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)

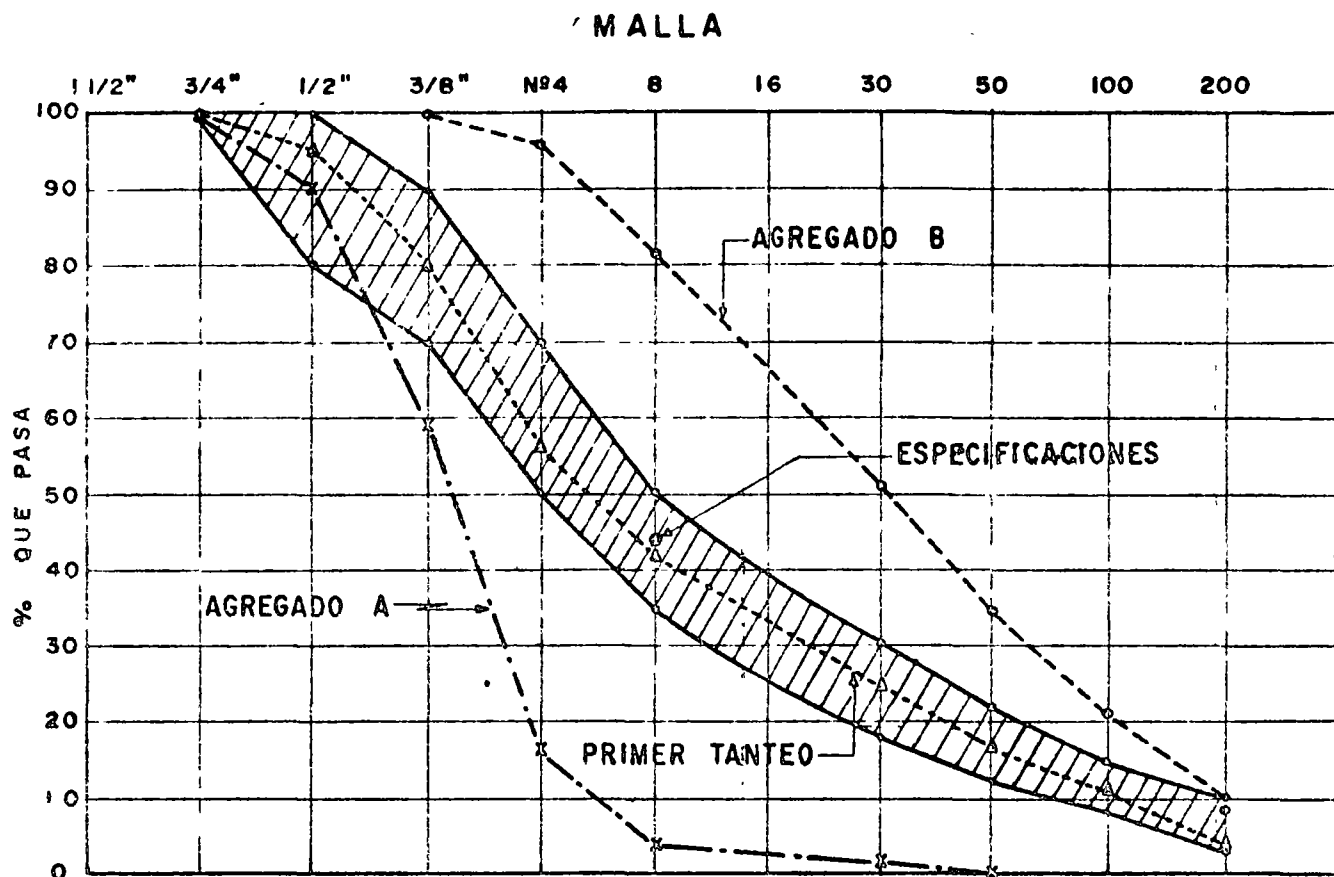


Figura 24

Los pasos que se deben seguir para determinar la granulometría óptima son los siguientes:

Examínense las dos granulometrías y estimese 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:

$$b = \frac{P - A}{B - A}$$

$$P = \frac{50 - 35}{82 - 3.2} + 35 = 7.5 + 35 = 42.5 \%$$

$$A = 3.2 \%$$

$$B = 82 \%$$

$$b = \frac{42.5 - 3.2}{82 - 3.2} = 0.50 ; \text{ como } a + b = 1$$

$$a = 1 - b = 1.0 - 0.50 = 0.50$$

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 límite inferior en lo que respecta al % que pasa la malla 200, por lo cual se requeriría 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:

$$a = 0.48 \quad ; \quad b = 0.52$$

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 porcentajes que pasan de los diferentes tamaños del agregado A en la escala vertical de la derecha.
- Dibújense los porcentajes 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 correspondiente.

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 numérico 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 cruzan ó traslapan.

Aplicando este procedimiento al ejemplo anterior obtendremos la siguiente dosificación.

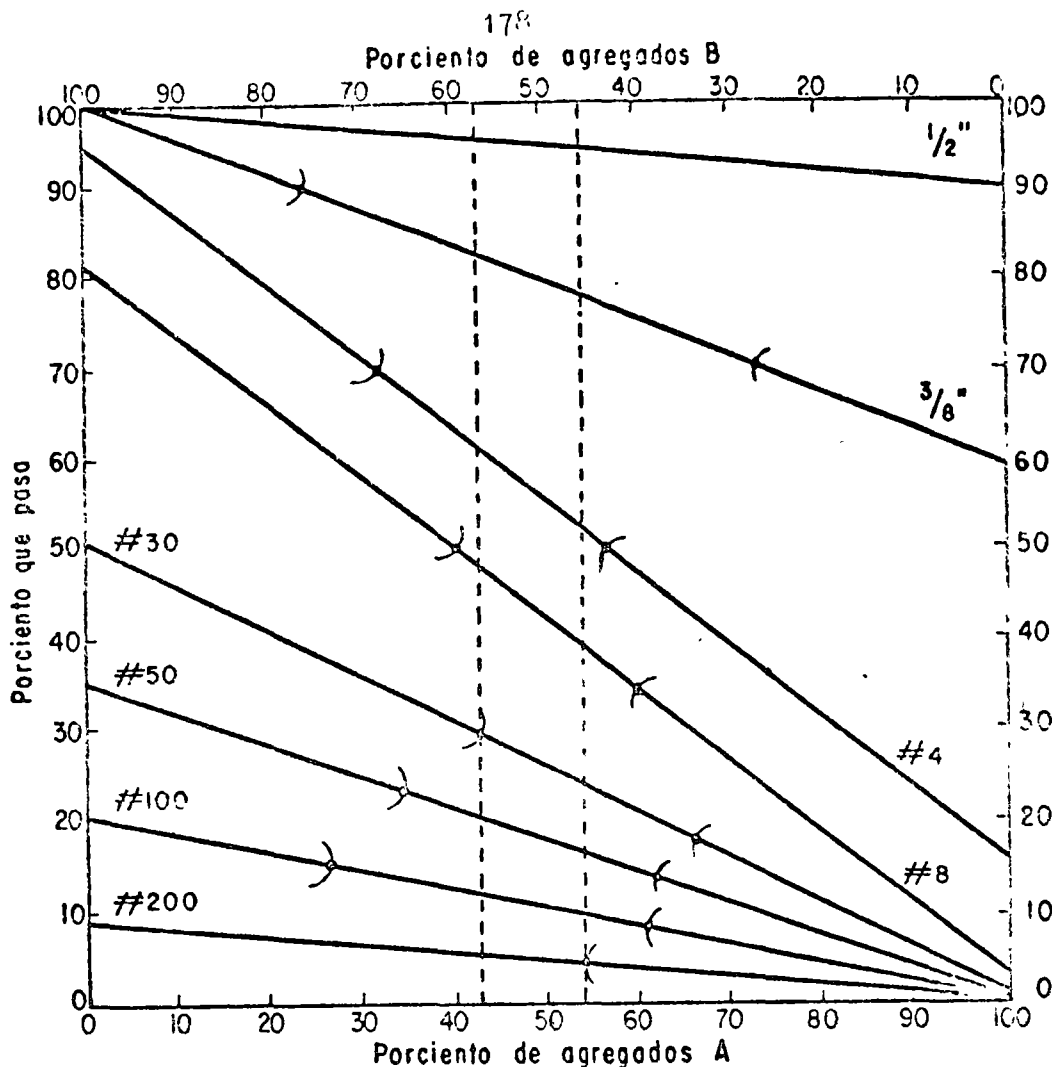


Fig.27 Solución para proporcionamiento de agregados

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 línea - de punto y raya obtenemos la granulometría óptima.

b) Caso de 3 agregados.

Es un caso también frecuente; el mezclar 3 materiales, por ejemplo una grava triturada, con arena de río y finos no plásticos.

El problema podría resolverse gráficamente 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
Específico	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:

$$A = \frac{P - B}{A - B} \quad (\text{Para la malla 8}) ; \text{ en donde}$$

$$P = \frac{50 - 35}{2} + 35 = 7.5 + 35 = 42.5 ; \text{ entonces:}$$

$$A_8 = \frac{2.5 - 82}{3.2 - 82} = \frac{39.5}{78.8} = 0.50$$

Para la malla 200

$$P = Aa + Bb + Cc$$

$$P = \frac{10 - 4}{2} + 4 = 3 + 4 = 7 ; \text{ de donde:}$$

$$7 = 0(0.50) + 9.2b + 82c$$

$$\text{pero } b + c = 1 - 0.50 = 0.50 \quad ; \quad b = 0.50 - c$$

$$7 = 9.2 (0.50 - c) + 82 c \quad \underline{\quad} \quad 4.6 - 9.26 + 82 c = 4.6 + 72.8 c$$

$$c = \frac{7.0 - 4.6}{72.8} = \frac{2.4}{72.8} = 0.03$$

$$72.8 \quad 72.8$$

$$b = 0.50 - 0.03 = 0.47$$

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
Especifio	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 analíticos 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 extensión de le método gráfico ya explicado para el caso de dos agregados. Dicha extensión se explica con la siguiente figura:

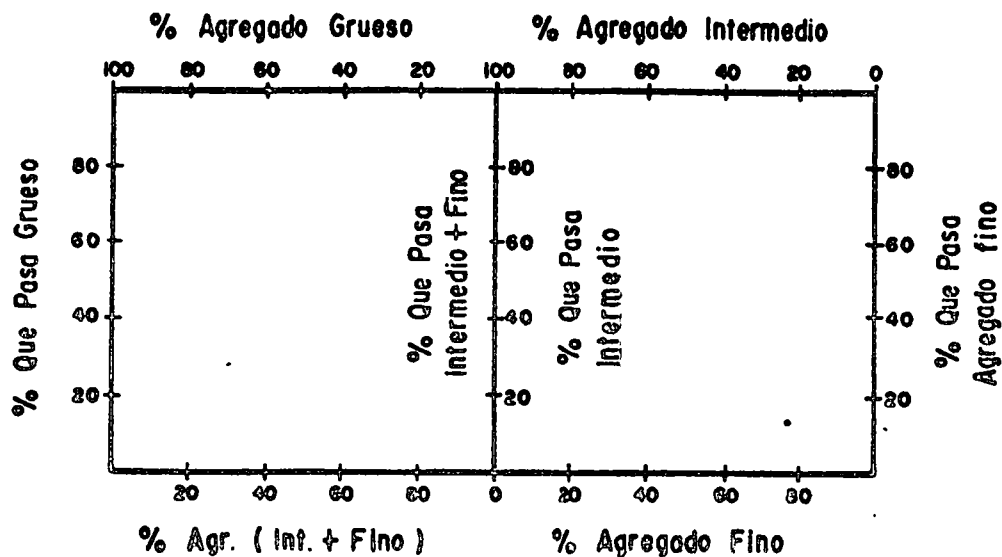


Fig. 30

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:

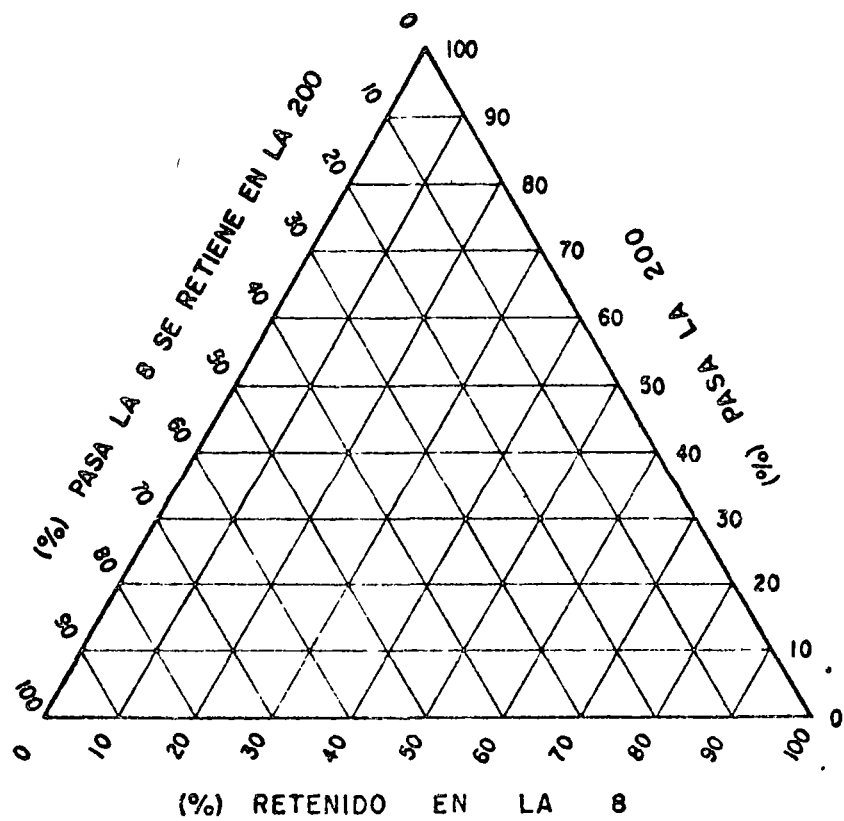


FIG 31

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 ^{triaxial} trixial, obteniendo los puntos A, B, y C. y la zona de los límites de especificación, como se indica en seguida:

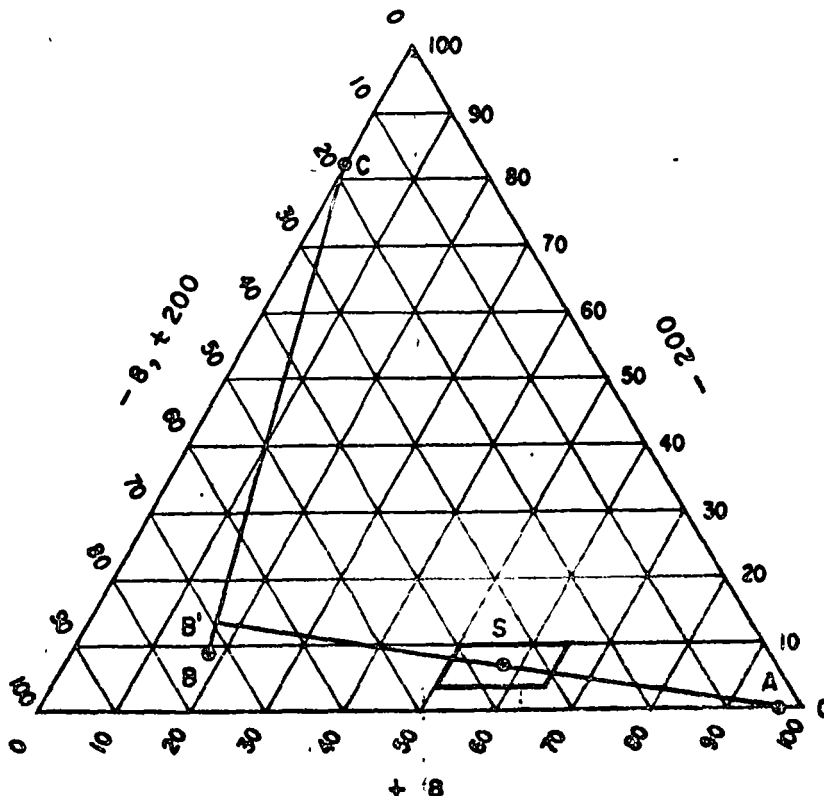


Fig. 33

- 6.- Se localiza el punto S, centroide del área de especificaciones.
- 7.- Se unen dos puntos representando a 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 BC. Si alguna línea cruzada desde el tercer punto hacia la línea previamente trazada, cruce 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 forme que la línea que atraviesa S, donde las especificaciones queda 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:

$$\overline{AS} = 39 ; \quad \overline{B'S} = 42 ; \quad \overline{BB'} = 5 ; \quad \overline{B'C} = 68$$

- 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.

$$a = \frac{\overline{B'S}}{\overline{B'S} + \overline{AS}} = \frac{\text{Segmento opuesto}}{\text{Segmento total}} = \frac{42}{42 + 39} = 0.52$$

$$a + b + c = 1 ; \quad b + c = 1 - a = 1 - 0.52 = 0.48$$

$$b = (b+c) \frac{\overline{B'C}}{\overline{B'C} + \overline{BB'}} = \left(\begin{array}{l} \text{Porcentaje que} \\ \text{corresponde a} \\ \text{los materiales} \\ B + C \end{array} \right) \frac{\text{Segmento opuesto}}{\text{Segmento total}}$$

$$b = 0.48 \frac{68}{68 + 5} = 0.45$$

$$c = 0.48 - b = 0.48 - 0.45 = 0.03$$

$$a = 52 \% ; \quad b = 45 \% ; \quad c = 3 \%$$

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.

En 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 triaxial 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 a los que se refieren 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 interseccione a las líneas previamente trazadas. Se miden todos los segmentos, que en este caso son:

Fig. 34

$$\overline{A'A'} = 52, \quad \overline{A'C} = 33, \quad \overline{B'B'} = 5.5, \quad \overline{B'D} = 62.5, \quad \overline{A'S} = 15.5$$

$$\overline{S'B'} = 4.5$$

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.

$$(a + c) = \frac{\overline{SB'}}{\overline{SB'} + \overline{AS'}}$$

$$(a + c) = \frac{\text{segmento opuesto}}{\text{segmento total}}$$

$$(a + c) = \frac{4.5}{4.5 + 15.5} = 0.225$$

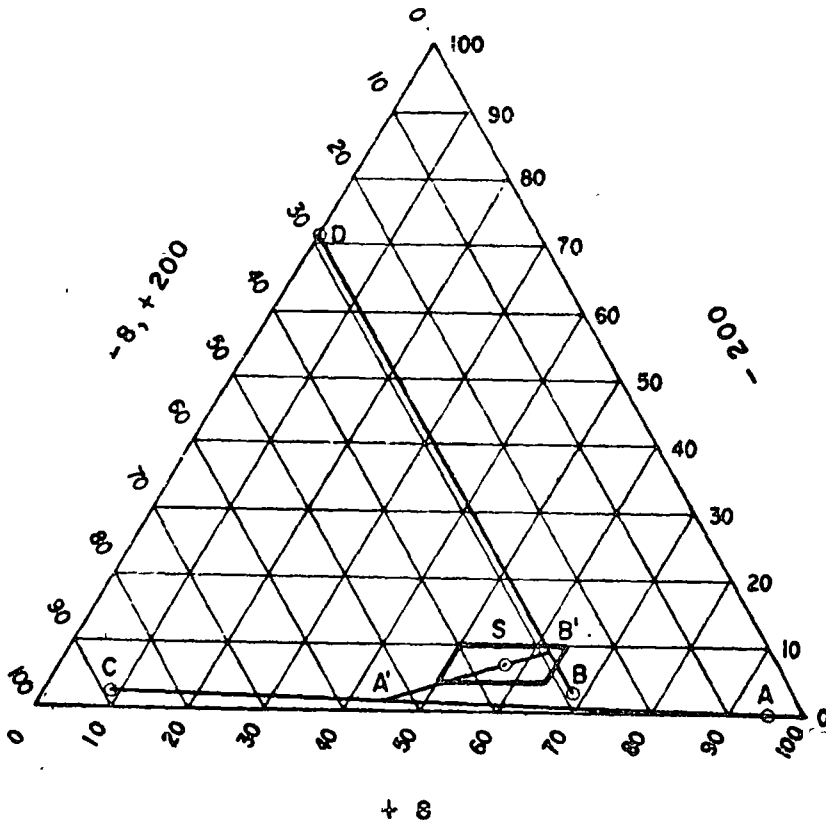


Fig. 34

$$(b + d) = 1 - (a + c) = 1 - 0.225 = 0.775$$

$$a = (a + c) \frac{\overline{A'C}}{\overline{A'C} + \overline{AA'}} = \text{porcentaje de } \frac{\text{segmento opuesto}}{\text{segmento total}}$$

$$a = \frac{0.225 (33)}{33 + 52} = 0.087$$

$$c = 0.225 - 0.087 = 0.138$$

$$b = \frac{0.775 (62.5)}{\overline{B'D} + \overline{BB'}} = \frac{0.775 (62.5)}{62.5 + 5.5} = 0.713$$

$$d = 0.775 - 0.713 = 0.062$$

$$a = 9 \%$$

$$b = 71 \%$$

$$c = 14 \%$$

$$d = 6 \%$$

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
0.44 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
Específico	100	80/100	70/90	50/70	30/50	18/29	13/23	8/16	4/10

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 material a un tamaño o tamaños. 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:

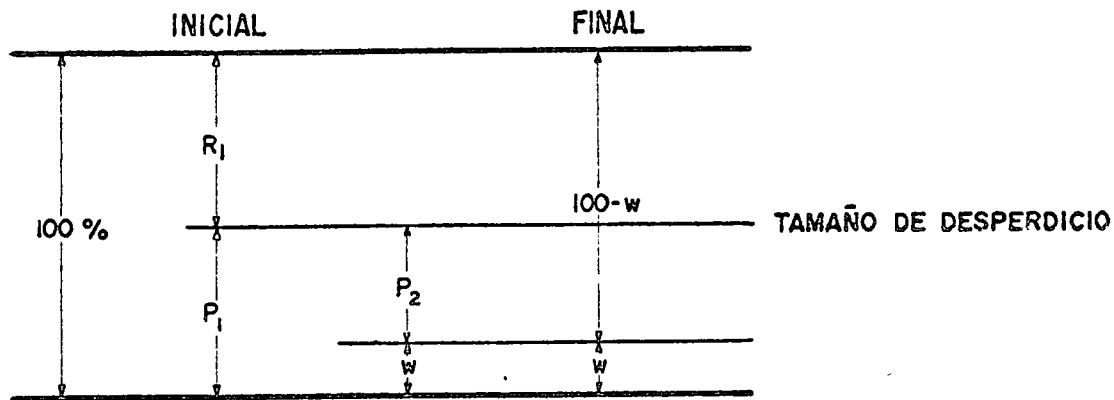


Fig. 36

R_1 = Porcentaje retenido en la malla de desperdicio, antes del desperdicio.

P_1 = Porcentaje que pasa la malla de desperdicio, antes del desperdicio.

R_2 = Porcentaje del material retenido en la malla de desperdicio después del desperdicio.

P_2 = Porcentaje 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:

$$W = \frac{(P1 - P2) \cdot 100}{(100 - P2)}$$

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.

$$Rb = \frac{R2 \cdot Ra}{R1}$$

Para las mallas menores a la de desperdicio.

$$Pb = \frac{P2 \cdot Pa}{P1}$$

Ra = Porciento retenido para una cierta malla, antes del desperdicio

Rb = Porciento retenido para una cierta malla, después 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"	1/2"	3/8"	4	8	30	50	100	200
¿ Pasa Pa	100	98	87	75	54	28		17	9
Especifico	100	30/100	70/90	55/73	40/55	20/30		10/18	4/10

Nótase que el material que pasa la malla No. 4, excede los límites de la especificación y que los demás tamaños están 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 porcentos que pasan de los tamaños mayores de la malla No.4, a porcentos retenidos, por consiguiente:

$$P_1 = 75' ; \quad P_2 = 70' ; \quad R_1 = 25' ; \quad R_2 = 30'$$

Aplicando las fórmulas anteriores:

$$P_b = \frac{P_2}{P_1} P_a = \frac{70}{75} P_a = 0.934 P_a$$

$$R_b = \frac{R_2}{R_1} R_a = \frac{30}{25} R_a = 1.2 R_a$$

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=C.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

Figure 37

d) Ajuste debido a diferencias en el peso específico relativo.

Generalmente las granulometrías se determinan y expresan como porcentajes en peso. Sin embargo muchas veces es necesario dosificar en volumen. Si los agregados que intervienen en la mezcla tienen los mismos pesos específicos, la dosificación en peso es igual a la dosificación en volumen 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:

$$\text{Peso Esp. Vol. Relativo} = \frac{W_s}{(V_s + V_{ip} + V_{pp}) \gamma_w} = S_{sv}$$

Si suponemos $\gamma_w = 1 \text{ gr/cm}^3$, y considerando que;

$(V_s + V_{ip} + V_{pp})$ es el volumen total del agregado:

$$S_{sv} = \frac{W_s}{V_o}; \text{ entonces:}$$

$V_o = \frac{W_s}{S_{sv}}$; deberá ser la fórmula a utilizar, por consiguiente:

Agregado	l 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:

$$P = 100 \sqrt{\frac{d}{D}} \quad ; \text{ en donde:}$$

P = porcentaje 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 vacíos 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 lo 20% anteriormente mencionado si el tráfico es ligero. Sin embargo si el tráfico es intenso el asfalto no deberá llenar más del 60% del volumen de vacíos 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 se acomoda de tal manera que no queden partículas superpuestas

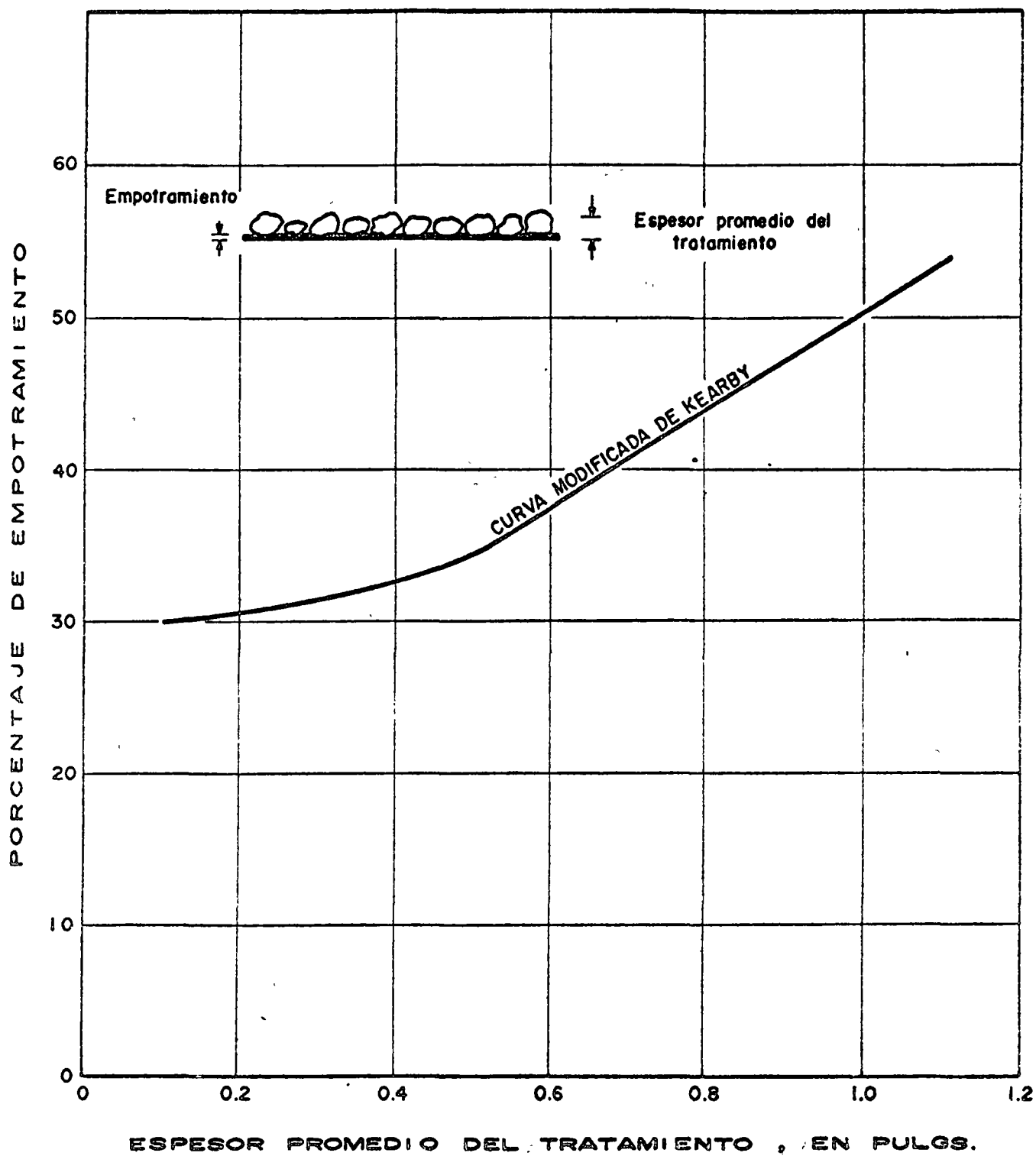


FIG. 40

(una chapa 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:

$$\gamma_s = 1500 \text{ kg/m}^3$$

Tercer paso.

Se determina la cantidad necesaria para tener una capa de material de 1 cm. de espesor.

$$1500 \times 0.01 = 15 \text{ Kg/m}^2$$

Cuarto paso..

Se calcula la altura promedio del material, con la fórmula siguiente:

$$K \text{ cms. requieren } 12 \text{ Kgs/m}^2$$

$$1 \text{ cms. requiere } 16 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{K}{1} = \frac{12}{16} = 0.75 \text{ cms.} = 0.30'' = h,$$

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:

$$\text{Porcentaje embebido} = 32 \%$$

Sexto paso.

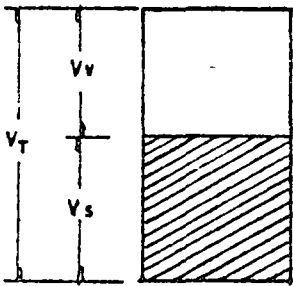
Se determina la altura que tendrá el asfalto, una vez colocado el agregado.

$$h_2 = h_1 \times \text{Porcentaje embebido} = 0.75 \times 0.32 = 0.24 \text{ cms.}$$

Septimo paso.

Se determina el volúmen de vacios en el tratamiento, con base en lo siguiente

$$V_v = 1 - V_s \quad ; \quad S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \quad ; \quad \gamma_s = S_s \times \gamma_o$$



$$\gamma_s = S_s \cdot \gamma_o = \frac{W_s}{V_s} \quad ; \quad V_s = \frac{W_s}{S_s \cdot \gamma_o}$$

Suponiendo :

$$S_s = 2.65$$

$$\gamma_o = 1000 \text{ kg/m}^3$$

Tenemos que un metro cúbico de material pesa:

$$W_s = 1600 \text{ Kgs} \quad ; \quad \text{entonces:}$$

$$V_s = \frac{1600}{2.65 \times 1000} = 0.60 \quad ; \quad V_v = 1 - 0.60 = 0.40$$

Octavo paso

Se determina el volumen de asfalto requerido:

$$\begin{aligned} \text{Vol. de asfalto} &= h_2 \times V_v \times (\text{metro cuadrado}) \\ &= 0.24 \times 0.40 \times 100 \times 100 = 960 \text{ c.c./m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Vol. de Asfalto} = 0.96 \text{ lts /m}^2$$

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 { 1.06 lts/m² de Fr - 3
 Sería: { 16 kgs/m² de agreg. 3 E

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 fríos.

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 asfalto (h₂).

Para tratamientos superficiales múltiples ver las dosificaciones propuestas por ASTM en su especificación ASTM D 1369-58.

2.- Método del Instituto 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. (pulg)	% del tamaño	Cálculos
1/2"	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./día)	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 vacíos 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 el 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:

$$A = 1.122 (0.262) (0.70) + 0.05 = 0.27 \text{ gal/yd}^2$$

Quinto paso.

Se calcula la cantidad necesaria de agregado mediante la siguiente fórmula:

Fórmula:

$S = 0.80 M W$; en donde

$W =$ Peso volumétrico seco y suelto del agregado en lbs/pie³,
suponiéndolo de 89 lbs/pie³

en nuestro ejemplo; $S = 0.80 + (0.262) 89 = 18.7$ lbs/yard²

Dosificación

Cemento asfáltico _____ 0.21 gal/yard² =

Agregado _____ 18.7 lbs/yard² =

En el manual MS - 13 del Instituto del Asfalto se presenta el método para el cálculo de tratamientos superficiales múltiples 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 con tenga el agregado, de gravas, arenas y finos.

El concreto asfáltico es un tipo de mezcla en caliente que reúne 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 varía 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 asfalto, 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 vacíos estuvieran llenos de asfalto, sin embargo esto es indeseable desde el punto 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 asfalto) 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 optimizar 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 al paso de los vehículos, mientras más alto sea el contenido del asfalto, la resistencia a la fatiga será mayor. Así 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 interconexión probable entre sus vacíos. 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 maquinaria 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 aunque 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 volumen o peso), densidades del agregado y asfalto, viscosidad del asfalto y tipo de asfalto.

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 por ciento 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	Índice asfáltico
Gravas ó arenas de río 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 comprendida entre 2 % y 4% y absorción alta a la mayor de 4 %.

Ejemplo:

Supongamos una mezcla de roca triturada de baja absorción con arena de río 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	$0.230 \times 0.0070 = 0.00161$
4 a 40	24	2.05	$\frac{24}{100} \times 2.05 = 0.492$	0.0055	$0.492 \times 0.0055 = 0.00271$
40 a 200	15	15.38	$\frac{15}{100} \times 15.38 = 2.307$	0.0055	$2.307 \times 0.0055 = 0.01269$
Pasa 200	5	53.20	$\frac{5}{100} \times 53.30 = 2.665$	0.0055	$2.665 \times 0.0055 = 0.01466$

Figura 46

Cont. Total = 0.03167 Kg/kg

Debido a que los índices asfálticos son para cementos, para un FR-2 debemos estimar el porcentaje de producto asfáltico.

$$\text{Contenido de producto asfáltico} = \frac{0.0316 \times 100}{0.69} = \frac{3.2}{0.69} = 4.65\% \text{ en peso}$$

En volumen tendremos:

$$\text{Contenido en volumen} = \frac{4.65}{0.94} \times \frac{1400}{1000} = 7.2\% \quad ; \quad \text{o sea:}$$

$$\frac{0.072 \text{ m}^3 \text{ de FR-2}}{1.000 \text{ m}^3 \text{ de Agr.}} = \frac{0.072 (1000)}{1.000} = \frac{72 \text{ lts de FR-2}}{\text{m}^3 \text{ de agregado}}$$

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:

$$A = 0.020 a + 0.045 b \pm cd ; \text{ en donde}$$

A = Contenido de cemento. (cemento asfáltico)

respecto al peso del agregado.

a = Porcentaje de agregado retenido en la malla No. 10

b = Porcentaje de agregado que pasa la malla No. 10 y se retiene en la 20

c = Porcentaje de material que pasa la malla No. 200

d = Coeficiente asfáltico que varía con las características del material de acuerdo con los datos de la tabla siguiente.

Material	Valor de "d"
Gravas y arenas de río 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 también 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 efectúan 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)
- Porcentaje 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 porcentaje 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:

$$\text{Sap.} < 4 = 2.64$$

$$\text{Sap.} > 4 = 2.45$$

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 especifica = 32.4 pies²/lb.

$$\text{CKE} = 5.6 \%$$

$$\% \text{ de aceite} = 1.9 \%$$

- 9) Utilizando el valor del CKE y el peso especifico 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 porcentaje de aceite retenido y el peso especifico 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 K_c , K_f , el área específica el por ciento de agregado grueso y la gráfica de la figura No. 49, se determina el valor de la constante K_m .

$$K_c - K_f = 0.8 - 1.25 = - 0.45 \text{ (corrección negat.)}$$

$$\text{Corr.} = - 0.15 \quad ; \quad K_m = 1.25 = 1.10$$

12) Utilizando el valor de CKE , el área específica, el peso específico aparente de los agregados, la constante K_m 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. (K_c aproximadamente -- igual a K_f), 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 mezcla ellos, para establecer las debidas proporciones y las características para tales muestras. Los métodos más ampliamente utilizados con resultados satisfactorios son los métodos de Marshall, Hveen y Hubbard - Field.

Se han desarrollado criterios para cada método correlacionando los

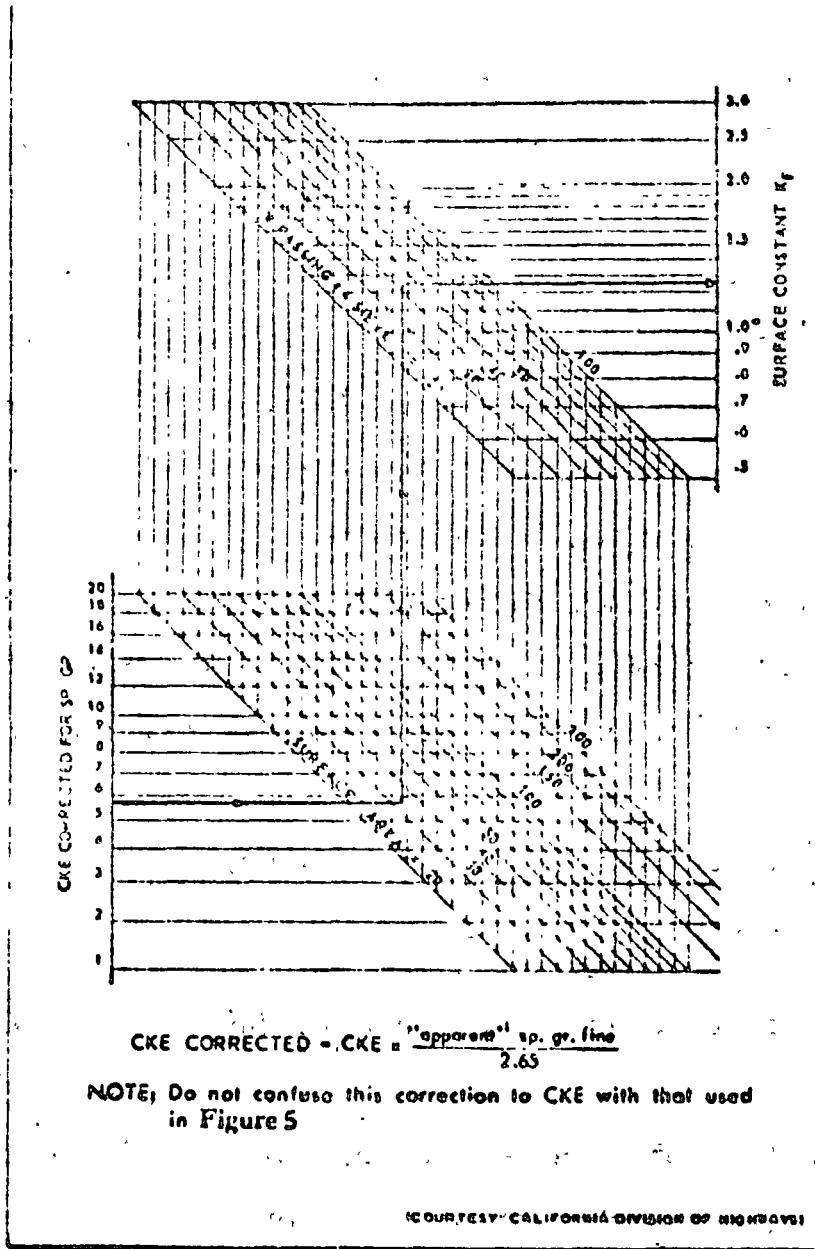


Figure 47 Chart for determining surface constant K_f for fine material, from CKE, *Hyem* method of mix design.

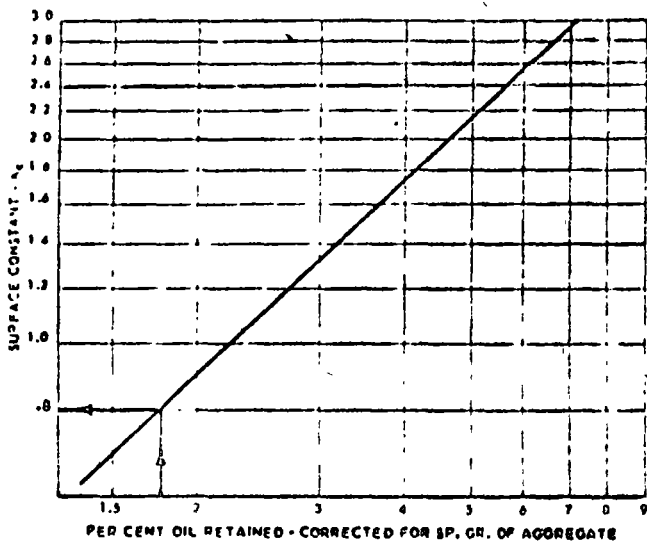


Figure 48 Chart for determining surface constant K_s for coarse material from coarse aggregate absorption, Iyccen method of mix design
(Courtesy California Division of Highways)

Material Used Aggregate - Passing 3/8", Ret. # 4 Sieve
Oil - SAE 10

% Oil Ret. Corrected = % Oil Ret. x

$$\frac{\text{"apparent" sp. gr. of Coarse Aggregate}}{2.65}$$

NOTE:
If $(K_c - K_f)$ is neg., corr. is neg.
If $(K_c - K_f)$ is pos., corr. is pos.
 $K_m = K_f + \text{corr. in } K_f$

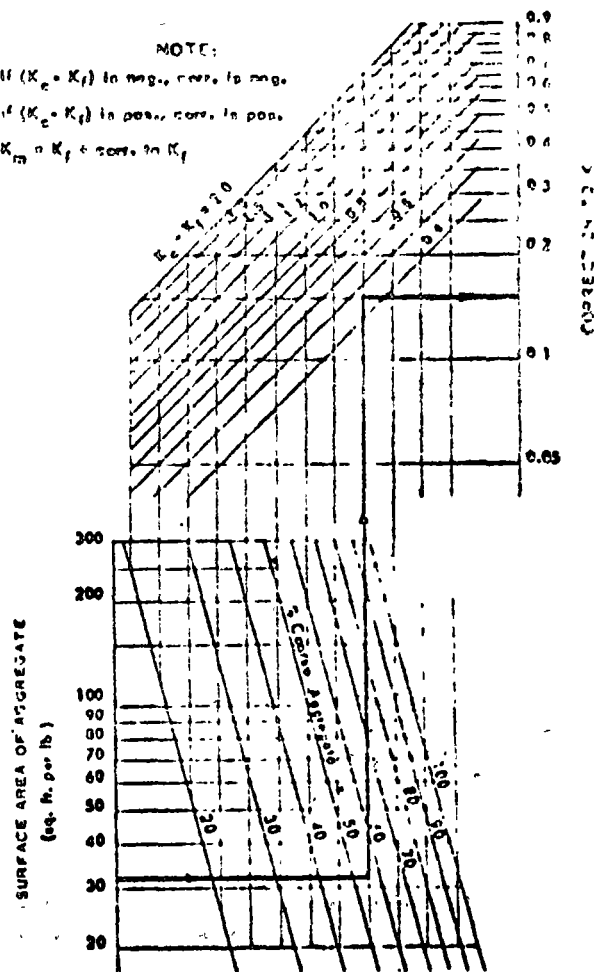


Figure 49 Chart for combining K_c and K_f to determine surface constant K_m for combined aggregate, Iyccen method of mix design
(Courtesy California Division of Highways)

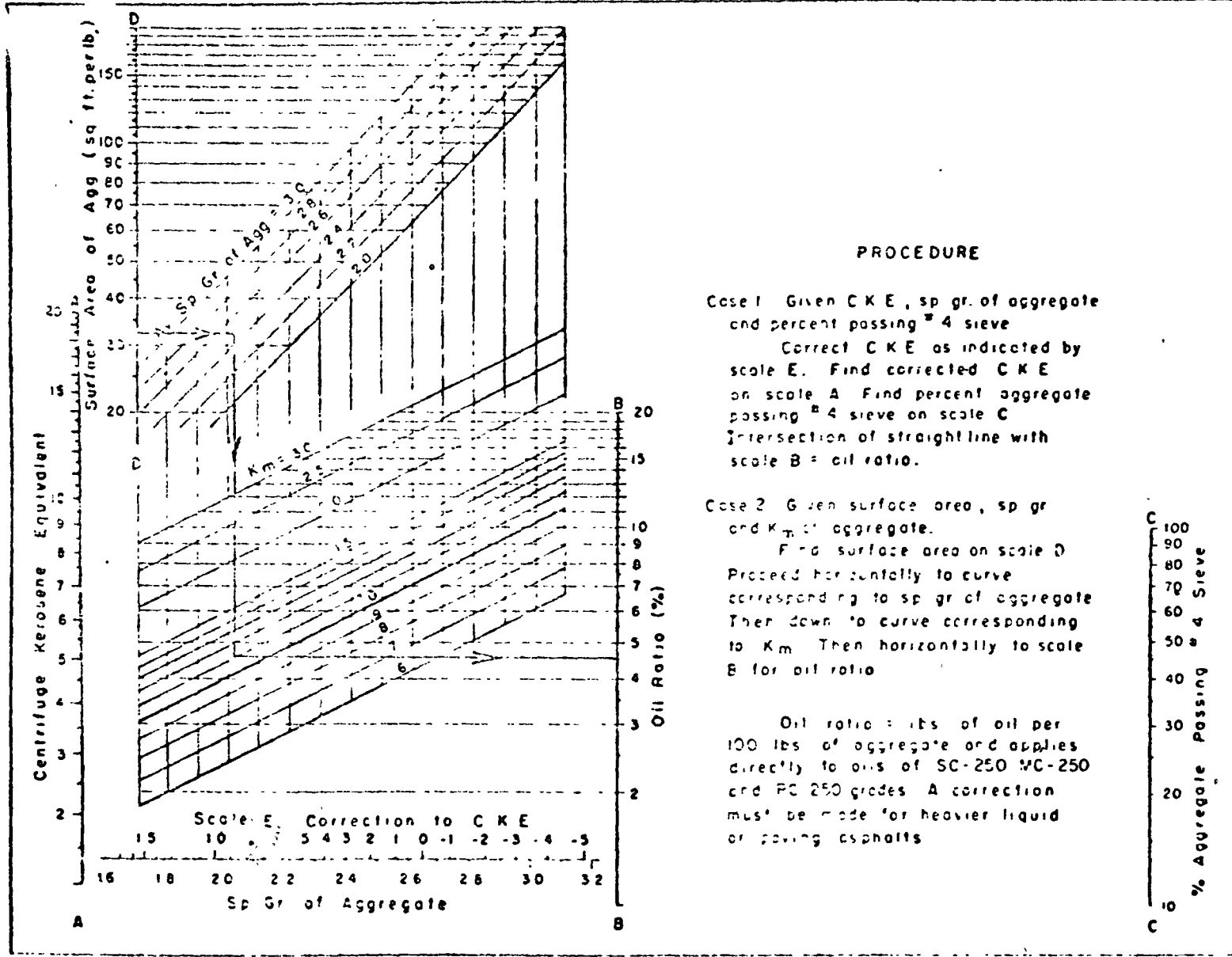


Figure 50 Chart for computing oil ratio for dense-graded bituminous mixture, Avenca method of design

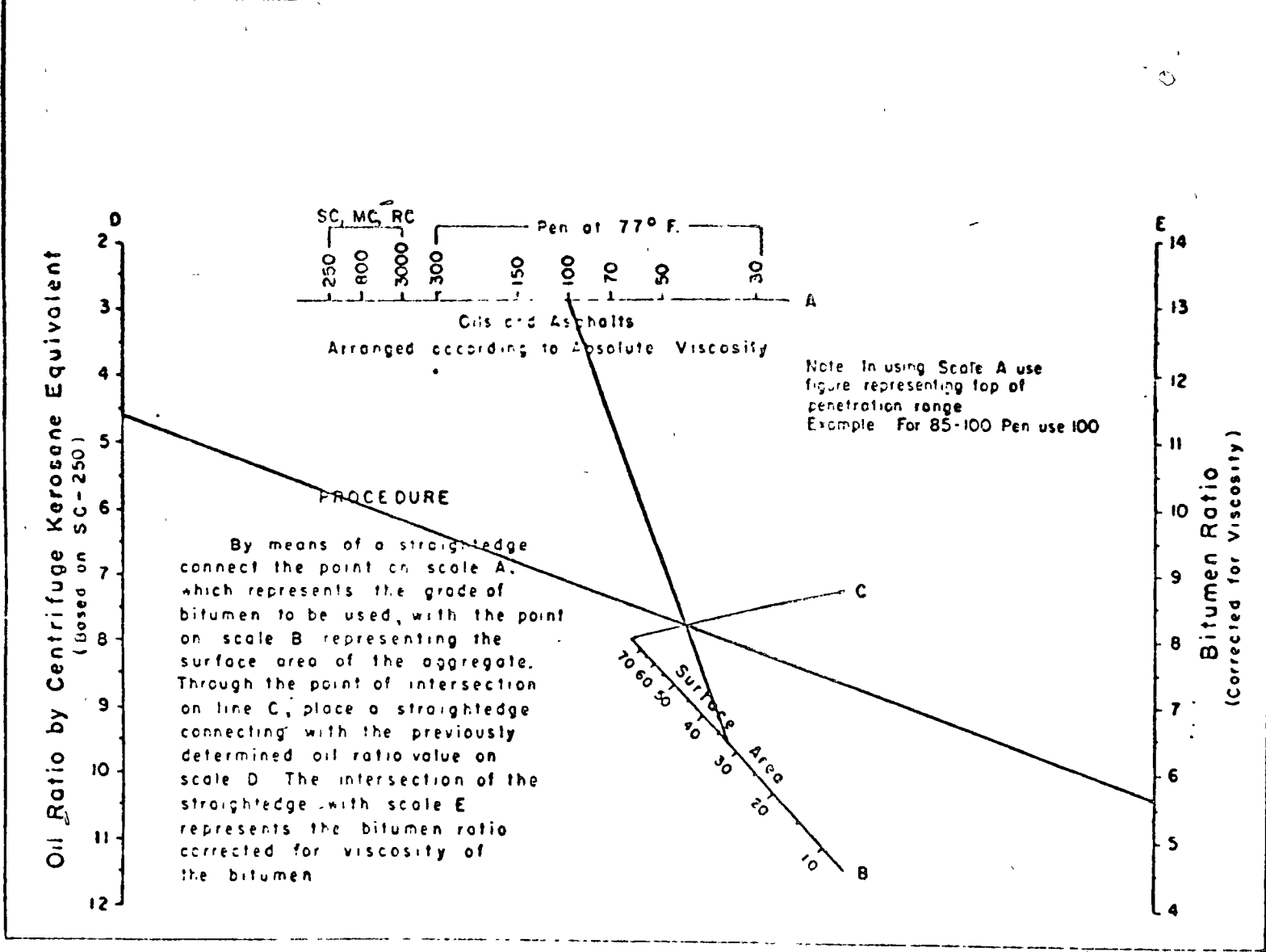
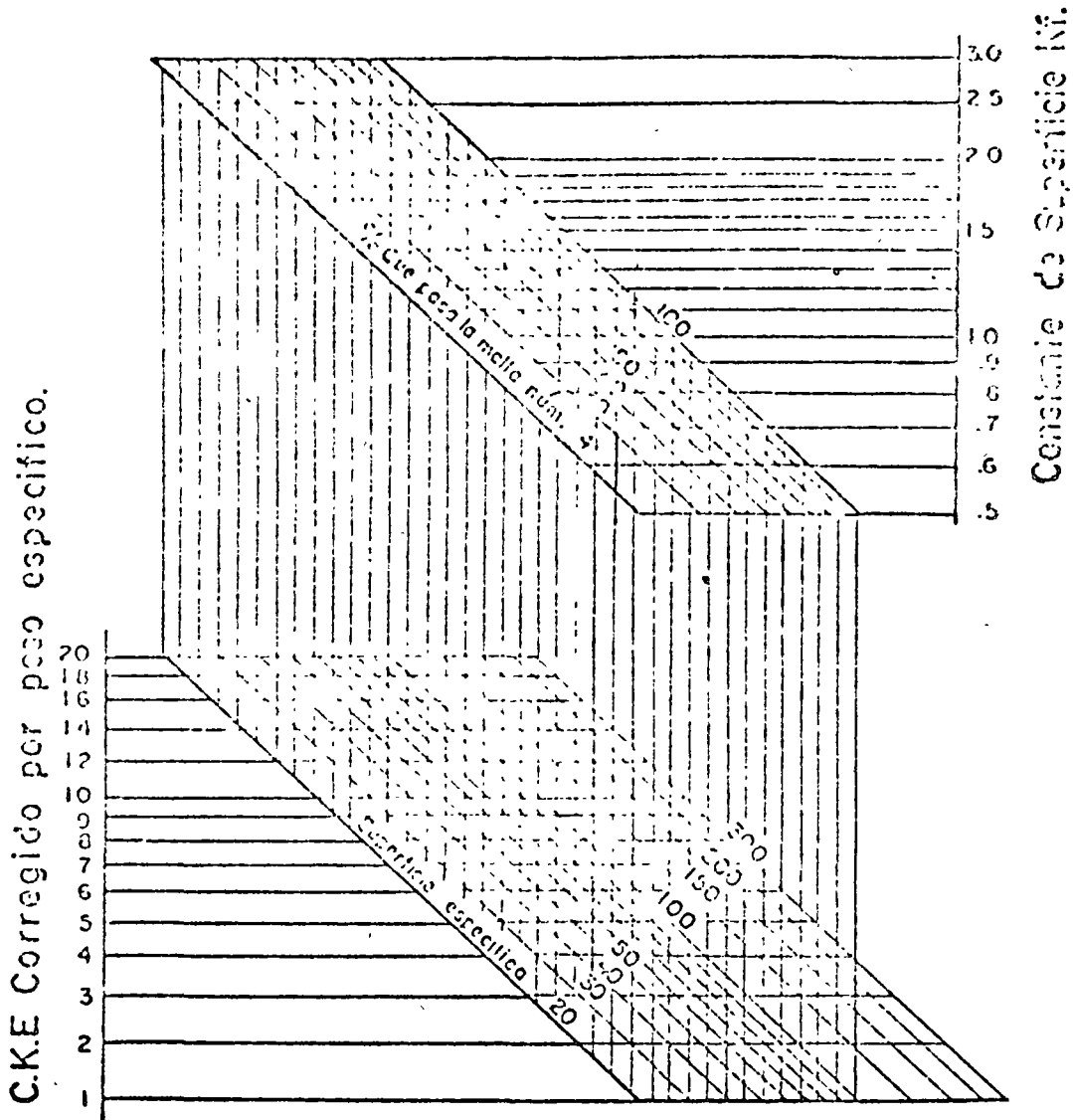


Figure 51 Chart for correcting bitumen requirement due to increasing viscosity or lower penetration of asphalt, Alveco method of mix design

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR Kf DEL CKE.



$$\text{C.K.E. Corregida} = \text{C.K.E.} \times \frac{\text{Peso específico de finos}}{2.65}$$

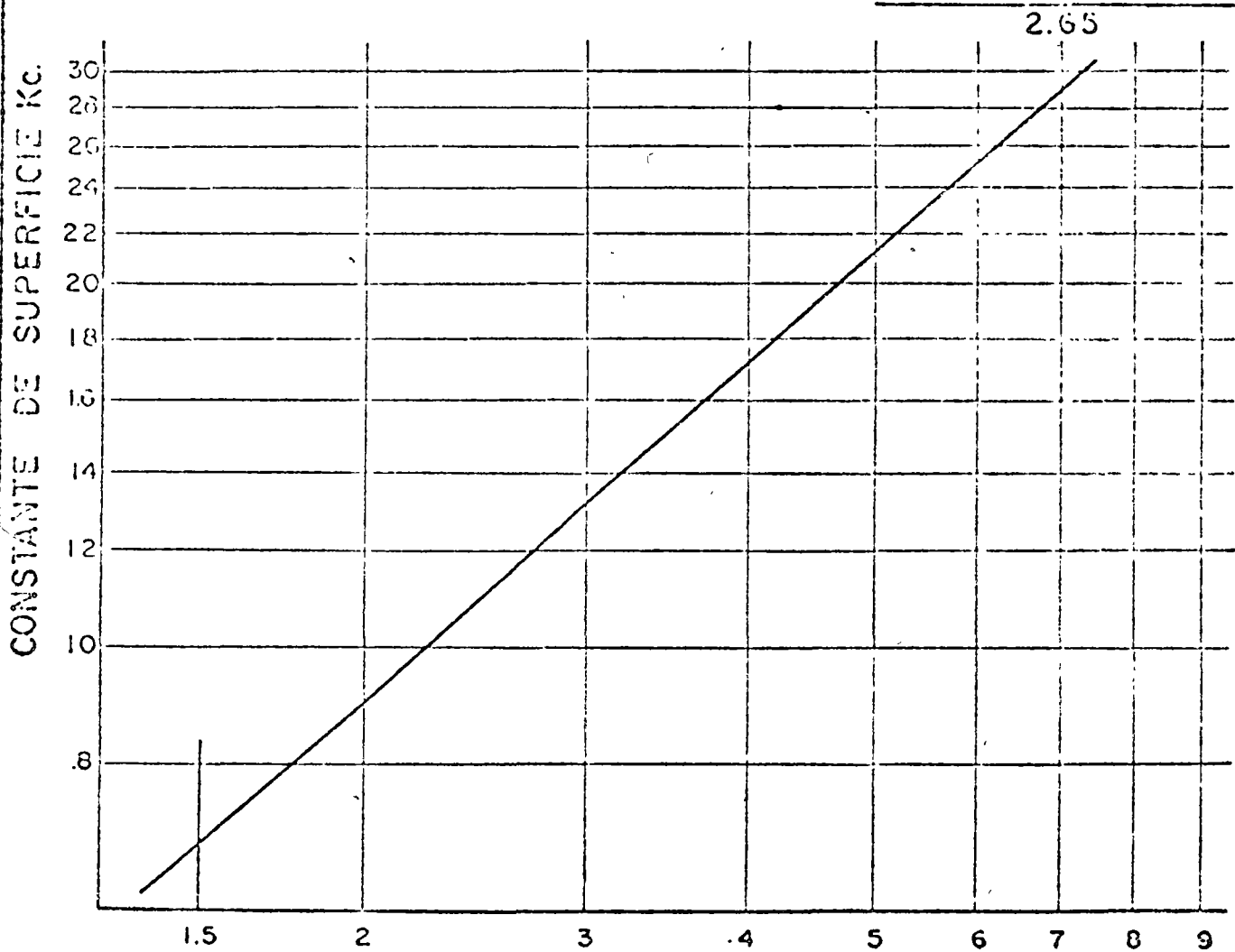
NOTA: No se confunda esta corrección al C.K.E. con la que se hace según figura III.

FIGURA 161

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR K_c 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 K_m A PARTIR DE K_f Y K_c .

Si $(K_c - K_f)$ es negativo, la corrección es negativa.

Si $(K_c - K_f)$ es positivo, la corrección es positiva.

$$K_m = K_f \pm \text{corrección a } K_f.$$

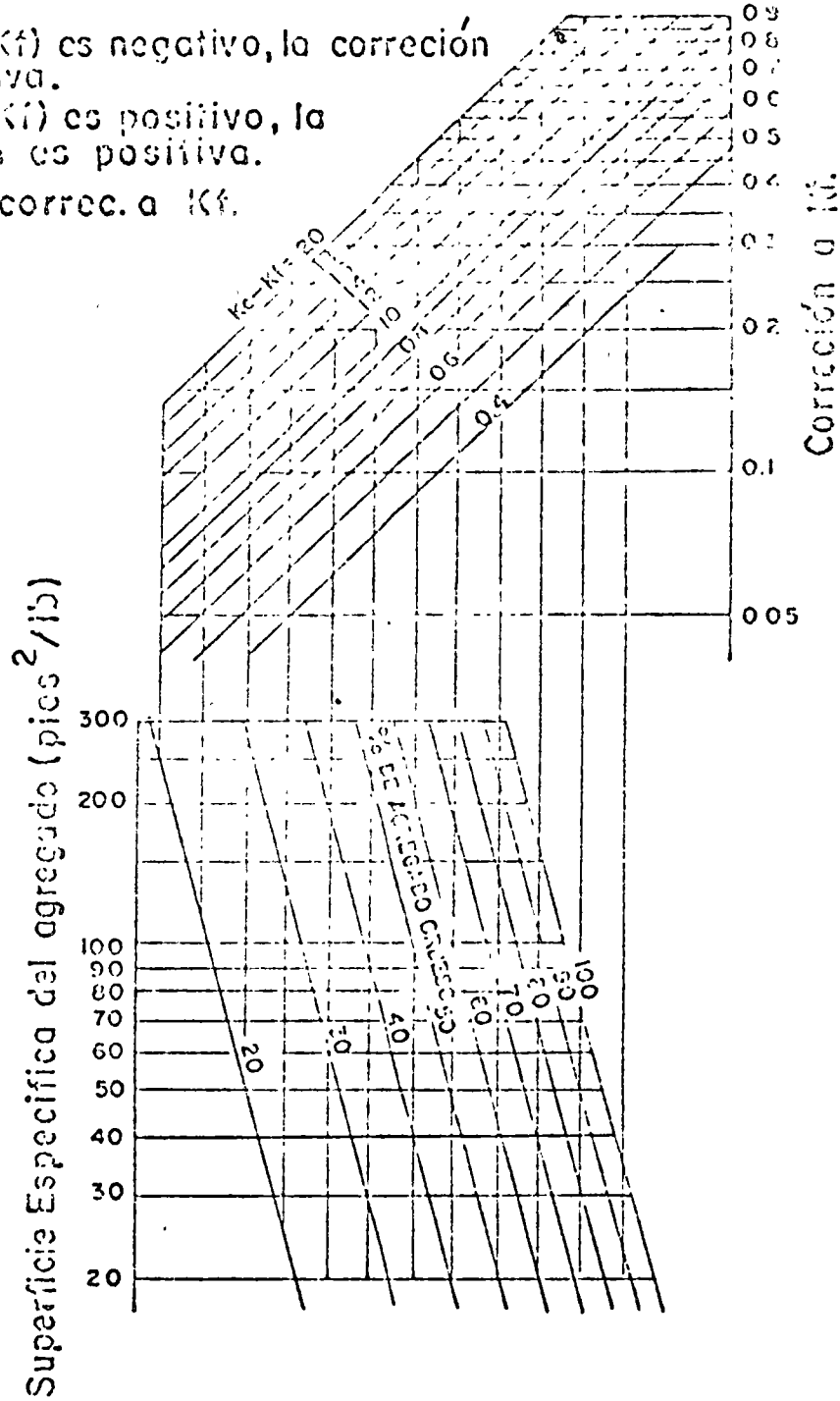
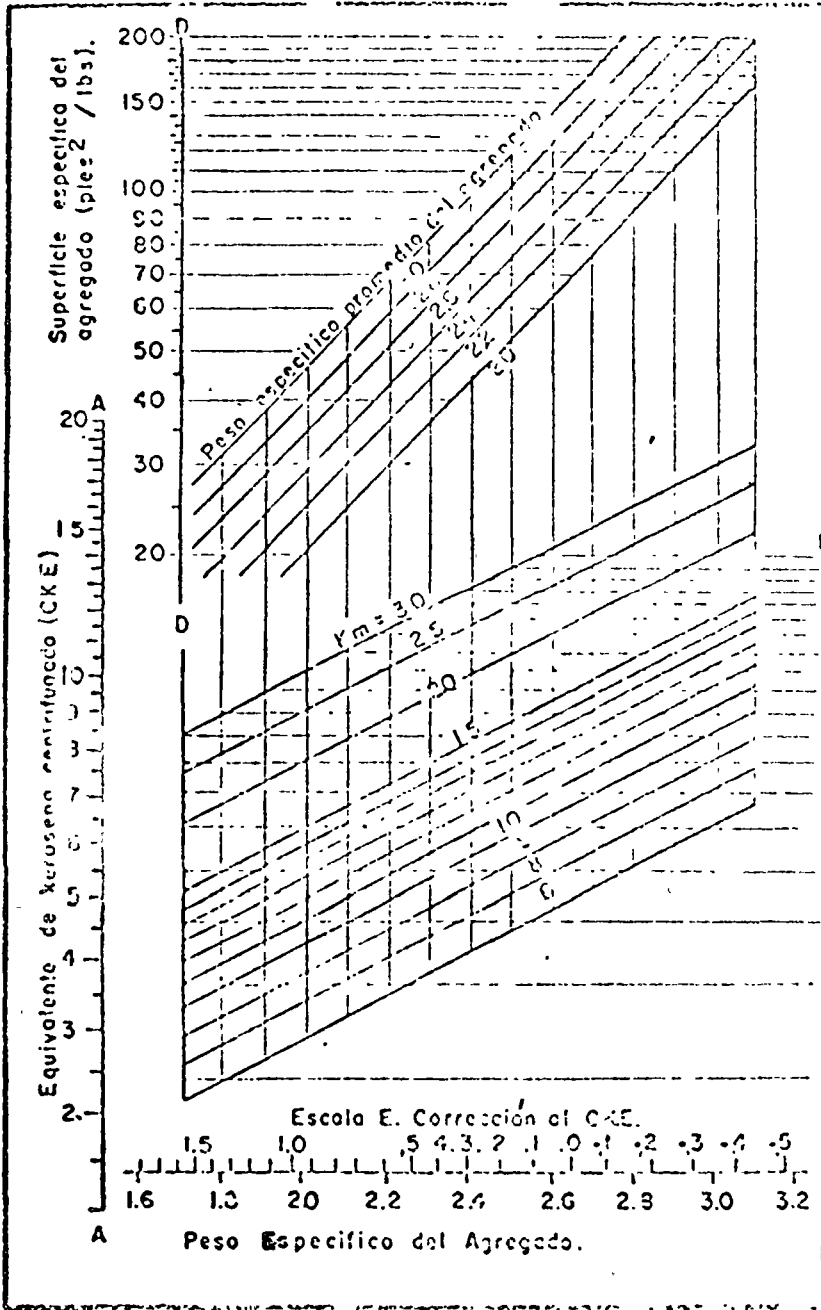


FIGURA 163



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR LA PROPORCION DE PRODUCTO ASFALTICO (GRADO 250) PARA MEZCLAS ALFALTICAS DENSAS.

PROCEDIMIENTO.

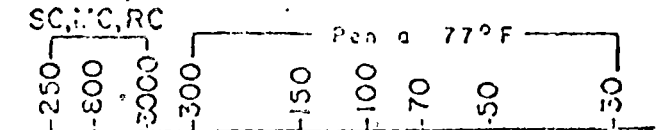
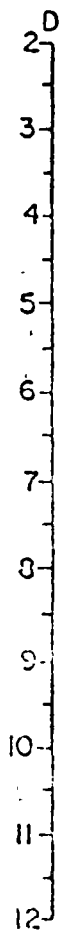
Caso 1. Dado el C.K.E., el peso específico del agregado y el porcentaje que pesa la arena, halla la Y_m , corrige el valor de C.K.E. de acuerdo con la escala E, localiza el C.K.E. corregido en la escala A, una vez hecho esto con el porcentaje del agregado que pesa la arena, halla la Y_m localízala en la escala C, con una línea recta y leer, en la intersección de esta línea con la escala B, la proporción de producto asfáltico (grado 250).

Caso 2. Dado la superficie específica, el peso específico promedio del agregado y el Y_m , localiza la superficie específica sobre la escala D, traza una horizontal hasta la curva correspondiente al peso específico del agregado; en el punto de intersección, traza una línea vertical hasta la escala E, y de este punto, traza una horizontal hasta la intersección con la escala B para encontrar la proporción de producto asfáltico (grado 250). Nota: La proporción de producto asfáltico está dada como porcentaje en peso del agregado, para productos asfálticos C

FIGURA 164

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE CEMENTO ASFALTICO O RESIDUO ASFALTICO

PROPORCION DE PRODUCTO ASFALTICO (GRADO 250) POR C.K.E.

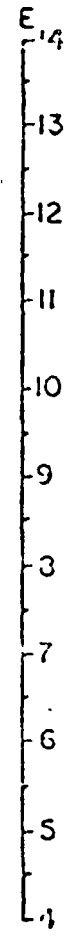
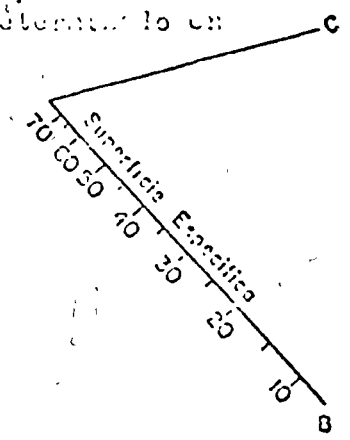


Tipos de productos y cementos asfálticos

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 la 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 (grado 250), previamente determinado en la figura IV, localizada en la escala D, hasta interceptar la escala E, cuyo valor represente el contenido de asfalto corregido por viscosidad.

Nota:
 Entrese en la Escala A con la penetración mayor del cemento asfáltico. Ejemplo ca (85-100) use el valor 100



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
- VIII Mortero asfáltico

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 y flujo.
- Cálculo de los pesos específicos y porcentajes de vacíos.

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 cinco diferentes 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

Contenido Calculado + 0.5 %

" " + 1.0 %

Contenido calculado + 1.5 %

" " + 2.0 %

Los especímenes se preparan utilizando un procedimiento estandarizado. Una vez compactados los especímenes se determinan sus pesos en aire y sumergidos en agua así 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 espécimen 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 espécimen 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 espécimen 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 estándar de la prueba, se puede obtener el efecto de la variación en el contenido de asfalto como se ilustra en las siguientes gráficas.

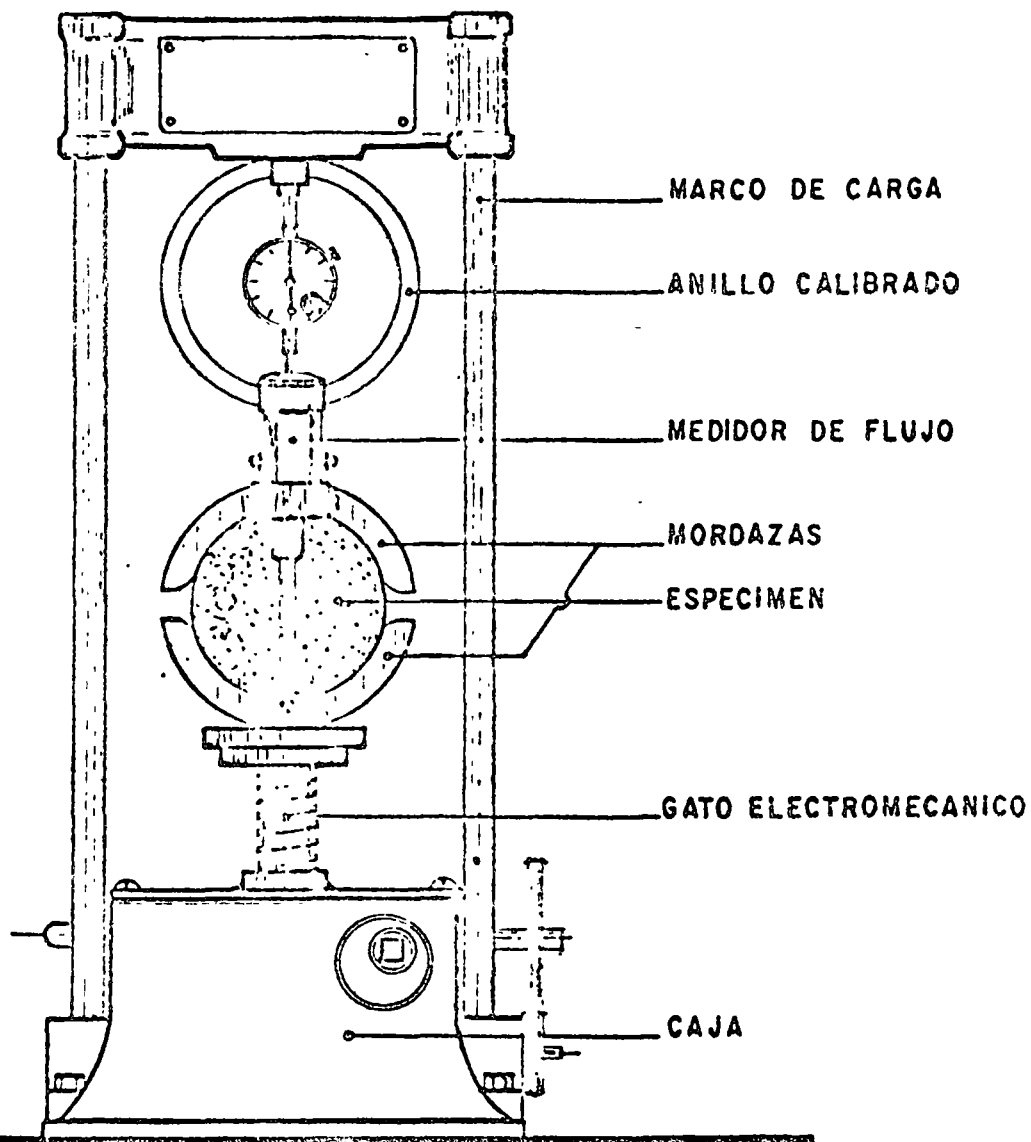
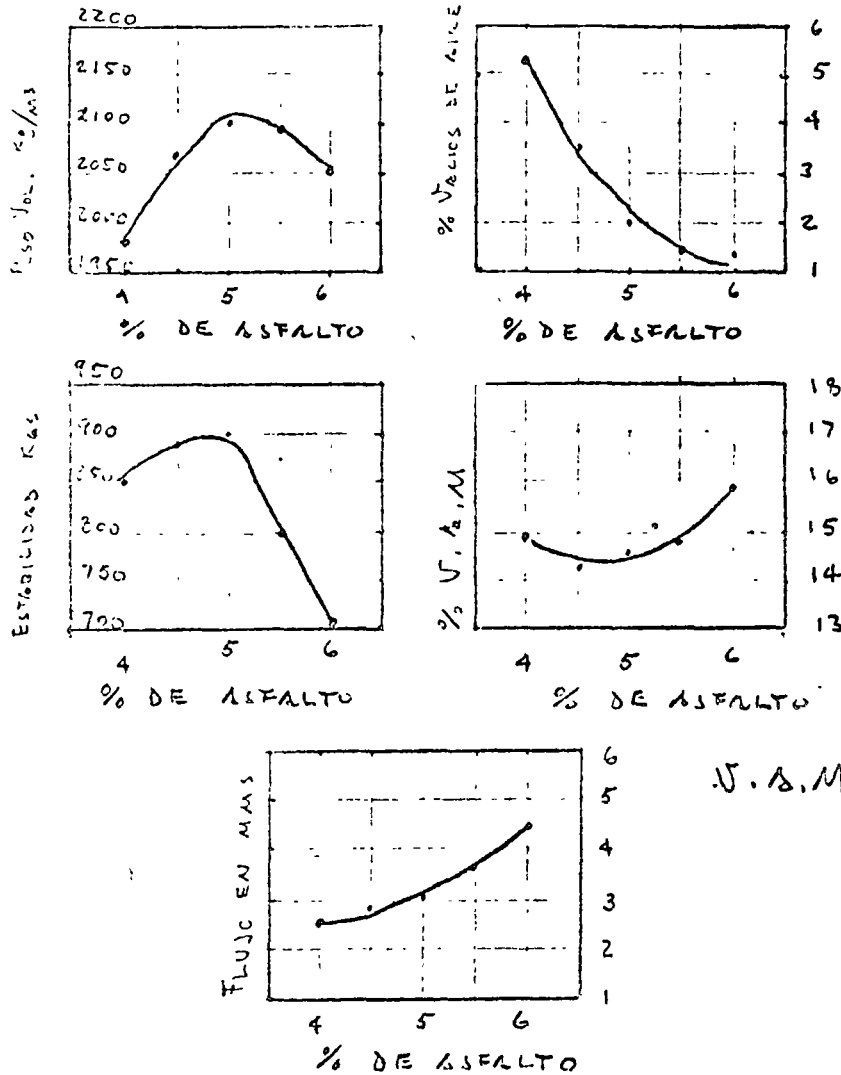


Fig. 53:

DISPOSITIVO PARA LA
PRUEBA MARSHALL



V.A.M - Vacíos 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 vacíos

En las especificaciones de la S.O.P. (pág.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 algebraico, ó bien

empleando el criterio ya que puede ser que tengamos que sacrificar alguna de las especificaciones, dentro de ciertos límites, o bien modificar la granulometría para tratar de obtener mejores resultados.

Supongamos que los resultados anteriores corresponden a una mezcla que se pretende utilizar para pavimentos de aeropistas. Las especificaciones p.e.e. serían:

Estabilidad mínima	700 kgs.
Flujo	2 a 4 cms.
Porcentaje de vacíos con aire	3 a 5 %
Por ciento de vacíos en el Agr. Min.	16 % mínimo

Los contenidos escogidos podrían ser:

Estabilidad	4.8 %
Flujo vol.	5.1 cms.
Porcentaje vacíos llenos con aire	4.5 %

Flujo (cuando se especificaciones en todo el rango).

$$\text{Promedio} = \frac{4.8 + 4.5 + 5.1}{3} = 4.7 \%$$

Para este porcentaje tendremos

Flujo vol.	2085 kgs/m ³
Porcentaje vacíos con aire	2.8 %
Estabilidad	900 kgs.
Flujo	2.9 cms.
Porcentaje Vacíos en el Agr. Min.	14.4 %

Como se ve que la estabilidad excede el valor mínimo, el flujo está dentro del rango especificado, el porcentaje de vacíos en el

agregado mineral es menor al especificado y el porcentaje de vacíos llenos de aire está prácticamente 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 aún cambiar el agregado, o bien aceptar los riesgos consecuentes.

El riesgo que se correría empleando la mezcla anterior es que el asfalto se lloraría debido a la recompactación producida por el tráfico. Si el volumen de vacíos 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 asfalto 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 Hveem para el diseño de mezclas asfálticas es un procedimiento de Laboratorio basado en 2 propiedades del espécimen compactado como son la cohesión y la fricción.

El método fue 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 Equivalent)
- Preparación de los especímenes mediante la compactación por amasado.
- Prueba de Estabilidad
- Prueba de cohesión
- Cálculo de pesos volumétricos y porcentajes de vacíos.

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 especímenes 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 efectúan las mediciones para determinar sus pesos volumétricos y porcentajes de vacíos 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 cámara 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 espécimen.

Las escalas establecidas en cuanto a la estabilidad corresponden

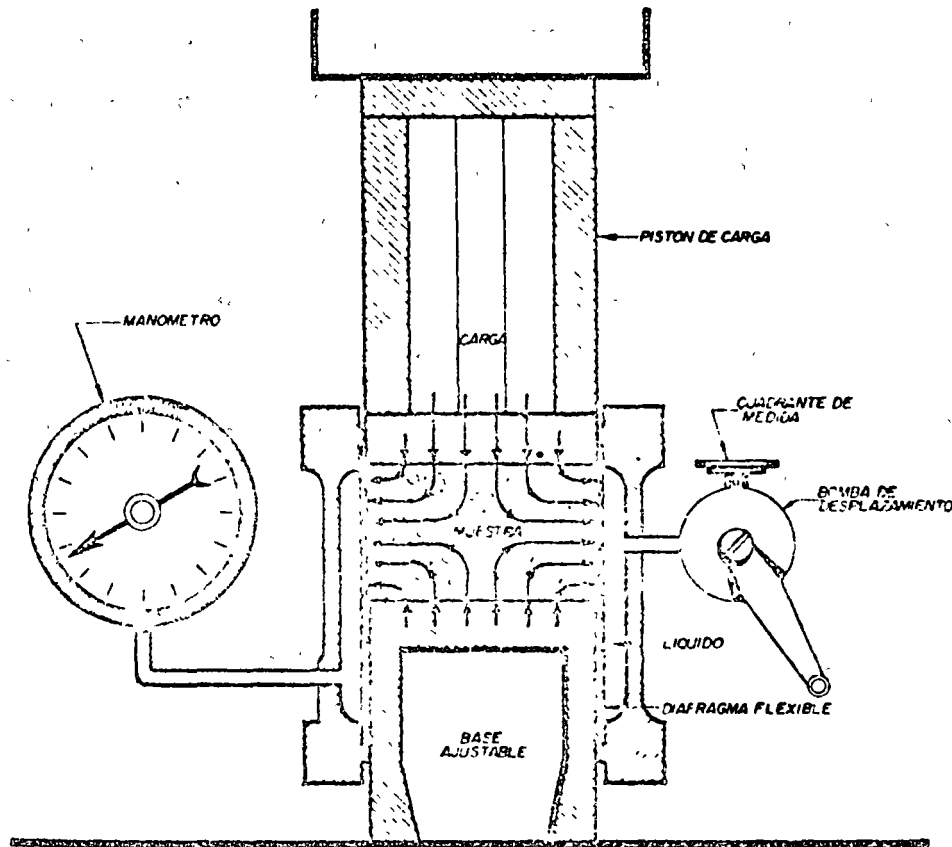


Fig 55 - Estabilómetro HVEEM.

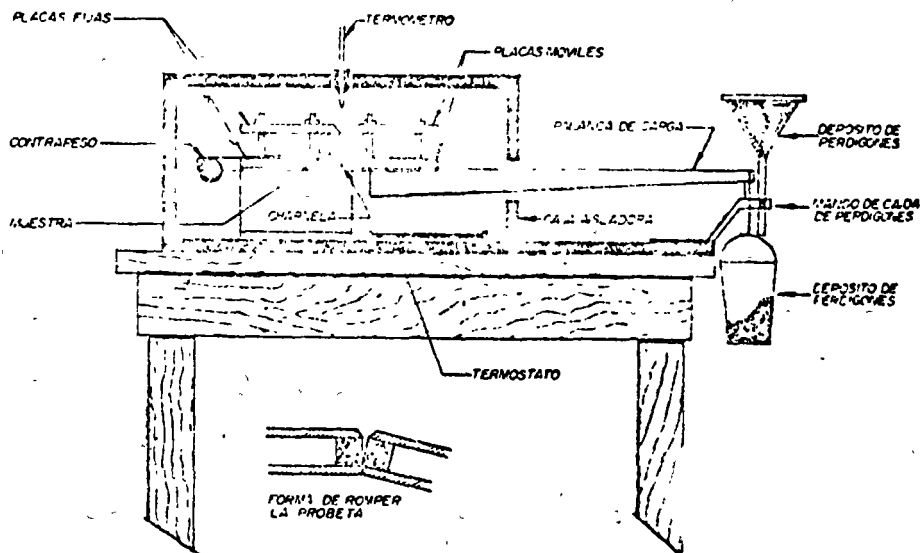


Fig 58 - Cohesímetro.

en tal forma que si el espécimen 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 registrarían 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:

$$S = \frac{22.2}{\frac{p_h \times D_2}{P_v - p_h} + 0.222}; \quad \text{en donde;}$$

S = Estabilidad relativa

$P_v = 400 \text{ lbs/pulg}^2$ (W = 5000 lbs)

$p_h =$ Presión horizontal correspondiente a P_v

$D_2 =$ Desplazamiento o deformación en el espécimen.

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 espécimen a una temperatura de 60°C., la cual se mantiene durante la prueba. El espécimen 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 espécimen 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:

$$C = \frac{L}{W (0.20 H + 0.044 H^2)}$$

C = Valor de cohesión en lbs/pulg²

L = peso de las roscas en lbs.

W = Diámetro del espécimen, en pulgs.

H = altura del espécimen, en pulgs.

La selección del contenido óptimo del asfalto se efectúa en la misma forma que para el procedimiento de Marshall, tomando en cuenta los especificaciones D.O.M. (Parte octava, libro primero segunda edición, art. 51).

Algunas mezclas asfálticas que contienen finos de calidad dudosa

tienden a ser que la mezcla se expanda bajo la acción del agua.

En tales casos es conveniente efectuar una prueba de expansión.

La prueba de expansión se usa frecuentemente para mezclas en asfaltos

flexibles y granulométricas densas.

La prueba de expansión consiste en compactar la mezcla asfáltica len-

tado de un cilindro metálico y se deja enfriar a la temperatura ambi-

ente. Se coloca el molde conteniendo el espécimen dentro de un reci-

piente 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 expan-

sión. Mediante fórmulas establecidas se efectúa el análisis 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-asfalto, o a morteros^s

DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS.
PROCEDIMIENTO DE HUBBARD—FIELD.

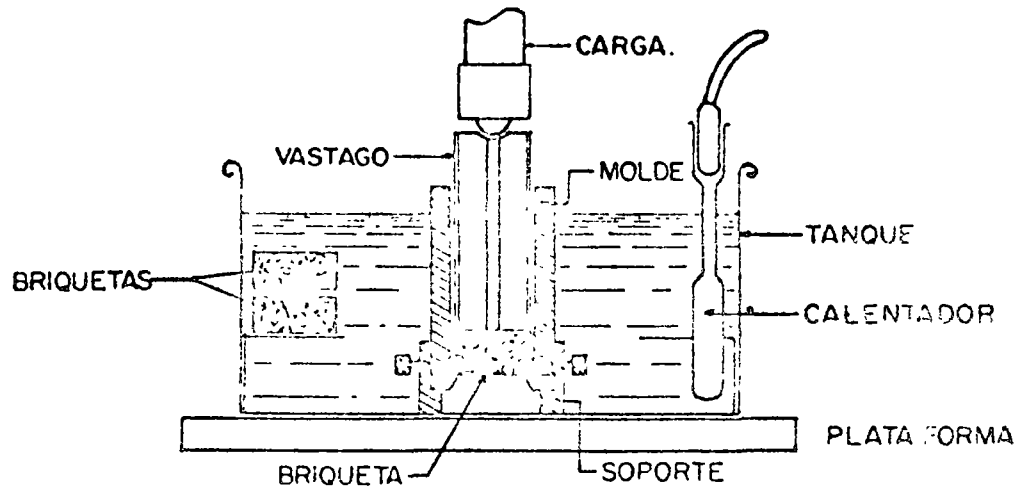


FIG. 59 DISPOSITIVO DE PRUEBA PARA ESPECIMENES DE 2" DE DIAMETRO.

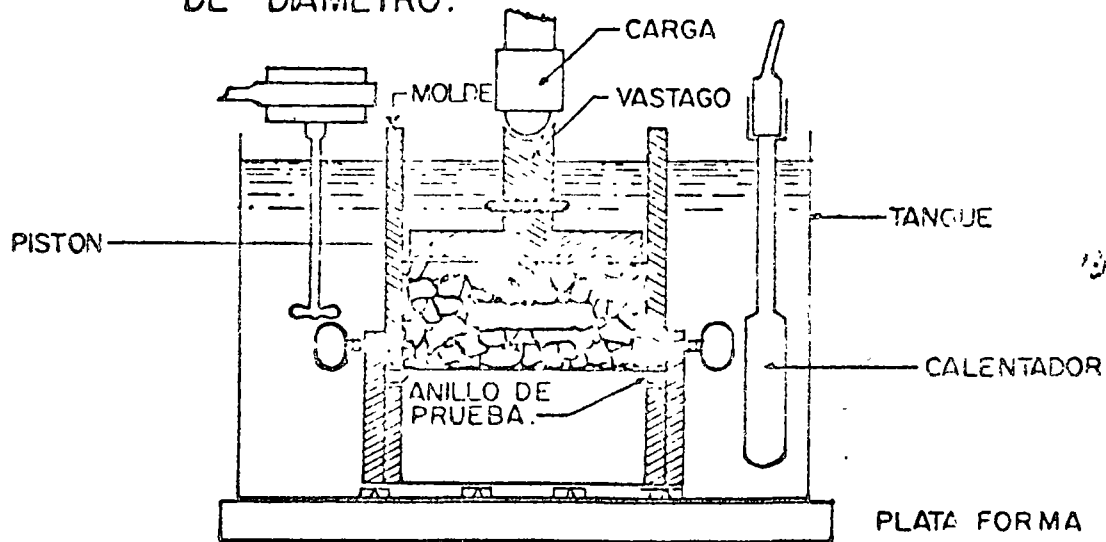


FIG. 60 DISPOSITIVO DE PRUEBA PARA ESPECIMENES DE 6" DE DIAMETRO.

asfálticas, elaboradas 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 asfalto.

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 vacíos en la mezcla.

Se estima el porcentaje mínimo u óptimo de asfalto por medio de un método empírico y se elaboran varios pares de especímenes con contenidos de asfalto que varíen 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 efectúan las determinaciones necesarias para efectuar el análisis de pesos específicos y porcentajes de vacíos. Utilizando un dispositivo como el ilustrado en la Figura 60, se efectúa la prueba de estabilidad. En esta prueba se calienta al espécimen 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 espécimen a pasar a través de un orificio de 1.75 pulgadas de diámetro. La máxima carga soportada es lo que se conoce como estabilidad Hubbard-Field.

El procedimiento para seleccionar el valor del contenido óptimo de asfalto es el mismo que para el método de Marshall, solo que ahora se deben respetar las siguientes especificaciones:

Método	Método		Medio o licero	
	min.	max.	min.	max.
Permeabilidad (libras)	2000	—	1200	2000
	min.	max.	min.	max.
Poros llenos	2	5	2	5
de aire	min.	max.	min.	max.

El procedimiento del llado se indica en el manual MS-2 del Instituto del Asfalto o bien en las normas ASTM D1138 y ASTM-T 169

d) Método con base en pruebas de compresión sin confinar.

Este método es bastante sencillo y se aplica tanto a mezclas de cemento con cementos asfálticos ó con asfaltos 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 $\pm 0.5 \%$ 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 a la 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 especific. 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 asfalto directamente de las lecturas de los girogramas. Esta determinación es completamente independiente del peso específico, vacíos, 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 IN AN INCREASING DIRECTION TO AVOID HYSTERESIS.

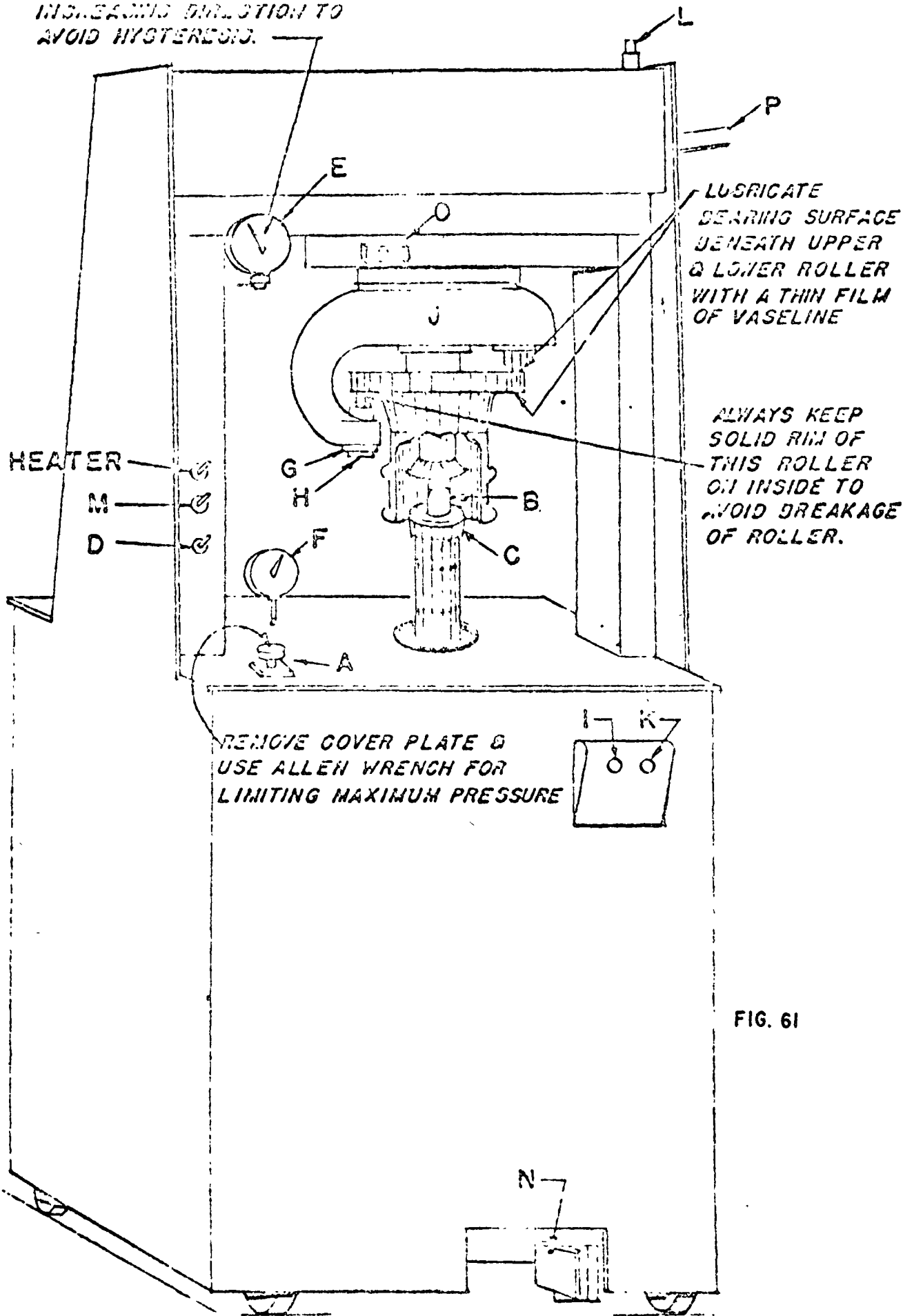
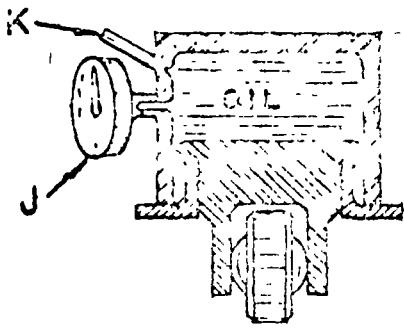
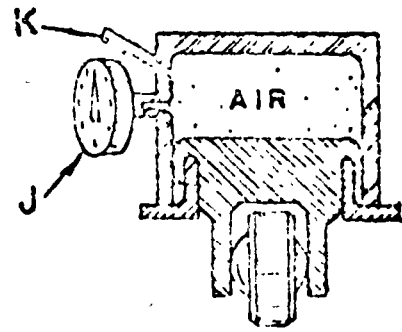


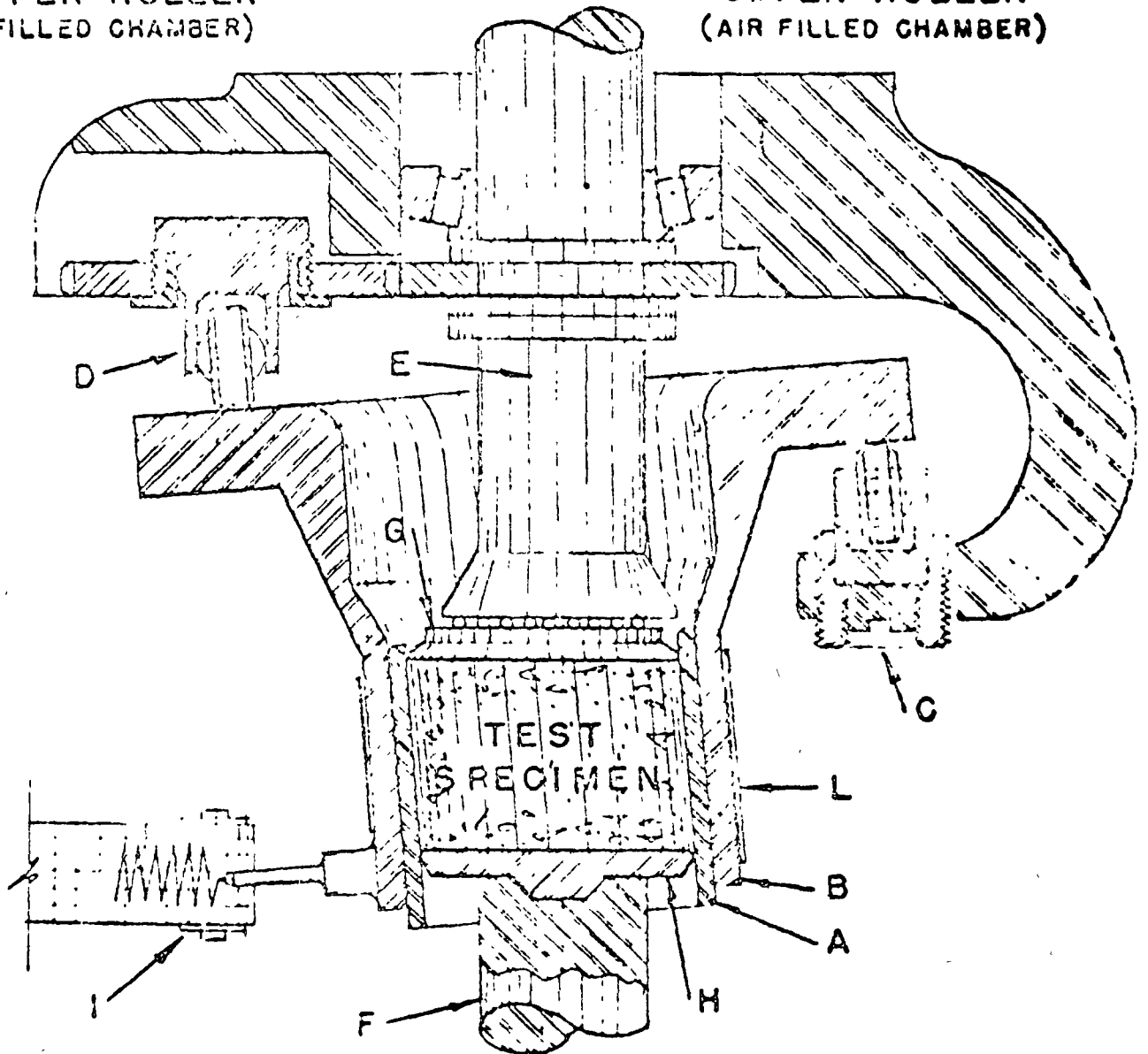
FIG. 61



UPPER ROLLER
(OIL FILLED CHAMBER)



UPPER ROLLER
(AIR FILLED CHAMBER)



**SCHEMATIC SIDE VIEW OF SECTION
THROUGH GYRATING MECHANISM**

FIG. 62

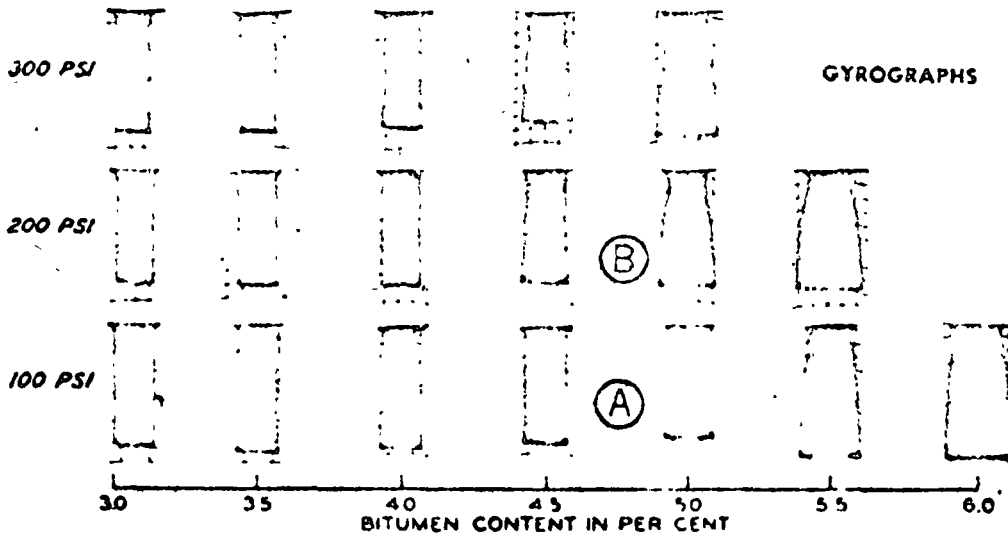
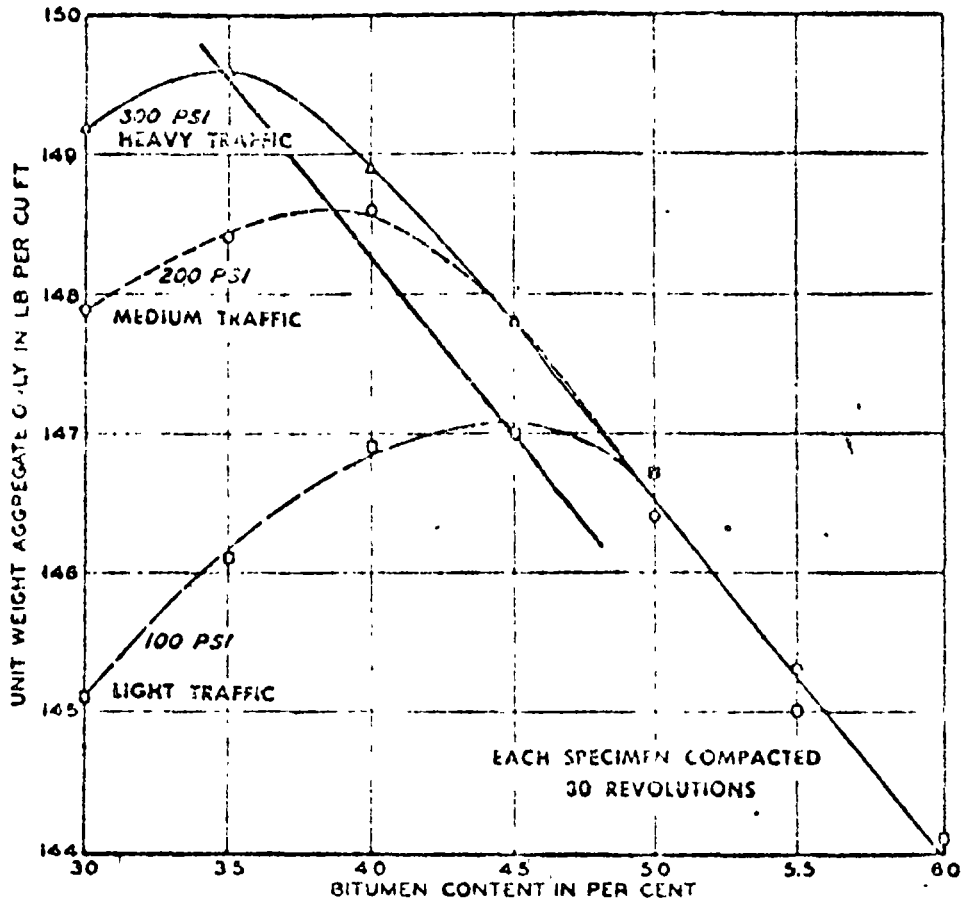
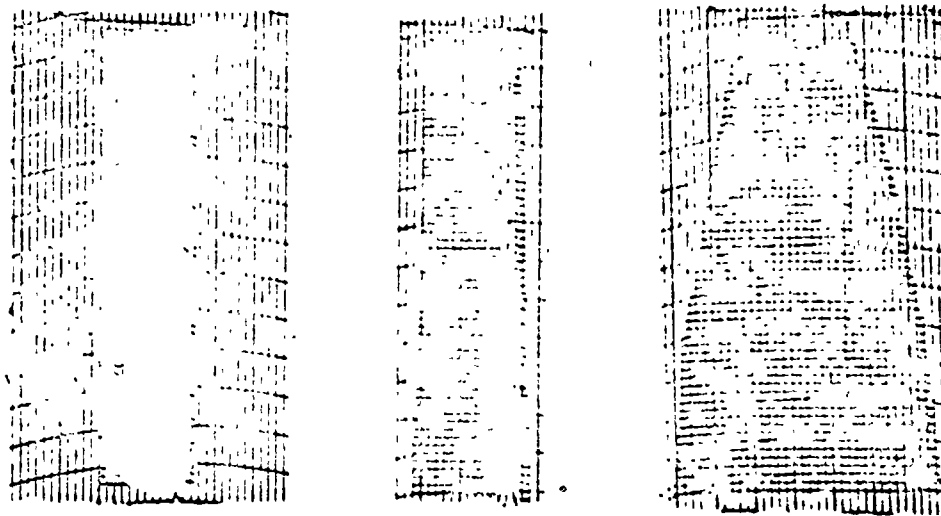
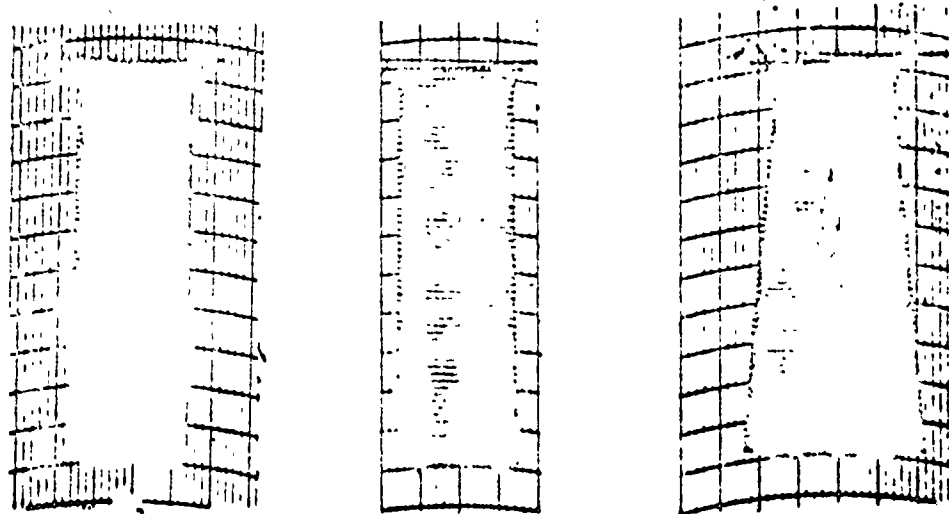


FIG. 63
BITUMINOUS MIXTURE DESIGN & CONTROL
GYRATORY TESTING MACHINE



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

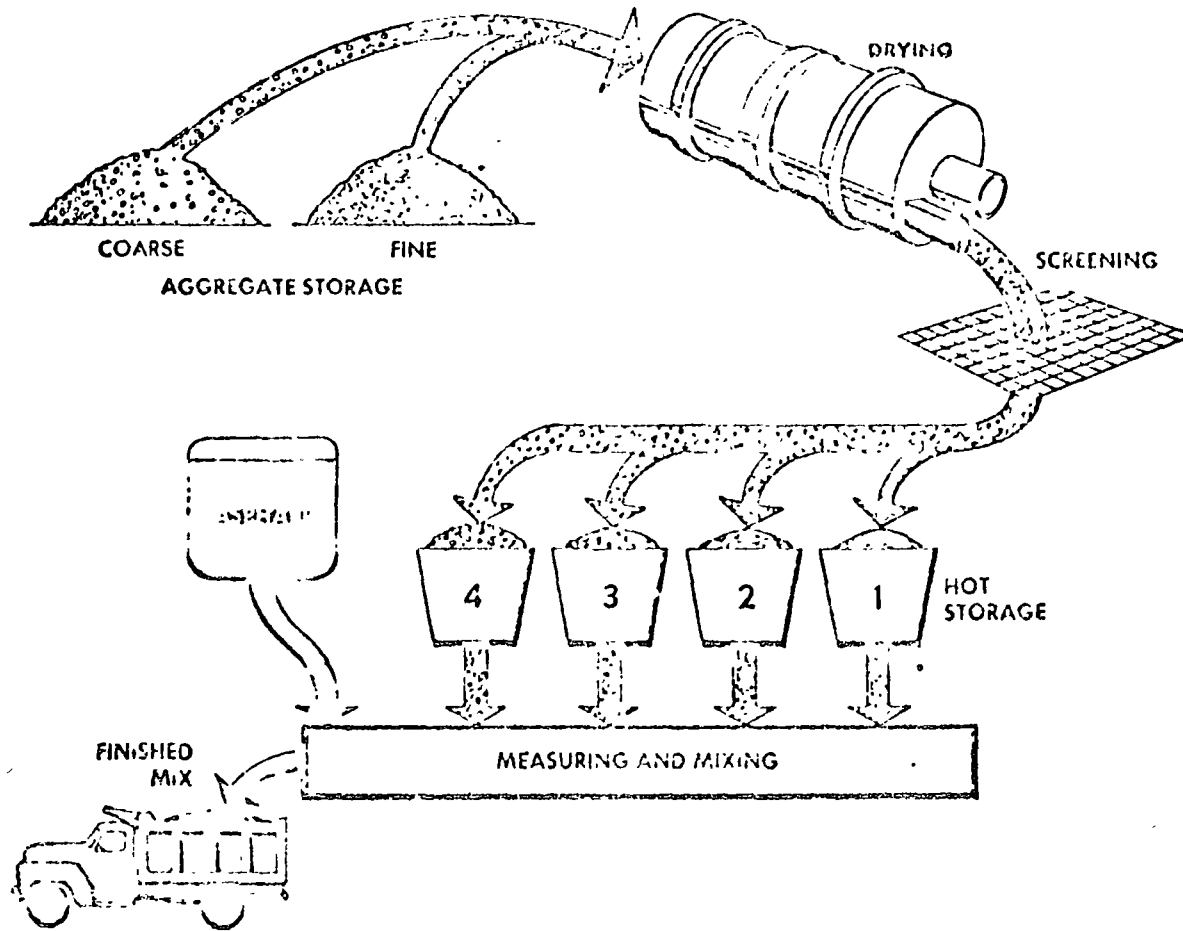


FIG. 65 Typical diagram of asphalt plant

FIG 66A ESQUEMA DE UNA PLANTA DE PRODUCCION DE MEZCLA ASFALTICA POR BACHAS.

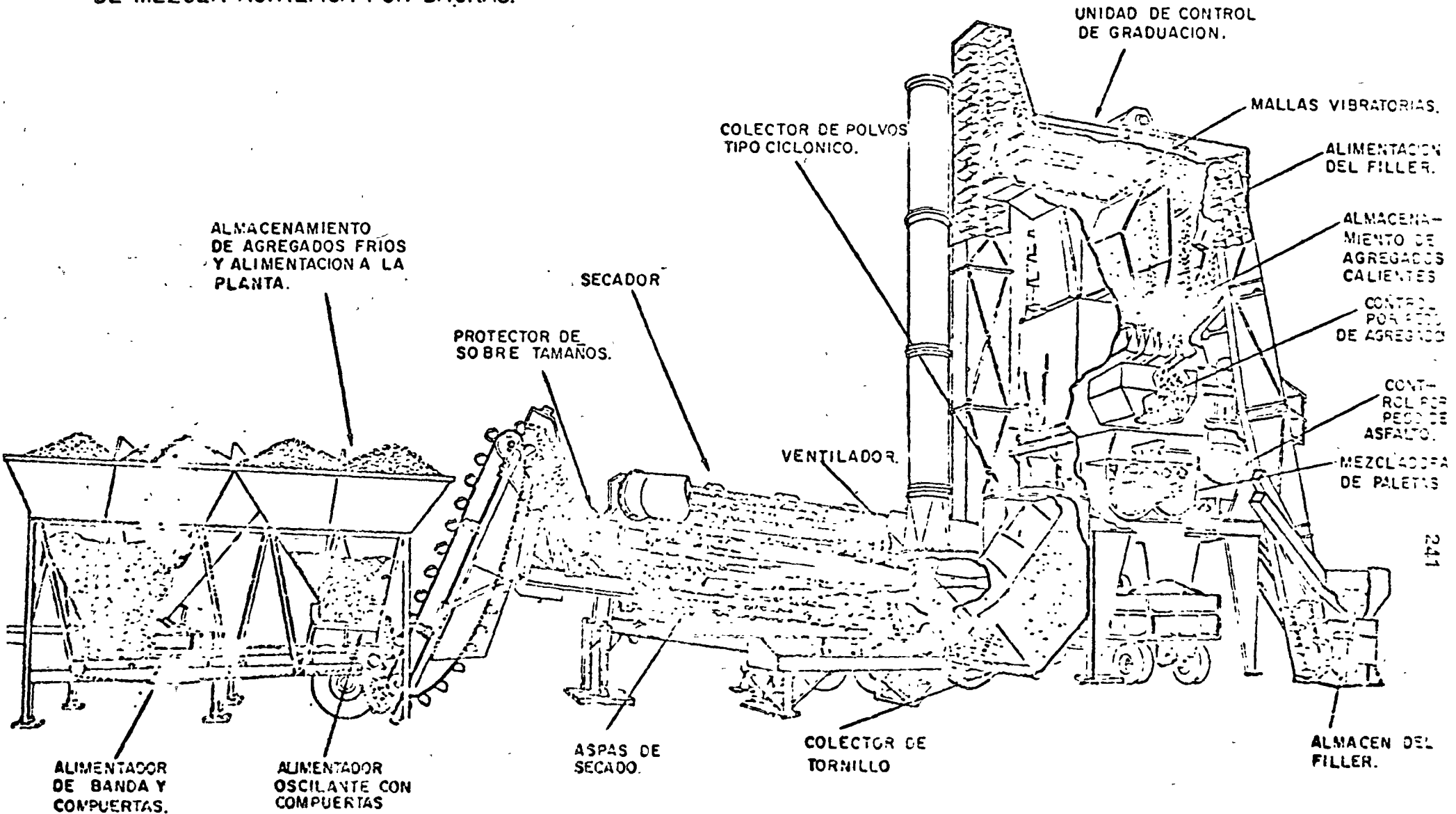
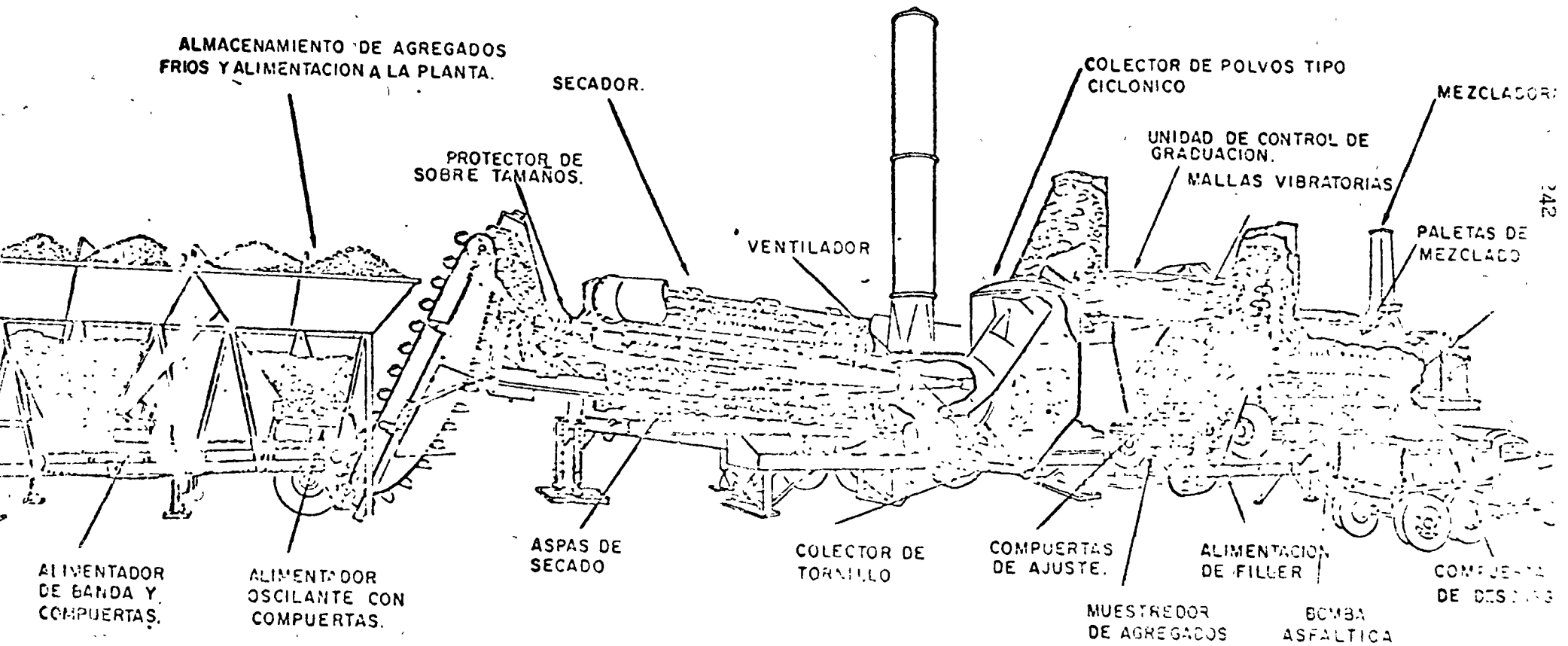


FIG 66 B ESQUEMA DE UNA PLANTA DE PRODUCCION CONTINUA DE MEZCLA ASFALTICA.



olde, fijar el molde, presionar un botón y obtener el giro
 para 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 vacíos se encuentren llenos debido a densificación o al total llenado de los vacíos con agua ó asfalto respectivamente. Este fenómeno se indica por un incremento en la anchura del girograma, lo que hace posible predecir, por ejemplo, el contenido máximo permisible de asfalto para una mezcla cuando el peso específico se conoce o se puede estimar. Con la máquina también 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 también 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 asfalto, en esta prueba.

La máquina también puede ser usada para producir una consolidación dinámica o bien pruebas de fatiga por repetición de cargas, para de esta forma reproducir las condiciones reales de los pavimentos en el lugar.

También se puede utilizar la máquina para estimar efectos abrasivos efectuando análisis granulométricos antes y después 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 ángulo de

Inclinación 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 amplía 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 disco de una mezcla asfáltica considerando tráfico ligero, medio y pesado.

En la figura 64, se muestra un ejemplo de aplicación a una arcilla orgánica.

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 fácilmente 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:

- Producción continua. En este tipo de planta el agregado y el cemento son preparados, mezclados y descargados en una operación continua.
- Producción por batches. En este tipo de planta los agregados y el cemento asfáltico se mezclan por batches en una revolvedora y posteriormente se descargan.

2.- Operación e Inspección de plantas asfálticas.

Uno de los aspectos esenciales 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 perfecta balance.

Una de las partes principales en una planta es el sistema de secado y es este sistema el que generalmente controla a la capacidad de la máquina, pues como se puede entender el porcentaje 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:

que evita el calor que rinde más combustible.

Evitar el flujo de agregado.

Se debe reparar periódicamente a las mallas del sistema de cribado para reponerlas o repararlas cuando se encuentren muy dañadas, 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, es provechoso proveer tablas o gráficas en donde se indique la variación de la viscosidad con la temperatura.

En la ocasión de la mezcla asfáltica en los camiones, deberá primero observarse que la caja del camión no presente orificios o depósitos que puedan ocasionar que la mezcla asfáltica se pegue en esas zonas. La caja debe revisarse que el camión no contenga material nocivo para la mezcla asfáltica.

Existen algunos medios para impedir que la mezcla se pegue a la caja: uno consiste en aplicar una solución de una parte de cal en 3 partes de agua; otra alternativa consiste en la aplicación de agua 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 aparición de la mezcla, o bien utilizando termómetros con vistas de acero.

El sobrecalentamiento de la mezcla ocasiona que el asfalto 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 lenta, esto será indicio de que la mezcla se encuentra hoyosa o demasiado espesa, 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 checarsse con el mayor cuidado. Si se notara deficiencia o exceso de asfalto esto podria ser un indicio de cambios en la granulometría y deberá por consiguiente checarsse 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 el contenido de asfalto. Las pruebas de extracción además de servir para determinar el contenido de asfalto proveen el agregado necesario para 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)

Algunas deficiencias que pueden justificar el rechazo de una mezcla en caliente son las siguientes.

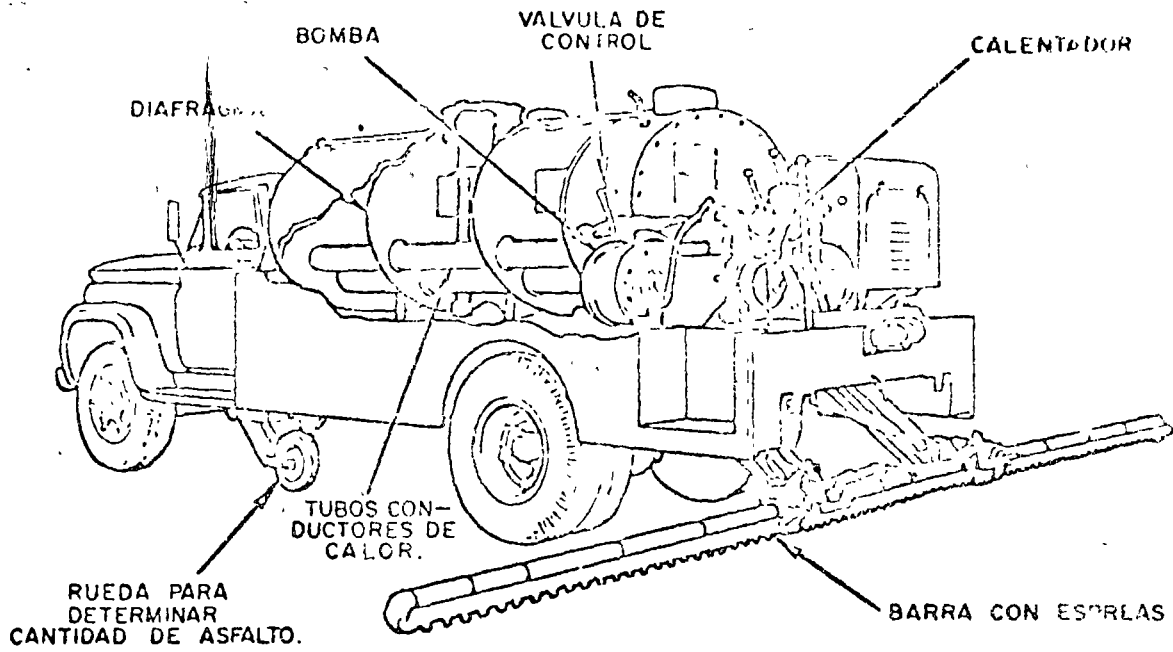
- Mezcla calentada excesivamente: Esto como antes se mencionó, queda evidenciado por la aparición de humo azul. Si esto sucede deberá checarse inmediatamente la temperatura pues si ésta queda fuera de especificación se rechazará la mezcla.
 - Mezcla relativamente fría: Esto se puede detectar si la mezcla presenta una aparición rígida. ó bien que las partículas mayores no se encuentren totalmente cubiertas.
 - Mucho asfalto: La mezcla no presenta taludes.
 - Poco asfalto: La mezcla presenta una aparición 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.

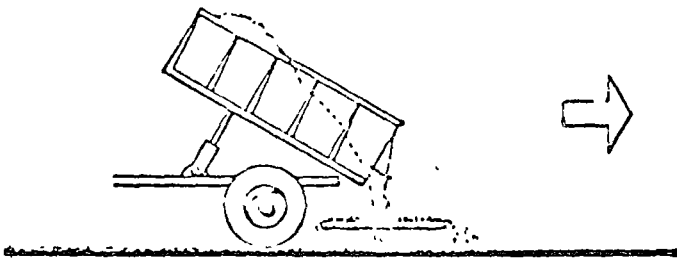


FIG.171 ESPARCIDOR DE ROTACION.

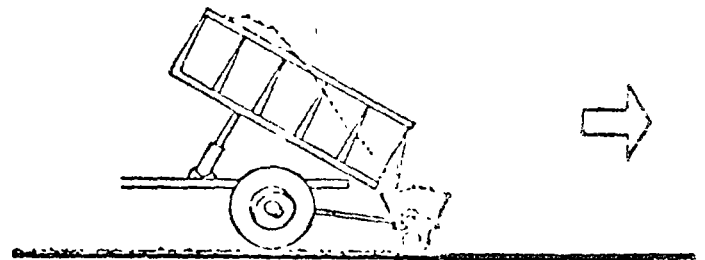


FIG.172 ESPARCIDOR DE TOLVA (MONTADO EN RUEDAS).

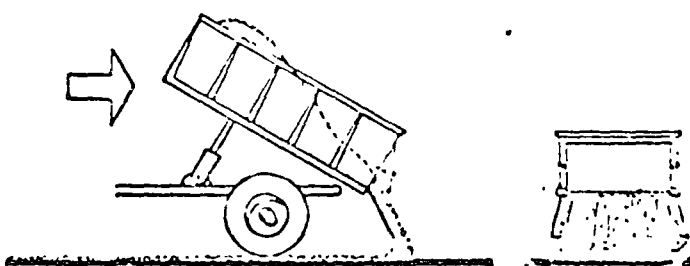


FIG.173 ESPARCIDOR DE PALETA.

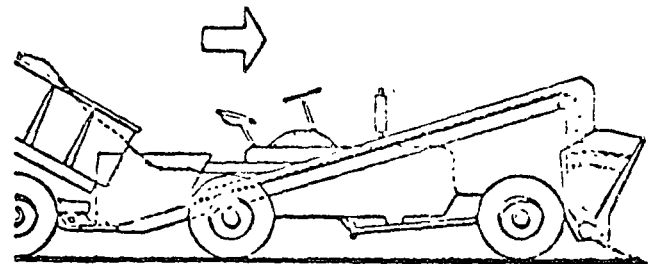


FIG.174 ESPARCIDOR DE TOLVA AUTO PROPULSADO.

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, in situ, 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 prácticamente 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 también 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 usan además:

$$LL = 30\%$$

$$LP = 20\%$$

$$VMS = 80\%$$

$$\text{Desgaste los Angeles} = 32\%$$

$$\text{Equivalente de arena} = 72\%$$

$$\text{Interpersionismo acelerado} = 40\%$$

$$\text{Desprendimiento por fricción} = 20\%$$

- 1° Delinear la granulometría, y clasificar el material
- 2° Ajustarse la granulometría para que cumpla las especificaciones granulométricas para concreto asfáltico.
- 3° Decidir si el material es adecuado para concreto asfáltico, y por qué?
- 4° Calcúlese el % de cemento asfáltico óptimo aproximado por medio de los métodos CKE y retenido de aceite.
- 5° Calcule los pesos parciales y acumulados por base para cada contenido de asfalto, para cuando menos cinco contenidos de asfalto diferentes.
- 6° Obténrase el contenido óptimo de asfalto por el método de Veem con los datos proporcionados. Comparar con las especificaciones y hacer un breve comentario del dato obtenido (respecto al peso seco del agregado)
- 7° Grafique la granulometría de diseño y las especificaciones para concreto asfáltico, así como la curva de Fuller para un tamaño máximo de $\frac{1}{2}$ ".

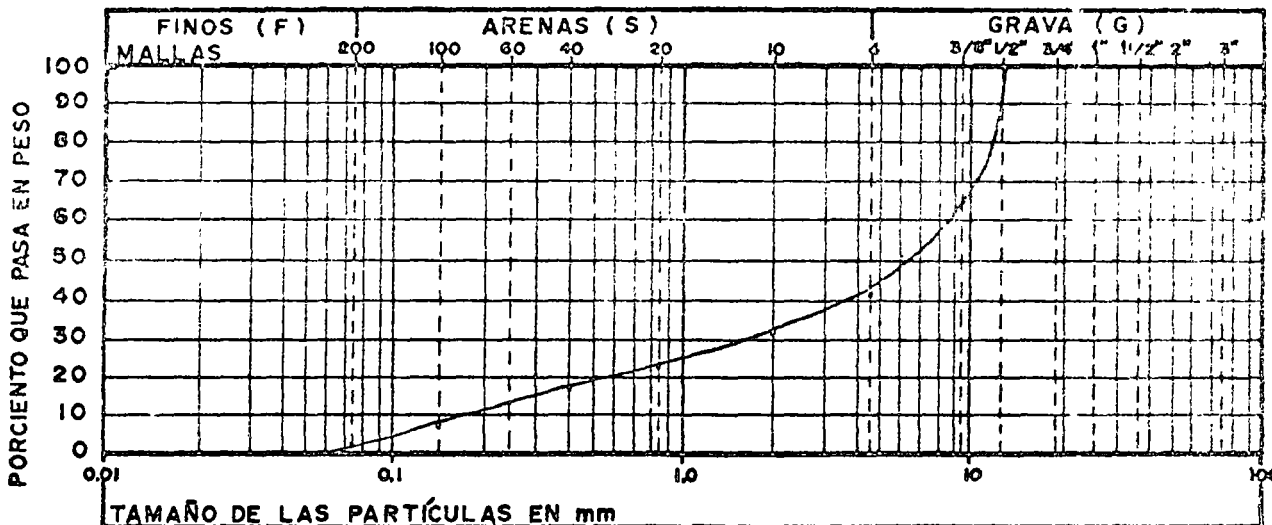
SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
 DIRECCIÓN GENERAL DE SERVICIOS TÉCNICOS
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 OFICINA DE PRUEBAS FÍSICAS

ESTUDIO: _____ ENSAYE: 18-E
 OBRA: _____ LOCALIZACIÓN: _____
 SONDEO N° _____ MUESTRA N° _____
 PROFUNDIDAD: _____ FECHA: _____
 OPERO: _____ CALCULO: _____

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	Materia que pasa	Malla Núm.	Peso retenido	Retenido parcial	Materia que pasa
	W _i (gr.)	% (%)	(%)		W _i (gr.)	% (%)	(%)
3"				10	47.4	10.0	2.0
2"				20	45.4	9.6	22.0
1 1/2"				40	26.0	5.5	17.3
1"				60	21.02	4.5	12.8
3/4"				100	23.1	4.9	1.4
1/2"				200	30.9	6.6	1.3
3/8"	1350	35.2	64.8	pasa 200	6.0	1.3	
Núm 4	227	22.4	42.4	SUMA	200.0		
pasa Núm.4	13700	42.4					
SUMA	32277						



$D_{10} = \frac{0.16}{1.70}$ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{9.00}{0.16} = 56.2$ $> 3" = \frac{0.0}{57.6} \%$
 $D_{30} = \frac{1.70}{9.00}$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} = \frac{(1.7)^2}{0.16 \times 9.0} = 2.0$ $G = \frac{57.6}{41.1} \%$
 $D_{60} = 9.00$ $< \text{Núm. 40} = \frac{17.30}{1.3} \%$

CLASIFICACIÓN S.O.P. Y DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL (GW), GRAVA POCOSA, BIEN GRADUADA, CON ARENA BLANCA.

ABSORCIÓN Y DENSIDAD APARENTE DE MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA DE 3/8"

PESO HÚMEDO (W _m)	gr.	VOLUMEN DESALOJADO	cm ³
PESO SECO (W _s)	gr.	PESO SECO (W _b)	gr.
AGUA ABSORBIDA (W _m -W _s =W _w)	gr.	DENSIDAD APARENTE ($\frac{W_b}{V}$)	
ABSORCIÓN $\frac{W_w}{W_s} \times 100$	%	PESO VOL. SECO Y SUELTO	kg/m ³

DIRECCION GENERAL DE LABORATORIOS Y CONTROL DE CALIDAD
DEPARTAMENTO DE ENSAYE DE MATERIALES

REPORTE DE CONCRETO ASFALTICO

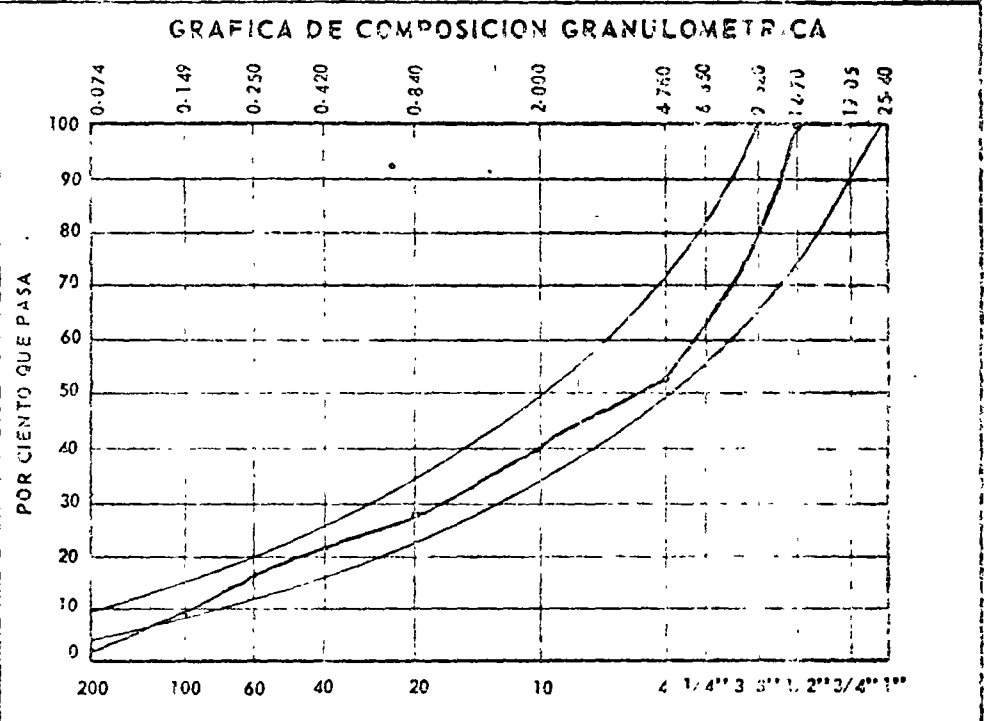
MATERIAL GRANULOMETRICA AJUSTADA EXPEDIENTE _____
 ENSAYE NUM 73-E MUESTRA NUM. _____ FECHA RECIBO _____
 ENVIADA POR _____ FECHA INFORME AGOSTO 1972
 PROCEDENCIA _____

PRUEBAS SOBRE MATERIAL PETREO

CLASIFICACION P. _____

PESO VOL. SUELTO _____
 % QUE PASA MALLA
 1" _____
 3/4" _____
 1/2" _____
 3/8" 32.0
 1/4" _____
 No. 4 22.3
 " 10 40.0
 " 20 21.4
 " 40 15.3
 " 60 9.8
 " 100 0.6
 " 200 _____

DENSIDAD _____
 ABSORCION _____
 % DESGASTE _____
 EQUIVALENTE DE ARENA _____



CARACTERISTICAS DEL ASFALTO

TIPO _____
 TEMPERATURA RECOMENDABLE _____
 DE APLICACION _____
 PENETRACION _____

CONT. OPT. DE ASFALTO (%) _____ (*)
 PESO VOL. MAX. EN MEZCLA COMPACTA
 (Kg/cm³) _____
 ADITIVO RECOMENDADO _____

GRADO DE COMPACTACION EN CARPETA % _____
 CONT. ASFALTO EN MEZCLA _____ (*)
 PERMEABILIDAD 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

... ..

	4	10	20	60	100	200	
original	5.1	31.1	4.1	11.1	12.3	7.9	1.3
apuntado	52.3	40.0	15.3	9.3	1.1

... ..

... ..

-
-
-
-
-
-
-

... ..

... ..

... ..

ENSAYE 78-E EXPEDIENTE _____ FECHA: AGOSTO 1972

CK.E.

FINO

% Aceite Ret. GRUESOS

324.00	318.45	318.55	312.30	106.25	106.28
318.45	213.38	312.30	215.72	103.70	103.70
5.55	105.07	6.25	96.47	2.55	2.58
<u>5.28</u>		<u>6.475</u>		<u>2.47</u>	<u>2.49</u>

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 = 137.7 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 cm ³		C - PESO SUMERGIDO DEL MAT. = 85.0 gr.	
* W - PESO DEL AGUA AGREGADA = 362.7 gr.		— PROBETA —	
PM - PESO DEL MATRAZ = 147.8 gr.	— PROBETA —	D - P HUMEDO = 157.6 gr.	
PM + A = 295.2 gr.	D - P HUMEDO = 300.0 gr.	E - V. DESALOJADO = 74.0 c.c.	
PM + A + S = 595.2 gr.	E - V DESALOJADO = 132 cc	DENSIDAD = D/E = 2.13	
P TOTAL = 810.5 gr.	DENSIDAD = D/E = 2.27	— ABSORCION —	
AGUA AGREG		P.M. HUMEDO = 157.6 gr. Agua = 19.9 gr.	
— ABSORCION —		P.M. SECO = 137.7 gr. % = 14.5	
PM HUMEDO = 300.0 gr.	Agua = 37.1 gr.		
PM SECO = 262.9 gr.	% = 14.1		
$D_F = \frac{A}{V - W} = \frac{262.9}{500 - 362.7} = 1.91$		$D_G = \frac{A}{B - C} = \frac{137.7}{157.6 - 85.0} = 1.9$	
$D_{AP F} = \frac{A}{(V - W) - (B - A)} = \frac{262.9}{(500 - 362.7) - (300 - 262.9)} = 2.62$		$D_{AP G} = \frac{A}{A - C} = \frac{137.7}{137.7 - 85.0} = 2.61$	

PRESION DE EXPANSION

FECHA	HORA	EXPANSIOMETRO	1	2	3	4
		LECT. FINAL				
		LECT. INICIAL				
		DIFERENCIA				
		KILOGRAMOS				
		ESFZO. Kg/cm ²				

LABORATISTA: _____

CALCULISTA: _____

* W = P. TOTAL - B - P.M. = 810.5 - 300.0 - 147.8 = 362.7 gr.

C A L C U L O S DE LAS BACHASAS

MALLA	% QUE PASA	MALLAS		% QUE PASA A Y SE RE- TIENE EN C	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	2.3	148.0	721.5
10	40.0	10	20	11.9	143.0	864.5
20	28.1	20	40	1.7	81.0	945.5
40	21.4	40	60	5.6	67.0	1012.5
60	15.8	60	100	1.0	72.0	1084.5
100	9.8	100	200	8.2	78.5	1163.0
200	1.6	200		1.6	19.0	1200.0

CEMENTO CEM. ASF PARA DIF PORCENTAJES. (GR.)	% CEM ASF
$1200 \times 0.03 = 36$	3
$1200 \times 0.04 = 48$	4
$1200 \times 0.05 = 60$	5
$1200 \times 0.06 = 72$	6
$1200 \times 0.07 = 84$	7

PESO TOTAL ACUMULADO (GRS)

$$1200 + 36 = 236$$

$$200 + 48 = 248$$

$$200 + 60 = 260$$

$$1200 + 72 = 1272$$

$$1200 + 84 = 284$$

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 8 AGOSTO 1972PESO ESP. ASF. 1.002 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.	1/2	1	3/4	1/2	3/8	4	8	16	30	50	100	200	270
LIMITE ESPECIFICACIONES			100	100	90	70	50	35	29	16	10		
% QUE PASA				80	70	50	35	28.1	21.4	15.8	9.8	1.6	
FACTOR DE SUP. ESPECIFICA $\frac{P_{16}}{P_{75}}$						0.02	0.04	0.08	0.14	0.30	0.80	1.00	
SUPERFICIE ESPECIFICA						2.13	1.05	1.60	2.25	2.94	4.74	7.84	1.60

* CKE: AF. 5.81 AG. 2.40 K_f 1.58 K_c 1.02 K_m 1.58-0.14 = 1.44%ASF. ESTIMADO CON ENSAYE CKE. 5.7%ASF. EN PESO CRITERIOS PROY. _____ SUP. ESP. TOTAL. 24.2 $\frac{P_{16}}{16}$

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	988	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 $\frac{K}{m^3}$	1790	1800	1870	1850	1850

**

Kgs. CARGA TOTAL Lbs. ESTABILOMETRO

226	500	7.0	7.0	7.8	7.5	9.0
453	1000	9.5	9.5	11.0	10.5	14.0
907	2000	14.0	14.0	16.5	12.5	24.0
1360	3000	21.0	20.0	23.9	22.0	37.0
1814	4000	30.0	28.0	31.8	32.0	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 K_c son valores corregidos.

**

$$\frac{W_a}{W_a - W_w}$$

Laboratorio: _____ Calculista: _____

CALCULO DEL PESO ESPECIFICO MAXIMO TEORICO DE MEZCLAS ASFALTICAS

EXPEDIENTE. 78-E FECHA. _____ CALCULISTA. _____

$$\text{PESO ESP. MAX. TEORICO DE LA MEZCLA} = \text{VII} = \frac{100}{\frac{\% \text{ Asfalto}}{\text{P.E. Asf.}} + \frac{\% \text{ Aridos}}{\text{P.E. Aridos}}}$$

I	II	III	IV	V	VI	VII
%Asfalto con relación al peso de los agregados.	$\frac{100}{1+I}$	100-II	$\frac{III}{\text{P.E. Asfalto}} *$	$\frac{II}{\text{P.E. Agregados}} *$	IV+V	$\frac{100}{VI}$
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

* P.E. = Peso Especifico

SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS

SERIE DE PRUEBA: 78-E DATOS DE PROYECTO DE MEZCLA EN CALIENTE. OBRA: _____

AG. 40 % AF. 58.2 % ; PASA HALLA 200 1.6 % EMPLAZAMIENTO: _____
 FECHA: 16-5to 1972

PESO ESP. ASF: 1.002 PENETRACION ASFALTO: 90 NUM. LAB. PARA ASF. USADO: _____
 PESO ESP. MED. AGREG: 2.61 NUMS. LAB. PARA AG. USADOS: _____

% ASE. PROB. NUM.	% ASE. PROF. NUM. *	PESO GRAMOS		VOL. TOTAL cm ³	PESO ESP.		VOLUMEN, % DEL TOTAL			HUECOS, %			PESO UNITARIO Lb/Ft ³	ESTABILIDAD COEF. P.C. ALT.
		EN AIRE	EN AGUA		POR UNIDAD DE VOLUMEN	MAX. TEOR. **	ASFALTO	AGREGADOS	HUECOS	AGREGADOS	LLENOS ASFALTOS	MEZCLA TOTAL		
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-II-I	100-I	$\frac{II}{K} \times 100$	$100 - \frac{100F}{G}$	$\frac{100F}{G}$	
3	2.91	965	427	538	1.79	2.49	7.26	66.8	25.94	33.2	21.8	28.0	1790	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	37.2	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

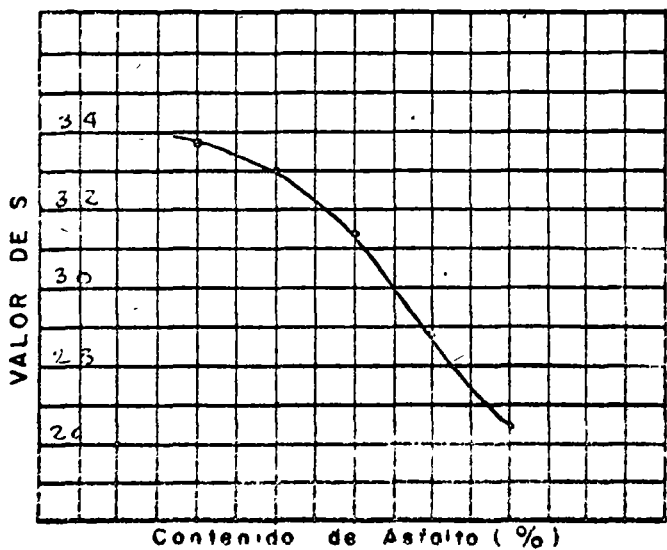
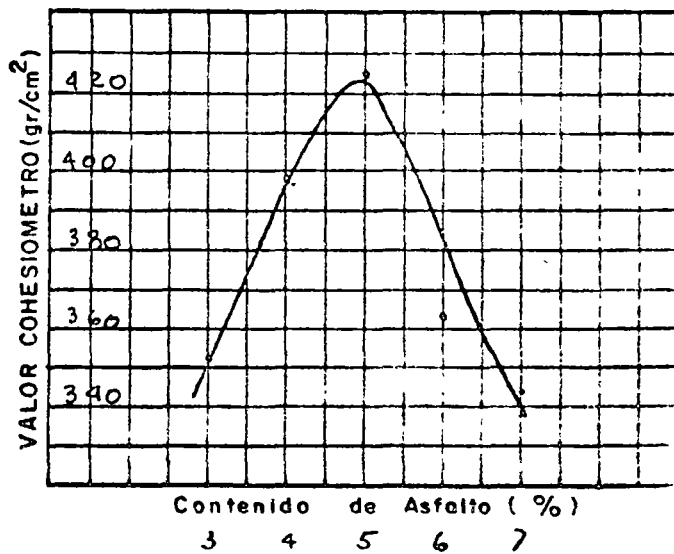
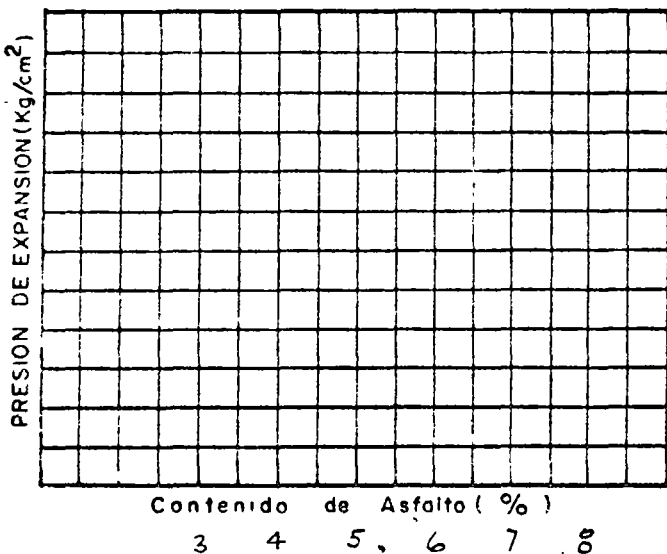
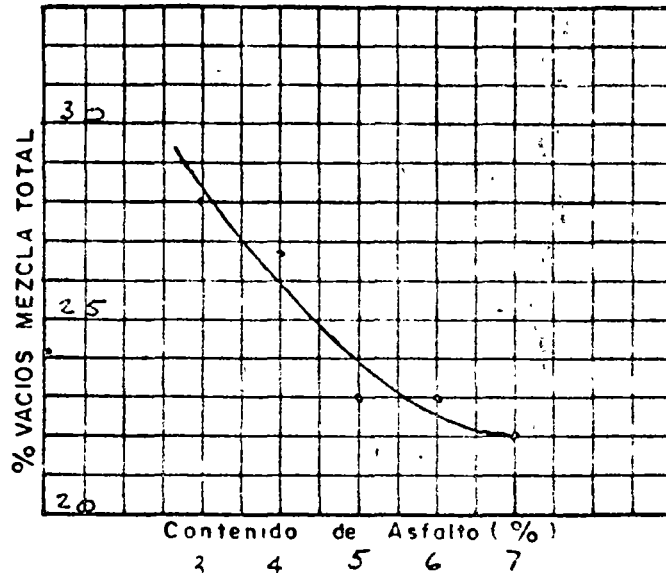
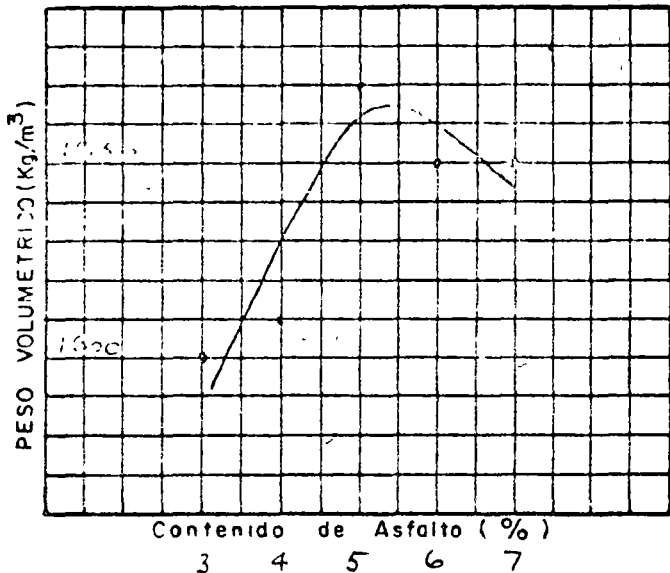
* - ASE. % PESO MEZCLA $100 - \frac{100}{\text{columna N} / 100}$
 ** PESO ESP. MAX. TEORICO $\frac{100}{\frac{\% ASE. P.C. ASF.}{\% ARIPOS P.C. AGREGADOS}}$

LABORATORISTA: _____
 CALCULISTA: _____

201

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 : _____

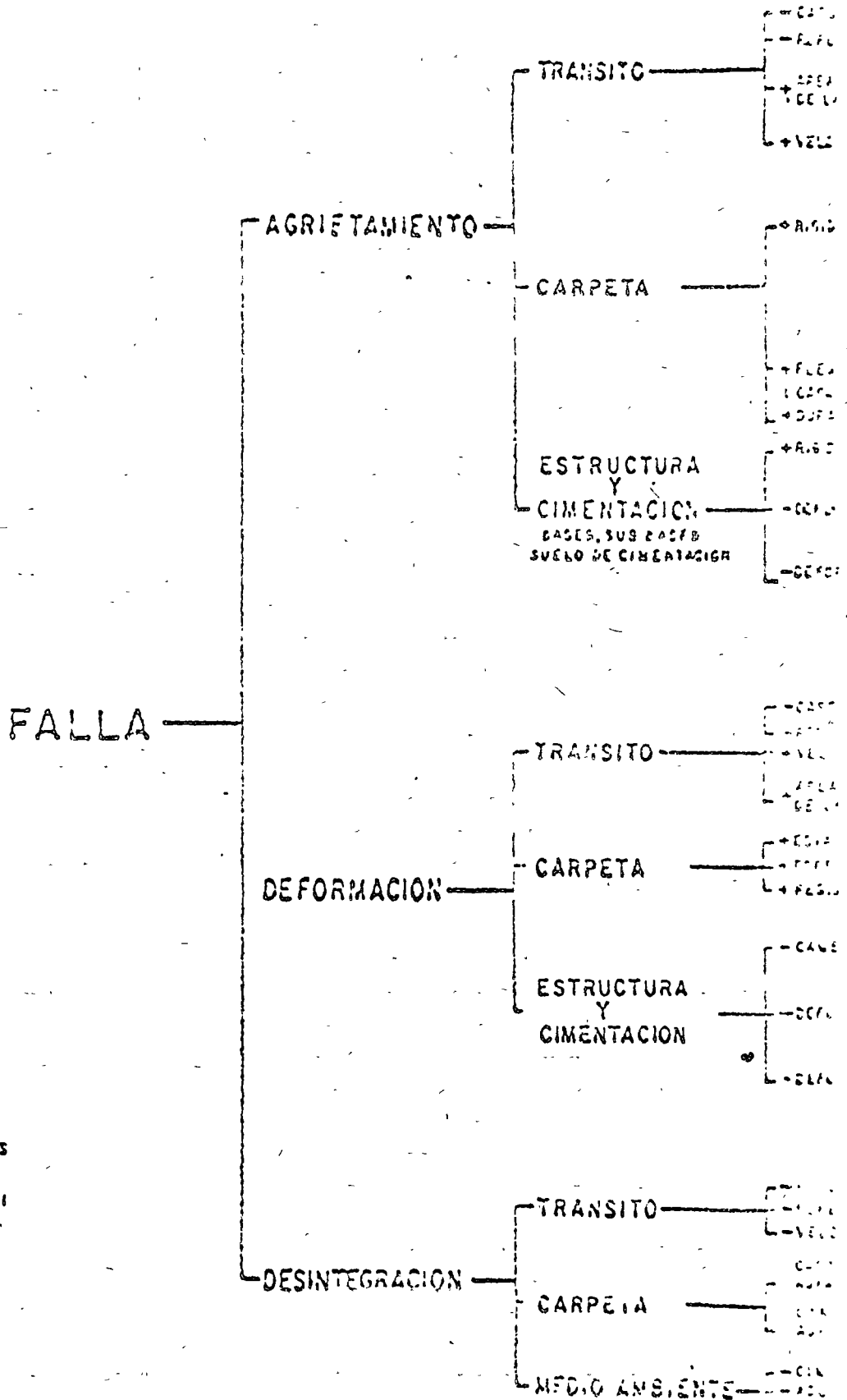
Ensaye : 78-E Fecha : AGOSTO-72

Clasif. Mat.: _____

Operador. _____ Cálculó. _____

Graficó _____ Revisó. _____

	1. EL PROBLEMA	2. MANIFESTACION O SÍNTOMAS VISIBLES DE PELIGRO O FALLA	3. FACTORES O CAUSAS ULTIMAS	4. V. P.
--	----------------	---	------------------------------	----------



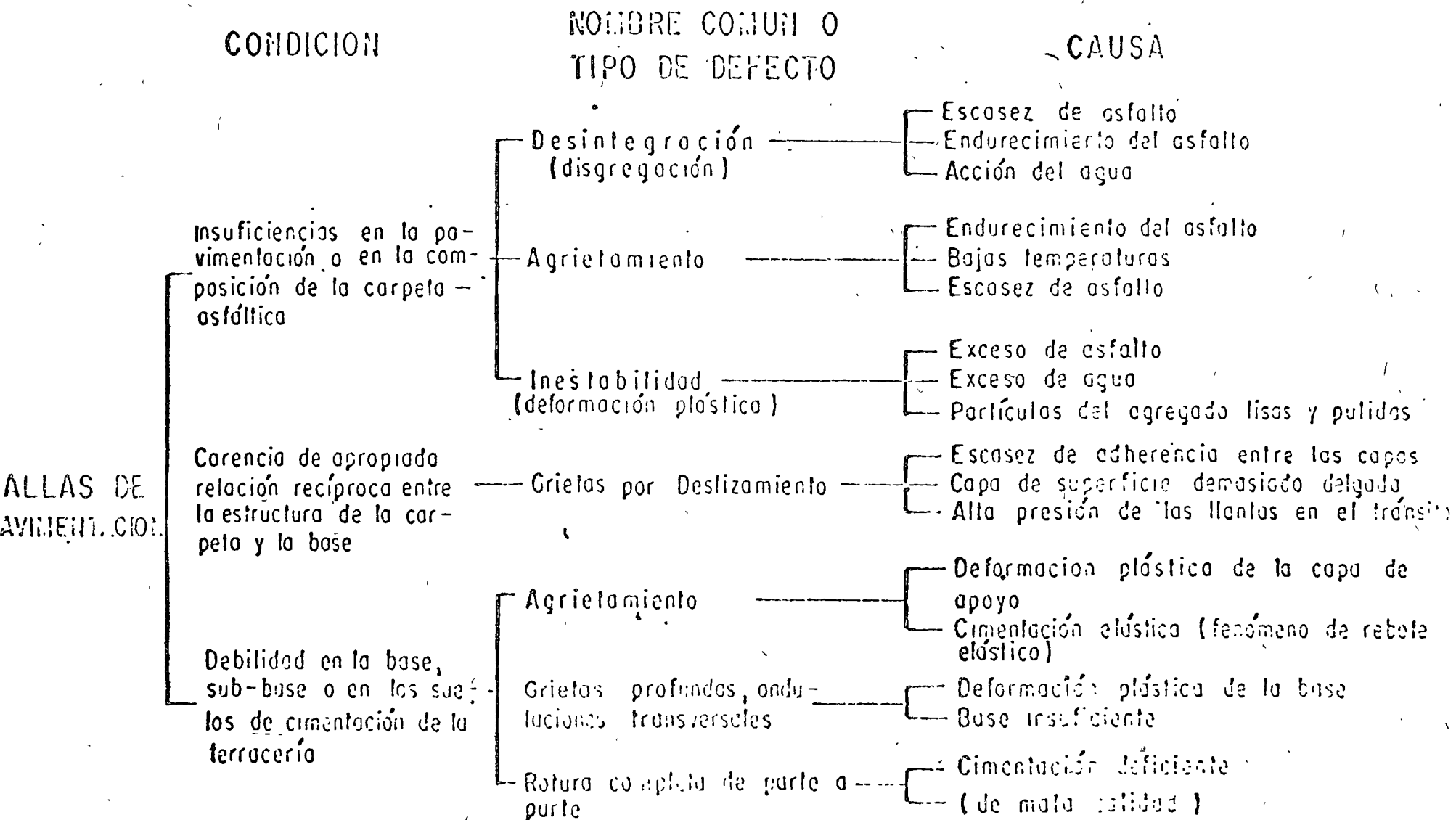
SÍMBOLOS

- VARIACIONES QUE SON PERJUDICIALES O DESTRUCTIVAS SI AUMENTAN
- + VARIACIONES QUE SON BENEFICAS SI AUMENTAN.

VARIABLES QUE DEBEN SER EVALUADAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

4	5	6	7	
VARIABLES PRINCIPALES	VARIABLES SECUNDARIAS	VARIABLES ADICIONALES	METODO DE PRUEBA O EVALUACION	
SITIO	- CARGA POR RUEDA		1 PESO	
	- REPETICIONES		2 CONTEO	
	- VELOCIDAD		6 REGISTRO DE TIEMPOS	
	+ AREA DE INFLUENCIA DE LA CARGA	+ AREA DE CONTACTO LLANTA (PIES CU)		3 MEDIDA DEL AREA
		+ NUMERO DE LLANTAS		4 CONTEO
		+ ESPACIAMIENTO EJES		5 MEDIDA DEL ESPACIAMIENTO
	META	CARACTERISTICAS DEL ASFALTO	- CONSISTENCIA, VISCOSIDAD, PENETRACION	7 VISCOSIMETRO - PENETRACION
			- TEMPERATURA	8 TERMOMETRO
			- CANTIDAD DE ADMISION EN LA MEZCLA	9 MUESTRO Y G R E
		+ RIGIDEZ	CARACTERISTICAS DEL AGREGADO	- AREA SUPERFICIAL DE LOS AGREGADOS
- DENSIDAD				11 PESO Y CALCULO
+ FLEXIBILIDAD (COPAS DE PAVIMENTO STRIPATICA)		CARACTERISTICAS DEL ASFALTO	- CONSISTENCIA, VISCOSIDAD, PENETRACION	7 VISCOSIMETRO - PENETRACION
			- FRAGILIDAD	13 PRUEBA DE ABRASION
+ DURABILIDAD		AGREGADO	+ ESPESOR DE LA PELICULA	14 COMPROBACION AREA SUPERFICIAL
			- ESPESOR DE LA LOSA	15 ANALISIS GRANULOMETRICO
ESTRUCTURA Y FUNCION DE BASES Y SUBBASE		+ RIGIDEZ DE BASE Y SUBBASE	- DURABILIDAD DEL ASFALTO	16 PRUEBA DE ABRASION
	+ DURABILIDAD DE AGREGADOS		- DURABILIDAD	
	- DEFORMACION PLASTICA	TIPO DE BASE	- RESISTENCIA A LA TENSION	17 COMPROBACION
			+ ESPESOR	18 PESO
	- DEFORMACION ELASTICA	+ FRICCION		18 ESTABILOMETRO
		- COHESION		19 COHESIONMETRO, LIMITES, E
	- DEFORMACION ELASTICA	+ INERCIA		20 PESO
		- ELASTICIDAD DE LAS PARTICULAS		21 ANALISIS GRANULOMETRICO
		- AIRE O GAS		22 ANALISIS GRANULOMETRICO
		- HUMEDAD		23 ANALISIS GRANULOMETRICO
SITIO	- CARGA POR RUEDA		1 PESO	
	- REPETICIONES		2 CONTEO	
	+ VELOCIDAD		6 REGISTRO DE TIEMPOS	
	+ AREA DE INFLUENCIA DE LA CARGA	+ AREA DE CONTACTO LLANTA PRESION		3 MEDIDA DEL AREA
		+ NUMERO DE LLANTAS		4 CONTEO
		+ ESPACIAMIENTO EJES		5 MEDIDA DEL ESPACIAMIENTO
	+ ESTABILIDAD	- CANTIDAD DE ASFALTO		22 ESTABILOMETRO
			+ FRICCION ENTRE PARTICULAS	
	+ ESPESOR			12 MEDIDA
	+ RESISTENCIA DE LA CARPETA			19 COHESIONMETRO
ESTRUCTURA Y FUNCION	- CAMBIO DE VOLUMEN	- CONSOLIDACION	24 COLONETA EN NIVEL DE ENLACE	
		- EXPANSION	25 PRUEBA DE EXPANSION EN TUBO	
	- DEFORMACION PLASTICA	+ EXCESO DE CARGA	+ SOPORTE LATERAL	26 PRUEBA DEL PAVIMENTO ADJUNTO
		+ FRICCION		18 ESTABILOMETRO
	- DEFORMACION ELASTICA	- COHESION		19 COHESIONMETRO, LIMITES, E
		+ INERCIA		20 PESO
	- DEFORMACION ELASTICA	- PARTICULAS ELASTICAS		21 ANALISIS GRANULOMETRICO
		- AIRE		22 ANALISIS GRANULOMETRICO
		- HUMEDAD		23 ANALISIS GRANULOMETRICO
	SITIO	- PRESION DE LA LLANTA		27 MEDIDA PRESION DEL AIRE
- REPETICIONES			2 CONTEO	
- VELOCIDAD			6 REGISTRO DE TIEMPOS	
CARACTERISTICAS DEL ASFALTO		- CANTIDAD INSUFICIENTE		9 G R E
		- FRAGILIDAD		13 PRUEBA DE ABRASION
CARACTERISTICAS DEL AGREGADO		- POROSIDAD		22 PRUEBA DE ABRASION
		- HIRACILLA (FALTA DE ADHESION CON EL ASFALTO)		21 PRUEBA DE ADHESION
- COMPACTACION INSUFICIENTE				21 PESILIMETRO

CLASIFICACION DE FALLAS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES



INSTRUCTIVO SIMPLIFICADO PARA DETERMINAR LOS DETRIENTOS 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 notar si aparecen el centro en los tercios medios o en las orillas. Generalmente se deben a fallas del terreno de cimentación de terraplenas 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 helados.
4. Polidétrica (7.5 cm aprox.).- También se las 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 hecho. Como otra causa pueden determinarse a espesores muy delgados de la carpeta respecto al tránsito.
5. Polidétrica (15 cm aprox.).- Se las 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 $\frac{1}{8}$ " indica abertura de la grieta cualquiera que sea su forma menor que $\frac{1}{2}$ " idem.
9. Mayor que $\frac{1}{2}$ ", idem

DESPRENDIMIENTOS

1. Local.- Se refiere a la emigración de material correspondiente a la carpeta debido al peso de los vehículos y se acusa por material pétreo suelto a los lados de las rodadas en forma local.
2. General.- Idem en forma general.

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 escases de espesor en ésta.
3. Distorsión.- Es la deformación que se produce en forma aleatoria y aislada o 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 pueda dudar e condiciones muy definidas. Del caso puede aparecer por ejemplo en donde hay claros de alcantarilla mal compactados.

SACHEOS

1. Superficial.- Se refiere a desprendimientos de carpeta únicamente, generalmente se les llaman "cañaveras" 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 acuzados por surcos, por desprendimientos generalizados o por cualquiera de los defectos anteriormente mencionados ya en estado sumamente avanzado.
3. Reconstrucción localizada.- Se refiere a los buecos 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 calificarse 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 cunetas 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 adjudíquese la al camino de una manera subjetiva, comparativamente con otros caminos que el calificador conozca (autopista recién construida tendría calificación de 10, camino revestido tendría calificación de 0).

En el renglón de trabajo requerido se referirá a si esos frentes 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'appli-
cation.
Sindicat des fabricents d'émulsions routières de bitume
52, Champs-Elysées, Paris
- 9.- Manuales del Instituto de Asfalto



DISEÑO ESTRUCTURAL DE CARRETERAS CON PAVIMENTO FLEXIBLE

SANTIAGO CORRO C*
GUILLERMO PRADO O

PROFESORES INVESTIGADORES, FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

The reproduction of this document
or parts of it is forbidden
without the authors' written
permission

Prohibida la reproducción parcial
o total de este informe sin
el permiso escrito de los
autores

RESUMEN

1.	INTRODUCCION	1
1.1	Propósito de la investigación	1
1.2	Descripción del criterio de diseño desarrollado	1
1.3	Campo de aplicación de las gráficas propuestas	3
1.4	Comparación del criterio de diseño y los resultados experimentales AASHO	4
1.5	Descripción de las pruebas AASHO	5
1.6	Generalización del criterio propuesto	6
2.	GRAFICAS DE DISEÑO Y RECOMENDACIONES DE EMPLEO	7
2.1	Descripción de las gráficas	7
2.2	Recomendaciones de empleo	8
2.3	Investigación futura	8
2.4	El VRS como parámetro indicador de resistencia	8
2.5	Técnica del Cuerpo de Ingenieros de EUA	9
2.6	Pruebas modificadas de valor relativo de soporte	9
2.7	Contenido de agua de equilibrio	10
2.8	Aplicación de la información	10
2.9	Diseño estructural y análisis de sistemas	10
3.	LIMITACIONES DEL METODO ACTUAL	11
3.1	Valor relativo de soporte	12
3.2	Tránsito mezclado diario de vehículos de más de tres toneladas de capacidad	12
3.3	Espesor total de base más sub-base	13
3.4	Carencia de un criterio de falla estructural	13
4.	ASPECTOS QUE INCLUYE EL METODO DE DISEÑO	14
4.1	Campos con interacción	14
4.2	Normas aplicables	14
4.3	Modificaciones propuestas	14
4.4	Clasificación climática	15

5.	EXPERIMENTACION QUE SIRVE DE APOYO AL METODO DE DISEÑO	15
5.1	Programa experimental	15
5.2	Comportamiento de pavimentos en los tramos de prueba	17
5.3	Conclusiones obtenidas en los tramos de prueba	21
5.4	Comportamiento de pavimentos en la pista circular	24
6.	MODELO MATEMATICO	30
6.1	Antecedentes	30
6.2	Variables de diseño y conservación	31
6.3	Fundamento experimental	32
6.4	Criterio de falla	33
6.5	Valor relativo de soporte crítico	34
6.6	Características del tránsito en la pista circular	35
6.7	Hipótesis del criterio de diseño desarrollado	36
7.	CONCLUSIONES	43
8.	RECONOCIMIENTO	45
9.	REFERENCIAS	46
	FIGURAS	57
	APENDICE A.	

ABSTRACT

A semi-empirical method for the design of flexible road pavements is presented. It is based on the research conducted through the Institute of Engineering (experimental test roads, evaluation of existing highways, and circular test-track) from 1962 to 1973.

The method assumes that the road structure is properly simulated by a multilayer solid of uniform relative strength, in which the logarithm of the strength (\widehat{CBR}_z) is proportional to the logarithm of the cumulative number of 18 kip single axle loads. The experimental correlation is highly satisfactory.

Failure conditions under equivalent cumulative traffic (ΣL) are stated in terms of (σ_z, z) ; where σ_z represents the vertical stress corresponding to the ultimate bearing capacity at that depth (z). For design purposes, life to failure (ΣL) is defined by the conditions (\widehat{CBR}_z, z) .

Design curves (Appendix A) include numerous variables, which should be analyzed within a general framework to arrive to economic solutions (Chapter 2 and fig 15).

It is considered that the method is reliable and it is not difficult to employ. Through its use in practice and with the help of the research underway, necessary adjustments can be made.

RESUMEN

Se presenta un criterio teórico-experimental para el diseño de pavimentos flexibles de carretera, que se fundamenta en las investigaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM (tramos de prueba, evaluación de carreteras existentes y pista circular), durante el periodo 1962-1973.

En el método empleado, se supone que la estructura de la carretera corresponde a un sólido de capas múltiples y resistencia relativa uniforme, en el cual el logaritmo de la resistencia (\widehat{VRS}_z) es proporcional al logaritmo del número acumulado de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton (ΣL). La correlación experimental obtenida es muy satisfactoria.

Las condiciones de falla bajo la acción del tránsito equivalente acumulado (ΣL) se establecen en términos de (σ_z, z), donde σ_z representa el esfuerzo vertical correspondiente a la carga última a esa profundidad (z). Para fines de proyecto, la duración hasta la falla (ΣL) se define por las condiciones (\widehat{VRS}_z, z).

Las gráficas de diseño (Apéndice A) incluyen numerosas variables que deben analizarse dentro de un marco de referencia general para llegar a soluciones económicas (cap 2 y fig 15).

Se considera que el método es confiable y fácil de aplicar. A través de su empleo en la práctica y con ayuda de las investigaciones en desarrollo, se podrán hacer los ajustes necesarios.

1. INTRODUCCION

1.1 Propósito de la investigación

A partir de 1962, la Secretaría de Obras Públicas patrocina un programa de investigación sobre diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras, que desarrolla el Instituto de Ingeniería, UNAM. Su propósito fundamental es obtener mejores métodos de diseño en la construcción y reconstrucción de carreteras de bajo volumen de tránsito, considerando las condiciones particulares del país en cuanto a materiales, características del tránsito, clima, condiciones regionales, conservación, especificaciones, procedimientos de construcción, factores de seguridad y programa de inversiones.

Se presenta el criterio de diseño desarrollado a través del estudio, con base en el análisis conjunto de la experimentación 1962-73 (refs 1 a 28).

Durante la investigación se analizaron trabajos realizados en otros países (refs 1 a 110). El criterio propuesto es compatible con la información más reciente.

Se considera que el método es confiable y puede significar ahorros importantes al aplicarse de acuerdo con las recomendaciones presentadas a lo largo de los estudios (refs 1 a 28). A través de su empleo en la práctica podrán hacerse los ajustes que se consideren convenientes.

1.2 Descripción del criterio de diseño desarrollado

En su planteamiento, el método establece la necesidad de realizar un cambio básico de criterio. En efecto, normalmente se habla del *diseño del pavimento* que

por definición está constituido por las capas de carpeta, base y sub-base, que son soportadas por la capa subrasante. Lo anterior supone implícitamente que la subrasante es la capa más débil y no hay posibilidad de falla en las demás capas que constituyen la carretera. La hipótesis precedente, en muchos casos da lugar a estructuras inadecuadas, ya que la subrasante no es necesariamente la zona crítica. Este problema se acentúa en el caso de reconstrucciones, donde no siempre el refuerzo en la superficie del pavimento es la solución más económica, si la falla se debe a la parte inferior de las terracerías, posiblemente la solución adecuada consistirá en mejorar la resistencia de dichas capas y posteriormente construir un pavimento ligero.

En el criterio propuesto debe analizarse la totalidad de la estructura (figs 1 a 8). Rigurosamente, debería hablarse de diseño estructural de carreteras con pavimento flexible, en lugar de diseño de pavimentos flexibles para carretera, que es la expresión usual.

El método se basa en una generalización teórica de los datos experimentales obtenidos en la pista circular del Instituto y en los tramos experimentales de Izúcar y Salinas (figs 9 y 10). Dicha información concuerda con la observada a través del comportamiento de caminos típicos en la red (refs 7 a 9 y 19 a 27).

Se parte de la hipótesis de que la carretera más económica es aquella que tiene una resistencia relativa uniforme en todas sus capas y llega a la falla funcional cuando ha soportado el número acumulado de aplicaciones de carga equivalente (ΣL) especificadas para la vida de proyecto del camino. Si la resistencia relativa no es uniforme en las diferentes capas de la estructura, se supone que la capa de resistencia mínima determina la vida de servicio de la carretera (fig 8).

Se emplean los conceptos de capacidad de carga en suelos cohesivos y la teoría de distribución de esfuerzos verticales (σ_z) de Boussinesq, deducida para una placa estática, circular, flexible, apoyada uniformemente en la superficie de un medio elástico, homogéneo e isótropo (figs 1 a 4), para su aplicación en el caso particular de una estructura de capas múltiples y resistencia relativa uniforme, sujeta a cargas repetidas de un eje sencillo equivalente cuyo peso estático es, por definición, 8.2 ton (18 kip) y el que tiene un coeficiente de impacto (I) constante. Además, se supone que el valor relativo de soporte en el lugar (\widehat{VRS}) es un buen indicador de la capacidad de carga de las diferentes capas (figs 4 a 6) (refs 64 y 84 a 88).

La falla por fatiga de una capa en la superficie de la carretera, se analiza bajo la hipótesis de que existe una relación lineal entre el logaritmo de la resistencia

($\log \widehat{VRS}$) y el logaritmo del número acumulado de ejes equivalentes de 8.2 ton ($\log \Sigma L$) (figs 6 y 7). Para una capa cualquiera a una profundidad z , el concepto se generaliza multiplicando la resistencia por el coeficiente de influencia (F_z) de Boussinesq, suponiendo por definición una estructura de resistencia relativa constante (fig 8).

El análisis de la información (figs 9 y 10) a través de las hipótesis anteriores, basadas en evidencia experimental, permitió establecer las ecuaciones de las gráficas de diseño (figs 11 y 12) para diferentes grados de confianza en cuanto a resistencia mínima necesaria en cualquier capa, para que la estructura soporte un número determinado de aplicaciones equivalentes (ΣL) antes de alcanzar el deterioro superficial que define la falla funcional de la carretera.

Con base en las gráficas de diseño, se dedujo teóricamente una gráfica para estimar el daño relativo a cualquier profundidad, producido por los diferentes tipos de ejes sencillos o tándem, cuando circulan con diferentes presiones de inflado (Δqs).

Puede observarse que el coeficiente de correlación obtenido al interpretar la información experimental, a través del conjunto de hipótesis establecidas, es muy alto; $r = 0.999$ para el caso de pruebas en la pista circular. Además, el error estándar (S_{yx}) es bajo. Se estima que la predicción de la gráfica es confiable para condiciones semejantes a las estudiadas (figs 11 y 12).

1.3 Campo de aplicación de las gráficas propuestas

Las gráficas de diseño que se presentan están limitadas al caso típico de las estructuras empleadas en México, donde el espesor de las carpetas de concreto asfáltico rara vez excede 7.5 cm y las demás capas de la carretera están constituidas por materiales granulares o suelos finos estabilizados mecánicamente a través de compactación. En el caso de carpetas asfálticas muy gruesas, varían las hipótesis de diseño y deberán tomarse en cuenta los esfuerzos radiales que pueden producir fallas por fatiga a la tensión en el concreto asfáltico. De manera semejante, en el caso de bases y sub-bases estabilizadas con asfalto, cal o cemento, se requiere realizar investigación complementaria.

Además, en los casos en que se presente deformabilidad perjudicial del terraplén causada por cambios volumétricos, asentamientos o consolidación, el diseño consistirá fundamentalmente en el control de las deformaciones del terraplén a través de las técnicas tradicionales de la mecánica de suelos, seguido de recomendaciones sobre el espesor

de pavimento deseable, a fin de transmitir los esfuerzos a las terracerías y suelo de cimentación en condiciones adecuadas. En lugares donde la excesiva deformabilidad no pueda controlarse, es recomendable hacer el diseño por etapas planeadas de pavimentos más ligeros que los que resultarían para vidas de proyecto prolongadas, ya que en esos casos la falla del pavimento será producida por la deformación de las capas de cimentación y no por el tránsito.

En el Apéndice A aparecen las gráficas de diseño desarrolladas (figs A.1 a A.8).

1.4 Comparación del criterio de diseño y los resultados experimentales AASHO

Posteriormente al cálculo de las ecuaciones de diseño (figs 11 y 12), se realizó un estudio acerca de la compatibilidad de las gráficas con algunos de los resultados de la prueba AASHO, ya que dicha información no intervino en el desarrollo del método en lo que se refiere a documentación experimental específica. Se hicieron dos comparaciones:

a) Considerando como capa crítica la subrasante de las diferentes secciones de la prueba AASHO, se dibujó la gráfica del $\log \widehat{CBR}_{z=0}$ (que corresponde a terracerías CL de bajo valor soporte, del orden de 2.7 en promedio para el valor más desfavorable) respecto del $\log \Sigma L$ a la falla. En las figs 11 y 12 puede observarse que dicha gráfica es una línea recta, confirmando totalmente las hipótesis de análisis establecidas en el método de diseño, para el caso de los espesores medios requeridos para un número determinado de aplicaciones equivalentes en la prueba realizada en Ottawa, Illinois, EUA (fig 13, refs 65 a 71).

En el intervalo de 100 000 a 10 000 000 de aplicaciones de carga equivalente, que corresponde al de interés en el país, hay semejanza en las resistencias y espesores requeridos para un determinado tránsito equivalente acumulado (figs 11, 12, A.5 y A.6). Sin embargo, debe hacerse notar que la pendiente de la línea recta obtenida al analizar los datos AASHO, difiere sensiblemente de la obtenida en la investigación; esto es de esperarse debido a la diferencia tan marcada en las variables de tránsito, estructura, clima y condiciones regionales para los estudios de Ottawa, Illinois, EUA, y los realizados a través del Instituto de Ingeniería.

b) Con base en la gráfica teórico-experimental desarrollada (figs A.5 y A.6), se dedujeron las curvas de influencia para predecir teóricamente el daño relativo producido por el paso de un eje sencillo con una carga determinada (fig A.1), en función de presión de

inflado de la llanta, peso y profundidad de la capa donde se hace el análisis. El eje tándem se analiza como sencillo mediante la aplicación de un factor empírico (1.11 según los resultados AASHO, fig 14). Los coeficientes de daño para vehículos típicos en la red, calculados teóricamente (figs A.1 y A.2), coinciden notablemente con los valores empíricos obtenidos en la prueba AASHO (fig 14):

Vehículo tipo	Coeficiente de daño, cargado	
	Instituto, z = 15 cm	AASHO
Ap	0.00	0.00
Ac	0.04	0.03
B	1.15	1.12
C2	0.47	0.48
C3	0.68	0.77
T2-S1	1.74	1.74
T2-S2	1.57	1.65
T3-S2	1.30	1.18

1.5 Descripción de las pruebas AASHO

Es importante destacar que las pruebas de carreteras AASHO, en Ottawa, Illinois, constituyen el experimento a escala natural más extenso realizado hasta la fecha. En la planeación del estudio no se fijó como meta establecer fórmulas de diseño, sino obtener evidencia experimental para deducir posteriormente nuevos criterios de diseño que se adapten a las condiciones locales de cada región o país. Uno de los objetivos principales, cuyos resultados se resumen en las figs 13 y 14, fue el siguiente:

“Determinar las relaciones significativas entre el número de repeticiones de cargas por eje con diferente intensidad y disposición, y el comportamiento de diferentes espesores de pavimento asfáltico, pavimento de concreto simple y reforzado de cemento portland, uniformemente diseñados y construidos, sobre diferentes espesores de bases y sub-bases, sobre un suelo de cimentación de características conocidas” (ref 68).

En el estudio AASHO se ensayaron 468 diferentes secciones de pavimento flexible, llevándolas a la falla o hasta un millón de aplicaciones de los diferentes tipos de ejes de prueba. Se utilizaron diez tipos de vehículos con las siguientes cargas por eje:

- a) Ejes sencillos: 2 000, 6 000, 12 000, 18 000, 22 400 y 30 000 libras

b) Ejes tándem: 24 000, 32 000, 40 000 y 48 000 libras.

En un determinado carril de prueba siempre circulaba el mismo tipo de vehículo. Además, el mismo diseño estructural se estudiaba simultáneamente bajo la acción de diferentes ejes, sencillos o tándem, para lo cual se repetían estructuraciones idénticas en carriles diferentes.

En la época de invierno se tuvieron condiciones de congelación, seguidas de deshielo en la primavera siguiente.

La estructuración de los pavimentos se hizo de acuerdo con una distribución factorial de los espesores de carpeta, base y sub-base. Las terracerías fueron constantes en todo el estudio y, según se indicó, están constituidas por arcilla (CL) cuyo valor de soporte crítico se supone de 2.7, de acuerdo con la escasa información existente sobre las pruebas CBR realizadas (ref 68). Las carpetas de concreto asfáltico tuvieron espesores que variaron entre 2.5 y 15.0 cm, duplicando el espesor máximo normalmente empleado en México. Las bases se construyeron de caliza dolomítica triturada y sus espesores variaron entre 0 y 22.5 cm. Las sub-bases fueron construidas con grava-arena procedente de banco, con espesores variables entre 0 y 40 cm. El diseño más débil fue de 2.5 cm de concreto asfáltico colocado directamente sobre la terracería, bajo tránsito ligero. La estructura más robusta correspondió a 15 cm de concreto asfáltico sobre 22.5 cm de piedra triturada, colocada como capa de base y apoyada en una sub-base grava-arena de 40 cm de espesor; el diseño se sujetó a tránsito pesado.

1.6 Generalización del criterio propuesto

De acuerdo con la descripción anterior se deduce que el experimento Nacional AASHO cubrió un intervalo muy amplio en lo referente a espesores y diseños ensayados. Aun cuando muchos de los diseños son semejantes a los empleados en el país, debe recordarse que las especificaciones empleadas y fundamentalmente las condiciones de clima difieren de las existentes en México, donde los problemas ocasionados por la congelación son mínimos.

Por tanto, la verificación de las hipótesis establecidas en el método desarrollado en el Instituto, para el caso particular de los resultados medios de espesores y coeficientes de daño obtenidos empíricamente en la prueba AASHO, permite tener mayor grado de confianza en la generalización del criterio de diseño propuesto para otras condiciones todavía no estudiadas directamente.

2. GRAFICAS DE DISEÑO Y RECOMENDACIONES DE EMPLEO

2.1 Descripción de las gráficas

En el Apéndice A (figs A.1 a A.8) se presentan las tablas y gráficas de diseño propuestas:

- A.1 Gráfica para estimar coeficientes de daño por tránsito, con relación al eje sencillo equivalente de 8.2 ton (18 kip, $p = 5.8 \text{ kg/cm}^2$, $a = 15 \text{ cm}$)
- A.2 Coeficientes de daño por tránsito para vehículos típicos
- A.3 Gráfica para estimar el tránsito equivalente acumulado
- A.4 Tabla para el cálculo del tránsito acumulado en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton
- A.5 Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Nivel de rechazo 2.5, en la escala 0–5 de índice de servicio actual. Condiciones normales. (Gráfica general que destaca el concepto de resistencia relativa uniforme; presenta el perfil de valores relativos de soporte ($\widehat{\text{VRS}}$) requeridos a cualquier profundidad (z), en función del tránsito equivalente acumulado en la vida de proyecto, ΣL)
- A.6 Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Nivel de rechazo 2.5, en la escala 0–5 de índice de servicio actual. Condiciones normales. (Gráfica simplificada, útil para diseño rutinario, equivalente a la porción amplificada de la A.5)
- A.7 Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Nivel de rechazo 2.0–2.5 en la escala 0–5 de índice de servicio actual. Aplicable a caminos secundarios en condiciones favorables. (Gráfica general, equivalente a la A.5 pero con menor coeficiente de seguridad a la falla funcional)
- A.8 Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Nivel de rechazo 2.0–2.5 en la escala 0–5 de índice de servicio actual. Aplicable a caminos secundarios en condiciones favorables. (Gráfica simplificada, útil para diseño rutinario, equivalente a la porción amplificada de la A.7)

2.2 Recomendaciones de empleo

Debe insistirse que las gráficas se han desarrollado con base en el valor relativo de soporte más desfavorable esperado en el lugar (\widehat{VRS}_z), para lo cual debe elegirse un grado de confianza compatible con la importancia de la carretera. Por tanto, la fidelidad del método dependerá de la precisión con que puedan estimarse los valores relativos de soporte críticos.

Puede observarse que el argumento más significativo al usar la gráfica de diseño, dentro del intervalo de interés práctico, es la resistencia, medida a través del \widehat{VRS}_z . Por ejemplo (fig A.5), para un camino en condiciones normales y una capa a una profundidad $z = 70$ cm, una variación de 2 a 3 por ciento en el \widehat{VRS}_z modifica la vida de proyecto (ΣL) de 100 000 a 1 000 000 de aplicaciones equivalentes de 8.2 ton. A medida que el valor relativo de soporte crece, este efecto se reduce.

2.3 Investigación futura

Es evidente que el siguiente paso para mejorar el criterio de diseño propuesto, consistirá en el desarrollo de técnicas más precisas que las actuales para estimar la resistencia crítica esperada en el campo en diferentes etapas durante la vida de proyecto de la carretera. Actualmente, todos los procedimientos en uso tienen deficiencias serias y la estimación del valor de diseño se basa fundamentalmente en la experiencia del ingeniero.

De acuerdo con lo anterior, el desarrollo de métodos para valuar en forma más adecuada los parámetros de resistencia de los materiales, es uno de los objetivos fundamentales del programa de investigación que realiza el Instituto. A este respecto debe mencionarse que el modelo matemático obtenido en la investigación tiene un planteamiento general y admite diferentes indicadores de resistencia última, como pruebas de placa o triaxiales. Las gráficas de diseño resultantes tendrían apariencia similar a las que se presentan, con los ajustes de escala necesarios para adaptarlas al indicador de resistencia elegido.

2.4 El \widehat{VRS} como parámetro indicador de resistencia

Al iniciarse los estudios sobre pavimentos, uno de los puntos más importantes que se analizó fue el método de prueba a seguir. Se decidió conservar la técnica de valor relativo de soporte de California (CBR o VRS) refiriéndola directamente al valor más desfavorable estimado a través de pruebas de campo.

Algunas de las razones que fundamentaron la decisión son:

- a) La prueba VRS de campo es un indicador de resistencia última que es susceptible de análisis teórico, con limitaciones semejantes a las pruebas triaxiales o de placa en cuanto a su aplicación práctica (figs 1 a 12).
- b) El método CBR es el de mayor difusión en el mundo y en muchos casos se ha utilizado con mayor éxito que los otros sistemas, sobre todo para la valuación de la resistencia de capas delgadas (figs 3 a 5).
- c) La Secretaría de Obras Públicas tiene amplia experiencia en su aplicación.
- d) El equipo es barato y puede emplearse fácilmente en el campo.

2.5 Técnica del Cuerpo de Ingenieros de EUA

En la actualidad, se considera que el procedimiento más conveniente para valuar en laboratorio el VRS de campo, es el desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de EUA (refs 19, 33, 34 a 36, 89 y 93 a 100).

En ese método se reproducen los pesos volumétricos esperados en el campo para diferentes contenidos de agua de moldeo, mediante compactación por impacto empleando tres niveles de energía, de las cuales la máxima corresponde a la prueba AASHO modificada y la intermedia equivale a la compactación AASHO estándar. Después se hace la prueba CBR de penetración de las muestras, que previamente se someten a saturación; sin embargo, el criterio también podría emplearse para muestras no saturadas. Posteriormente, se dibujan gráficas que permiten estimar el VRS resultante para cualquier combinación posible de grado de compactación y contenido de agua de moldeo, con saturación previa o sin ella. Para fines de estimación se supone que el contenido de agua de moldeo representa la humedad de equilibrio esperada en el campo.

2.6 Pruebas modificadas de valor relativo de soporte

Las pruebas modificadas de valor relativo de soporte (variante 2, prueba 108-13 SOP) no han mostrado una correlación adecuada para predecir el \widehat{VRS} de campo (refs 19 y 21), por lo que no se aconseja su empleo. La excepción la constituyen aquellos

casos donde el ingeniero, a través de la experiencia, pueda estimar el valor más desfavorable esperado en el campo con base en la prueba estándar de laboratorio.

2.7 Contenido de agua de equilibrio

Por lo que se refiere a la predicción del contenido de agua de equilibrio, se considera que los estudios más completos han sido desarrollados a través del Laboratorio de Investigación de Carreteras y Transporte (RRTL), de Inglaterra (refs 19, 72 a 76 y 89 a 92).

2.8 Aplicación de la información

El criterio de diseño propuesto permite evaluar el \widehat{VRS} requerido a cualquier profundidad (figs A.5 a A.7). Por tanto, si se emplea el procedimiento del Cuerpo de Ingenieros de EUA y se conoce la humedad de equilibrio, podrán determinarse el peso volumétrico seco, o el grado de compactación, necesarios para que la capa estudiada resista el número de aplicaciones equivalentes (ΣL) especificadas para la vida de proyecto de la estructura, aplicando así el concepto de resistencia relativa uniforme.

2.9 Diseño estructural y análisis de sistemas

El criterio de diseño que se presenta se limita al aspecto estructural.

La adaptación del método para emplear procedimientos de análisis de sistemas es parte de la investigación en desarrollo, puesto que se requiere de extensa información experimental y estadística para implantar modelos de deterioro de las carreteras en condiciones normales de servicio, cuando se sujetan a diferentes niveles de conservación, tránsito y clima (fig 15 y refs 43 a 63).

Sin embargo, para la aplicación adecuada del método de diseño deben analizarse diferentes alternativas, eligiendo la más conveniente de acuerdo con los criterios de decisión establecidos. El número de variables de diseño es muy alto, según se describe a continuación:

- a) Coeficientes de daño estructural por eje o por vehículo, ya sean cargados o descargados. Para la asignación de coeficientes de daño a vehículos típicos, se tomaron en cuenta estudios de origen y destino realizados por la SOP (refs 80 a 83)
- b) Composición del tránsito, tomando en cuenta tipo y peso de vehículos
- c) Vida de proyecto de la carretera
- d) Tasa de crecimiento anual del tránsito
- e) Factores de equivalencia estructural (a_1 , a_2) para el caso de carpetas asfálticas y bases estabilizadas con asfalto u otros materiales como cal y cemento. La determinación experimental de estos factores está en proceso, pero provisionalmente podrían emplearse valores provenientes de la prueba AASHO
- f) Valores relativos de soporte mínimos requeridos para cada una de las diferentes capas
- g) Coeficiente de variación del VRS en el campo para cada una de las diferentes capas
- h) Nivel de confianza establecido para el análisis del VRS, para cada una de las diferentes capas
- i) Dos gráficas de diseño de espesores (figs A.5 y A.7) con diferente coeficiente de seguridad a la falla funcional de la carretera.

3. LIMITACIONES DEL METODO ACTUAL

La gráfica utilizada por SOP hasta la fecha (fig 16) es del tipo empírico y está basada en la técnica de ensaye de valor relativo de soporte de California (VRS). En su apariencia es similar a la empleada hasta hace pocos años por el *Road Research Laboratory* (refs 35 y 36), aun cuando el procedimiento de preparación de las muestras es diferente. Su principal limitación consiste en el reducido número de variables de diseño que aparecen en forma explícita, que tienen restricciones de importancia en su definición, por lo que en muchos casos se obtiene el mismo diseño para condiciones que pueden variar radicalmente (refs 19 y 26). Para caminos de bajo tránsito, la gráfica (fig 16) tiende a dar pavimentos sobre diseñados; en caminos de alto volumen de tránsito ocurre lo contrario y el procedimiento

sugiere pavimentos subdiseñados. En la práctica, las deficiencias de la gráfica se corrigen a través del buen juicio y experiencia del ingeniero; en efecto, en la mayor parte de las carreteras construidas a la fecha, diseñadas con el método descrito, se han obtenido estructuras razonablemente satisfactorias y más económicas que las diseñadas en algunos otros lugares para condiciones similares.

Son tres las variables que considera el sistema en uso. En seguida se describen algunas de las principales limitaciones de estas variables.

3.1 Valor relativo de soporte de la subrasante

El procedimiento actual se basa en una prueba de laboratorio, la cual, de acuerdo con los estudios realizados, no tiene correlación directa con el valor relativo de soporte crítico en el campo.

3.2 Tránsito mezclado diario de vehículos de más de tres toneladas de capacidad

Este criterio tiene varios inconvenientes:

a) No permite tomar en cuenta la vida de proyecto del pavimento ni la tasa de crecimiento anual del tránsito; para un determinado tránsito diario de vehículos de 3 ton o más, solo existe una solución independientemente de la composición del tránsito y de la carga real transportada por los camiones.

b) Además, únicamente hay cuatro niveles de intensidad de tránsito en cuanto a número total de vehículos de carga. La curva superior se refiere a carreteras con más de 2 000 vehículos o autopistas, es decir, el límite superior es abierto. Lo mismo ocurre con relación a la curva inferior que se refiere a tránsito menor de 500 vehículos.

Se puede observar que tanto en capacidad de carga como en número de vehículos no existe límite superior. Esto puede dar lugar a pavimentos fuertemente subdiseñados en carreteras con alto tránsito o autopistas, así como en caminos de alta capacidad en cuanto a carga transportada por vehículo. Por ejemplo, para condiciones fijas de calidad de la subrasante el diseño resulta idéntico si el tránsito es de 2 500 o de 25 000 camiones diarios; de manera semejante, el diseño resulta igual independientemente de que los camiones anteriores sean vehículos ligeros de 3.7 ton o semirremolques de 20 ton (fig A.2)

Debe hacerse notar que el daño estructural del pavimento aumenta rápidamente al incrementarse la carga por eje. De acuerdo con resultados de la prueba AASHO (fig 14 y refs 3, 4, 7, 19 y 65 a 71), un eje sencillo de 8.2 ton produce el mismo daño que 100 ejes de 2.7 ton. Análogamente, existe mucha diferencia entre los daños producidos por ejes sencillos o tándem de un peso determinado; el eje sencillo produce el mismo daño que 1.8⁴ ejes tándem de igual peso total.

Las investigaciones realizadas por el Instituto de Ingeniería permiten deducir coeficientes teórico-experimentales de daño que coinciden sensiblemente con los valores AASHO, según se indicó en la introducción; así por ejemplo, un pick up de 3 ton produce, cuando circula vacío, menos de la milésima parte del daño de un semirremolque T3-S2 cargado.

3.3 Espesor total de base más sub-base

El pavimento está constituido por un sistema de capas múltiples (refs 4, 7, 8, 19, 22): carpeta, base y sub-base, apoyado sobre las capas inferiores de la carretera, o sean, subrasante, parte inferior del terraplén y suelo de cimentación. El criterio de diseño debe permitir comparar diferentes estructuraciones de manera que resulte más económico el proyecto. Además, las fallas pueden ocurrir en cualquiera de las capas que constituyen la carretera. En las gráficas en revisión (fig 16) solo puede calcularse el espesor total de base más sub-base; es decir, el criterio de diseño solo trata de prevenir fallas en la subrasante. El método propuesto sustituye este concepto empleando la idea de espesor equivalente y recomendando el valor relativo de soporte que se requiere a cualquier profundidad para un determinado volumen acumulado de tránsito equivalente.

3.4 Carencia de un criterio de falla estructural

Además de lo expuesto, la actual gráfica de diseño tiene una limitación fuerte, en el sentido de que no hay una definición objetiva del concepto de falla estructural. En el método que se propone se introducen los conceptos de comportamiento y falla funcional de la carretera.

4. ASPECTOS QUE INCLUYE EL METODO DE DISEÑO

4.1 Campos con interacción

El criterio de diseño estructural de pavimentos no se limita exclusivamente a las gráficas para el proyecto de espesores como frecuentemente se supone; comprende tres aspectos fundamentales que deben estar estrechamente relacionados entre sí para que el procedimiento sea aplicable:

- a) Especificaciones de materiales, procedimientos y tolerancias de construcción, normas de conservación, niveles de aceptación o rechazo, factores de seguridad, etc.
- b) Métodos de prueba para obtener indicadores estándar sobre clasificación o resistencia de materiales, uniformidad de construcción, resistencia de conjunto, etc.
- c) Gráficas y tablas que relacionen de una manera explícita el mayor número de variables de diseño que puedan valuarse en la práctica a través de procedimientos debidamente normalizados.

Por tanto, es necesario que los criterios de proyecto se desarrollen a través de experimentación propia, que se adapte a las condiciones regionales del país.

4.2 Normas aplicables

El criterio que se propone está de acuerdo con la práctica actual de la SOP, tal como aparece en las "Especificaciones generales de construcción" de la misma; con las sugerencias de cambio que se han presentado a lo largo de los estudios (refs 1 a 28).

4.3 Modificaciones propuestas

- a) Se recomienda adoptar las normas de compactación AASHO estándar (T-99) y AASHO modificada (T-180), mundialmente aceptadas (refs 19 y 97 a 99)
- b) Se sugiere desechar la prueba Pórtter (108-11, SCOP-1957) para control de compactación (ref 19)

c) Las pruebas modificadas de valor relativo de soporte (108–13, SCOP–1957) deben sustituirse por especificaciones que tengan mejor correlación con el comportamiento del pavimento, de tal manera que puedan reproducirse en forma más precisa el peso volumétrico, estructura del material y contenido de agua de equilibrio o el más desfavorable, de acuerdo con las condiciones climáticas y regionales del país (refs 19, 33 a 36 y 93 a 100).

4.4 Clasificación climática

Se considera conveniente utilizar el sistema Koppen-Geiger (fig 17, refs 7 a 19) para regionalizar la República y poder realizar estimaciones adecuadas de los factores de adversidad debidos a condiciones climáticas (refs 47 y 101 a 103).

5. EXPERIMENTACION QUE SIRVE DE APOYO AL METODO DE DISEÑO

5.1 Programa experimental

Los estudios desarrollados incluyen tres aspectos complementarios (refs 1 a 28):

a) Investigación del comportamiento de tres caminos de prueba localizados en dos carreteras federales (fig 18 y refs 19 y 23). El criterio empleado fue construir un número limitado de tramos experimentales, localizados en diferentes zonas climáticas sobre carreteras en construcción, diseñados factorialmente para separar los efectos de las variables principales, empleando para su construcción las especificaciones y métodos normales de la SOP, y siguiendo un riguroso control de uniformidad en las características de los materiales utilizados para carpeta, base, sub-base y terracerías.

El objetivo principal del estudio es verificar a escala natural las tendencias típicas en el comportamiento de los pavimentos sujetos a prueba. Actualmente, los tramos experimentales tienen en observación alrededor de diez años bajo condiciones normales de servicio. Hasta diciembre de 1972 la mayor parte de las 80 secciones, de 30 m de longitud y ancho de un carril, se conservaban en buen estado con calificaciones actuales mayores de 2.5 (fig 10). Todas las secciones con falla estructural se encuentran en el tramo 2.

Generalmente, el deterioro de la carretera crece linealmente con el logaritmo del número acumulado de cargas equivalentes soportadas. Por tanto, se considera

que la información del comportamiento 1963-73 es significativa, puesto que ya se ha producido la mayor parte del daño estructural esperado en la vida de proyecto.

Los tramos representan condiciones críticas de conservación diferida. El tramo 1 no ha recibido mantenimiento del pavimento desde su apertura al tránsito en 1964. En los tramos 2 y 3 se aplicó un riego de sello en 1967; no hubo conservación adicional, excepto la reparación de secciones fuera de la investigación por haber llegado a la falla estructural.

b) Estudio del comportamiento de carreteras representativas de la red nacional (fig 19). Se analizan en detalle 96 secciones de 500 m de longitud dentro de un experimento factorial completo con una réplica (refs 7 y 8). La información obtenida en esta fase permitió verificar cualitativamente las tendencias observadas en los tramos de prueba y en la pista circular (refs 19, 26 y 27).

Entre los datos experimentales de mayor interés analizados hasta la fecha, se encuentran las determinaciones dinámicas de resistencia de conjunto de la carretera, donde se ha encontrado que las variaciones estacionales en las deflexiones máximas registradas con equipo Dynaflect son de poca importancia relativamente (ref 27). Al no tomar en cuenta la forma de la zona de deflexión, no se encontró correlación significativa entre las deformaciones elásticas máximas en la superficie del pavimento y la resistencia de conjunto de la carretera (refs 7, 8, 19, 23, 26, 104 y 105).

c) Investigación del comportamiento hasta la falla de secciones de carretera construidas a escala natural en una pista circular de 14 m de diámetro, ensayadas bajo la acción de cargas rodantes de 10 ton por eje sencillo aplicadas a través de ruedas dobles con llantas 10.00-20 del tipo convencional para camión (figs 20 a 23 y refs 22 y 24 a 26).

La instalación está proyectada para poder ensayar simultáneamente tres secciones diferentes de carretera, a velocidades de operación que varían entre 4 y 40 km/h, aun cuando la normal es 10 km/h.

El proyecto y la construcción de la pista circular constituyeron, por sí mismos, aspectos fundamentales en el programa de investigación encomendado al Instituto (refs 13, 24 y 25).

Se han ensayado 18 secciones estructurales (6 anillos de prueba) con pavimentos constituidos por una capa de base protegida superficialmente con una carpeta

de un riego, sobre subrasantes y terraplenes de un mismo material arcillo-limoso con diferentes características de resistencia, obtenidas al variar el grado de compactación y las condiciones de prueba: Iguales a las de construcción, impermeabilizando los modelos, o saturadas, inundando la zona del talud a fin de establecer un nivel freático a 60 cm de profundidad bajo la superficie de rodamiento (figs 9 y 20 a 23). Los espesores de pavimento ensayados cubren el intervalo de 15 a 70 cm, en tanto que la capa subrasante varía entre 20 y 100 cm de espesor; el terraplén es el complemento a 150 cm y cubre el intervalo de 115 a 85 cm, con excepción del anillo 6 donde únicamente se colocó capa subrasante en todo el espesor de la terracería (fig 23).

5.2 Comportamiento de pavimentos en los tramos de prueba

El tramo 1 se encuentra sobre la carretera Amayuca—Izúcar de Matamoros, en el libramiento de la segunda población. Tiene tránsito bajo, materiales de calidad media y clima tropical.

Los tramos 2 y 3 son de especial interés por encontrarse uno a continuación del otro en la carretera Salinas—Trancoso y permitir comparar directamente el comportamiento de pavimentos idénticos, de buena calidad, sobre terracerías radicalmente diferentes (pésimas en el 2 y excelentes en el 3). El tránsito es de intensidad media y el clima estepario frío.

Al analizar el comportamiento 1964-72 de las diferentes secciones (figs 10 y 18), se concluye que solo se han presentado fallas en el tramo 2 (refs 19, 21, 23 y 26):

Después del primer año de servicio en que se presentaron fuertes lluvias, se destruyeron las cuatro secciones de diseño 10-0, dos del tipo 10-10, y dos de espesor 20-0.

La falla de las secciones de 20 cm de espesor de pavimento, se produjo por haber estado sujetas a deslaves e inundación, la cual sobrepasó el nivel de la rasante del camino en esa zona. El análisis del comportamiento de estos modelos debe tomar en cuenta la reducción en resistencia estructural causada por los defectos locales de drenaje.

Las secciones gemelas fuera de la zona de inundación (dos de diseño 10-10 y dos del tipo 20-0) han tenido un comportamiento satisfactorio, equivalente al de

los pavimentos de 40 y 50 cm de espesor total (fig 10). Hasta diciembre de 1972 resistieron 466 000 ejes equivalentes, con una calificación actual de 2.8 en esa fecha. A los ocho años de prueba falló una sección de diseño 20-10.

En el tramo 3 solamente ha mostrado daños de importancia una sección del tipo 10-10, atribuyéndose el deterioro a socavación del terraplén causada por roedores.

En el tramo 1 no se han presentado fallas estructurales.

Las terracerías del tramo 1 están formadas por una arcilla arenosa (CL) de calidad media. En el tramo 2 se empleó una arcilla relativamente activa (CL) procedente de banco, con las mismas características del suelo de cimentación en esa zona; dicho material está en el límite de rechazo de acuerdo con las normas SOP y se desechó en la construcción normal de la carretera, empleándose en su lugar un material de banco de muy buena calidad igual al utilizado en el tramo 3. Las terracerías del tramo 3 son arenas arcillosas (SC) de alto valor soporte y características cercanas a las de una sub-base.

En general, los tramos 1 y 3 corresponden a las características de materiales y procedimientos de construcción de las carreteras Amayuca-Izúcar de Matamoros y Salinas-Trancoso, respectivamente. El tramo 2 representa condiciones más críticas que las empleadas en la construcción normal.

De acuerdo con el sistema en uso, los datos aplicables al diseño son (ref 19):

Tramo	Prueba VRS aplicable (fig 16)	VRS, en porcentaje (108-13, SCOP-1957)		Espesor de base más sub-base (fig 16), en cm		Medidas de VRS en el lugar, 1973**	
		VRS	Intervalo*	Medio	Intervalo*	Medio	Intervalo*
1	(V-2) a 95%	10	5-15	24	35-19	-	-
2	(V-2) a 100%	11	5-16	23	35-18	10	6-16
3	(V-2) a 95%	10	5-15	24	35-19	70	mayor de 60

* Nivel de probabilidad, 20 por ciento; coeficiente de variación, 40 por ciento.

** Resultado de un número limitado de pruebas en el lugar realizadas en 1973. Los VRS más altos corresponden a medidas en la subrasante de pavimentos delgados; los diseños más gruesos del tramo 2 mostraron soportes del orden de 6 por ciento, posiblemente debido a problemas de infiltración de agua a través de la carpeta.

Se observa que la prueba VRS realizada de acuerdo con la variante 2 y el grado de compactación de las terracerías construidas, no permitió diferenciar la calidad de los tres suelos empleados, a pesar de que estos cubren el intervalo que se presenta en la práctica (materiales fuera de especificaciones en el tramo 2, normales en el 1, y excelentes en el 3).

Las pruebas realizadas en el lugar en febrero de 1973 confirman la conclusión de que los ensayos modificados de valor relativo de soporte (108-13) son indicadores inadecuados de la resistencia crítica esperada en el campo (ref 19).

Por las mismas razones, el diseño de espesores que sugiere la gráfica actual (fig 16) es el mismo en los tres tramos.

El diseño normal de las carreteras Amayuca-Izúcar de Matamoros y Salinas-Trancoso, de las que son representativos los tramos 1 y 3 respectivamente, corresponde al máximo de los espesores requeridos por la gráfica actual de acuerdo con la variación estadística de resistencia supuesta (35 cm para la curva IV, fig 16).

Los pavimentos de 10 y 20 cm de espesor total deben considerarse fuertemente subdiseñados en los tres tramos, si se toma como referencia el diseño normal.

Sin embargo, la experimentación ha mostrado que las secciones de solo 10 cm de espesor de base, protegida por una carpeta de dos riegos, han soportado satisfactoriamente la prueba bajo condiciones normales de servicio durante el periodo 1964-72, tanto en Izúcar ($\Sigma L = 132\ 500$) como en el tramo 3 de Salinas ($\Sigma L = 466\ 000$) (refs 19, 23 y 26, fig 10). Lo mismo puede decirse de los diseños de 20 cm de espesor total.

Para el caso del tramo 2, los valores relativos de soporte determinados en laboratorio se acercaron a los reales.

En los tramos de prueba el número de secciones que han llegado a la falla estructural (calificación o índice de servicio actuales entre 1.5 y 2.0) es muy reducido (fig 10). La mayoría de ellas han disminuido su índice de servicio inicial (3.8) a valores comprendidos entre 2.5 y 3.0; es decir, la reducción en calificación es de 1.3 puntos como máximo. Por otra parte, el error máximo en la estimación de cada dato de índice de servicio o calificación es del orden de 0.5 a 0.7 de punto (refs 19 y 59), por tanto, se debe considerar esta circunstancia al extrapolar la información para estimar la vida de servicio probable (ΣL).

En la gráfica de diseño únicamente se han incluido como datos significativos los correspondientes a las secciones con falla estructural definida.

Para la verificación cualitativa de las gráficas de diseño propuestas, se calculó el número acumulado de cargas equivalentes a la falla (ΣL) para un nivel de rechazo $p = 2.5$, utilizando el modelo matemático desarrollado con base en la información de las pruebas AASHO (ref 47):

$$\log \Sigma L = A + B \log \log (p_0/p)$$

donde

- A, B constantes experimentales
 p_0, p calificaciones o índices de servicio, inicial y final, respectivamente

La aplicación del modelo (refs 6, 8 y 9), se hace a través de una regresión lineal de la información experimental, tabulada en ejes $y = \log \Sigma L$ y $x = \log \log (p_0/p)$; estableciendo gráficas del tipo $y = A + B x$.

En la fig 10 aparece tabulada la vida esperada de cada sección de prueba (ΣL) en términos de ejes equivalentes de 8.2 ton.

Los datos más significativos, en cuanto a la diferencia en el comportamiento de las tres clases de subrasantes empleadas en los tramos, se obtienen comparando las secciones de 10 cm de espesor; donde el esfuerzo normal aplicado (o_z) y el valor relativo de soporte requerido (\widehat{VRS}_z) son máximos, con relación a los demás diseños.

Al dibujar en la gráfica de condiciones normales (fig A.5) los datos de vida de proyecto estimada a través del comportamiento 1964-1973 (ΣL , fig 10) contra los datos de espesores totales de pavimento (z) para las diferentes secciones, se obtiene un punto que define el \widehat{VRS}_z necesario para cumplir esas condiciones:

COMPORTAMIENTO DE LOS PAVIMENTOS DE 10 cm DE ESPESOR

Tramo	Pavimento, en cm	ΣL a la falla (fig 10)	\widehat{VRS}_z requerido en la gráfica de diseño A.5
1	10	275 000	31
2	10	12 000	17
3	10	1 097 000	40

Los valores relativos de soporte deducidos aplicando la gráfica de diseño (fig A.5) son compatibles con la información experimental. Para el tramo 2, en que se ha realizado mayor número de pruebas VRS, el soporte deducido coincide con el dato experimental de febrero de 1973.

En la fig 24 aparece la información de la resistencia requerida en cada sección, de acuerdo con la vida de servicio estimada a través del comportamiento. Se puede observar que los valores relativos de soporte necesarios corresponden en forma razonable al intervalo que es de esperarse de acuerdo con las pruebas realizadas (refs 19 y 23).

En la fig 25 se compara la predicción de ΣL a la falla de la gráfica correspondiente a caminos secundarios (fig A.7) con la predicción de ΣL a la falla obtenida a través de las medidas de comportamiento (fig 10). Los \widehat{VRS} que se utilizan en la fig A.7 son los determinados a diferentes profundidades en febrero de 1973 (ref 23). Se observa que existe correlación adecuada entre ambos procedimientos de predicción, verificándose indirectamente la gráfica de proyecto.

5.3 Conclusiones obtenidas en los tramos de prueba

Las principales conclusiones del estudio son (refs 19 y 26):

a) En caminos de bajo tránsito, aplicando el método actual de proyecto, se tiende a obtener pavimentos sobrediseñados. En carreteras de alto tránsito ocurre lo contrario y el pavimento puede quedar subdiseñado.

b) En los tramos experimentales, las pruebas modificadas de valor relativo de soporte (variante 2, 108-13, SCOP-1957) no mostraron correlación adecuada con el comportamiento de las 80 secciones estructurales en observación.

Se recomienda sustituir el método de preparación de las muestras por procedimientos que tengan mejor correlación con las condiciones críticas esperadas en el campo.

c) Se estima que existe duplicidad de criterios al interpretar pruebas totalmente diferentes en campos de decisión que se traslapan.

Por ejemplo, la prueba de calidad Pórtter (108-12, SCOP-1957) se emplea para fines de aceptación o rechazo de terracerías, de acuerdo con el VRS obtenido

en pruebas saturadas de muestras compactadas estáticamente a 140 kg/cm^2 en condiciones de humedad óptima. Sin embargo, para el diseño del pavimento se utilizan las pruebas modificadas (108-13, SCOP-1957) que reproducen el peso seco máximo de referencia (Próctor dinámico o Pórtter estático) mediante compactación estática; el contenido de agua de ensaye es el óptimo en la prueba de referencia más una corrección según se indica (refs 19 y 32):

Grado de compactación, en porcentaje	Contenido de agua durante la prueba, en porcentaje	
	Variante 1 Carretera con buen drenaje y zona de precipitación baja a media	Variante 2 Carretera con drenaje deficiente y región de precipitación media o bien precipitación alta
100	w_o	w_o
95	w_o	$w_o + 1.5$
90	w_o	$w_o + 3.0$

Se puede observar que el valor relativo de soporte presenta grandes variaciones de acuerdo con los métodos de prueba empleados (ref 19):

DATOS COMPARATIVOS DE CALIDAD DE TERRACERIAS DE ACUERDO CON LA PRUEBA DE VALOR RELATIVO DE SOPORTE

Prueba	VRS, en porcentaje		
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
VRS estándar, saturado*	19	8	44
Proctor AASHO, saturada	—	8	14
VRS (V-2) a 100 por ciento de compactación	20	11**	17
VRS (V-2) a 95 por ciento de compactación	10**	8	10**
VRS (V-2) a 90 por ciento de compactación	6	6	7
VRS en el lugar (ref 23), febrero de 1973	—	10	70

* La expansión en la prueba VRS estándar fue de 1.6, 3.6 y 0.6 para los tramos 1, 2 y 3, respectivamente.

** Valor de diseño según el grado de compactación de las terracerías.

En préstamos laterales, o cuando cambia el banco, puede presentarse el caso de que también se modifique la prueba de referencia especificada (Próctor o Pórtter).

A un mismo grado de compactación determinado, el peso volumétrico seco y las características del material varían de acuerdo con el suelo y tipo de prueba de compactación empleados (refs 93 a 100); sin que haya justificación *a priori* para mantener necesariamente el porcentaje prefijado, ya sea desde el punto de vista de un mejor comportamiento o de una mayor economía en la construcción de la carretera.

Se recomienda establecer un criterio de referencia uniforme y utilizar únicamente las pruebas de impacto AASHO estándar (T-99) y AASHO modificada (T-180), que son el patrón mundial en la actualidad.

d) En los tramos de prueba se encontró que las gráficas adimensionales de deflexión concuerdan con la predicción de Boussinesq (refs 19 y 26).

Sin embargo, las deflexiones máximas en la superficie no muestran ninguna correlación con la resistencia de conjunto de la carretera. Según se ha descrito en diferentes publicaciones del Instituto de Ingeniería (refs 8 y 19), en Salinas algunas de las deflexiones más altas corresponden a pavimentos sobrediseñados; en tanto que pavimentos escasos o ya fallados, dieron valores aparentemente aceptables (fig 10).

Si se considera que la respuesta estructural de un sistema de capas múltiples a solicitaciones estáticas o dinámicas (placa, viga Benkelman, vibrador Shell, Dynaflect, etc) no queda definida si se considera únicamente la deflexión elástica máxima en la superficie; puede deducirse que el empleo de medidas aisladas de deflexión, como es el caso de la mayoría de los métodos en uso práctico, da lugar a incertidumbres fuertes al diseñar o reconstruir pavimentos (ref 19).

Por tanto, el principal uso que debe hacerse de los inventarios de deflexiones máximas es localizar tramos homogéneos de carretera (ref 93), los cuales deben estudiarse siguiendo las técnicas de diseño estructural que se recomiendan.

En el caso de reconstrucciones, el diseño debe basarse en un número suficiente de sondeos y pruebas en el lugar para cada uno de los tramos homogéneos (en cuanto a deflexiones, tipo de estructura, suelo de cimentación y condiciones regionales).

No se recomienda el empleo aislado de técnicas de diseño o reconstrucción basadas en deflexiones, a menos que se utilice un criterio que defina explícitamente el comportamiento de conjunto de la estructura multicapa, con suficiente apoyo experimental en condiciones similares a las que pretende emplearse.

La *Asociación Internacional Permanente de Congresos de Carreteras* (Praga, 1971) y la *Tercera Conferencia Internacional sobre Diseño de Pavimentos Asfálticos* (Londres, 1972) han enfatizado recientemente los graves fracasos ocurridos al usar en forma no restringida las medidas superficiales de deflexión máxima (refs 104 y 105).

e) Se estima que las gráficas de diseño que se proponen explican satisfactoriamente el comportamiento de los tramos de prueba.

Para fines de proyecto, las características del tramo 1 (Izúcar) y del 3 (Salinas) pueden considerarse representativos de caminos secundarios (refs 4 a 19 y figs A.7 y A.8), en los que se admite un nivel de rechazo de 2.0 a 2.5.

5.4 Comportamiento de pavimentos en la pista circular

Para generalizar la información experimental obtenida de los tramos de prueba y de la evaluación de la red nacional, se requiere efectuar pruebas aceleradas en laboratorio que permitan verificar tendencias en condiciones controladas, a fin de poder establecer modelos matemáticos de predicción.

Debido a la compleja interacción de las variables que intervienen, es necesario que los modelos se construyan a escala natural y se ensayen bajo la acción de las solicitaciones reales, en cuanto a forma de aplicación e intensidad de las cargas (figs 1 a 3 y refs 24 y 25).

En las pruebas aceleradas y de acuerdo con la finalidad básica de estos ensayos, no es posible conservar a escala natural el tiempo de prueba. Tampoco pueden reproducirse las variaciones estacionales de clima, ya que para obtener resultados significativos las condiciones de estudio deben mantenerse constantes. Además, no es fácil reproducir fenómenos como intemperismo o cambios en las propiedades reológicas de los materiales.

La mayor utilidad de las pruebas a escala natural en laboratorio consiste en la rapidez y facilidad con que pueden analizarse diferentes tipos de estructuras, sujetas a condiciones climáticas constantes bajo la acción de cargas por eje conocidas.

Los resultados experimentales deben verificarse, en cuanto a su fidelidad de predicción, con casos conocidos que servirán como patrón de referencia. Dentro de este aspecto, la información de los tramos experimentales y de las carreteras representativas de la red nacional, son de mucha utilidad.

El número de secciones estructurales en cada anillo de prueba se ha limitado a tres, con objeto de que la información obtenida sea confiable. La longitud de cada sección de prueba es de 9 m en el eje de circulación de las ruedas. Las transiciones son de 1.50 m. Los modelos tienen 1.50 m de espesor, desde la rasante hasta la losa de apoyo en el foso de concreto (figs 20 a 22).

La pista reproduce el efecto de las ruedas exteriores dobles de un eje sencillo de 10 ton (fig 1). La zona en estudio es la más cercana al talud, ya que normalmente es la que tiene menor resistencia de conjunto.

En la fig 23 se muestra el programa experimental desarrollado durante 1971-1972, cuyo objetivo principal fue *estudiar la influencia del espesor y de la calidad de la capa subrasante en el comportamiento de pavimentos flexibles con carpeta de un riego*.

Los anillos 1, 3 y 4 se ensayaron a la humedad de construcción, para lo cual se impermeabilizaron los modelos para evitar pérdidas de agua por evaporación.

Los anillos 2, 5 y 6 se sujetaron a saturación durante un mes, antes de proceder al ensaye bajo tránsito. El nivel de agua en la zona del talud se mantuvo a 60 cm bajo la rasante.

A fin de analizar más claramente el comportamiento de los modelos, el pavimento se idealizó por una sola capa de base, con una carpeta de un riego a la que no se le asignó resistencia estructural (figs 9 y 23).

Lo anterior da lugar a un sistema de tres capas:

- a) Base
- b) Subrasante
- c) Cuerpo de terraplén

Los grados de compactación se establecieron de acuerdo con la práctica usual en caminos de bajo volumen de tránsito, dentro de los siguientes intervalos:

Capa	Grado de compactación, en porcentaje	Prueba de referencia
Base*	95-100	Pórtor
Subrasante**	95-100	Próctor estándar
Cuerpo del terraplén***	85-90	Próctor estándar

* Pavimento

** Parte superior de las terracerías

*** Parte inferior de las terracerías

El anillo 6 constituyó un caso particular de un sistema de dos capas, ya que se ensayaron tres espesores de base (50, 60 y 70 cm) sobre tres espesores de subrasante (100, 90 y 80 cm) de pésima calidad y saturada. No se construyó terraplén.

Los materiales empleados en las terracerías deliberadamente se escogieron de mala calidad y están muy cerca del límite de rechazo de acuerdo con las especificaciones de la Secretaría de Obras Públicas (ref 31). Se trata de limos de baja plasticidad (ML-CL) que proceden del banco *El Zarco*, situado en el km 33+000 Izq de la carretera México-Toluca.

La capa subrasante de los anillos 1, 2, 3, 4 y 6 difiere del cuerpo del terraplén únicamente en lo relativo a mayor grado de compactación del limo antes mencionado. En la prueba de calidad Pórtter saturada SOP (ref 32) dicho material muestra una expansión alta (3.7 por ciento) y un soporte bajo (8 por ciento) con valores cercanos a los de rechazo (5 por ciento, máximo, y 5 por ciento, mínimo, respectivamente).

La arena arcillosa (SC) empleada para la capa subrasante del anillo 5, también se compactó entre 95 y 100 por ciento de la prueba Próctor. Es un tepetate de buena calidad (VRS Pórtter saturado, 96 por ciento; expansión, 0.1 por ciento; VRS saturado en el lugar, 40 por ciento) con características muy diferentes a las determinadas en las capas subrasantes de los demás anillos.

El cuerpo del terraplén se compactó entre 85 y 90 por ciento de la prueba Próctor, para destacar el efecto de compactaciones bajas en suelos saturados. En todos los anillos con terraplén (No 1 a No 5) se utilizó el mismo tipo de limo (ML-CL) de *El Zarco*. En el anillo 6 no se construyó la parte inferior de las terracerías, según se indicó anteriormente.

La base utilizada en los anillos 1 a 5 es una grava arcillosa (GC) controlada, que procede de la *Mina de la Torre*, D. F., y cumple satisfactoriamente las especificaciones de la Secretaría de Obras Públicas, con valores relativos de soporte en la prueba Pórtter saturada SOP del orden de 145.

La base del anillo 6 (GM-GC) fue una mezcla de basalto de la *Planta del Departamento del D. F.*, en el Pedregal de San Angel, y finos de tepetate de la *Mina de la Torre*, D. F. Su valor soporte en la prueba Pórtter saturada SOP es de 133, aproximadamente.

Para la carpeta de un riego se empleó material pétreo 3A procedente del banco *Xilotepec*, D. F., y asfalto rebajado FR-3. La impregnación de la base se realizó con asfalto rebajado FM-0.

Las terracerías utilizadas en los modelos de la pista circular tienen gran semejanza con las existentes en el tramo 2 de Salinas, según se observa a continuación:

Características	Terracerías	
	Pista circular	Salinas, tramo 2
LL, en porcentaje	44	45
IP, en porcentaje	14	22
Equivalente de arena, en porcentaje	2	1
Granulometría; porcentaje que pasa la malla de:		
1 pulg	100	100
No 4	95	100
No 40	81	87
No 200	61	61
VRS estándar saturado, en porcentaje	8	8
Expansión, en porcentaje	3.	3.6
VRS V-2 a 100, en porcentaje	11.0	11.0
VRS V-2 a 95, en porcentaje	4.4	8.0
VRS V-2 a 90, en porcentaje	1.3	6.0
Peso volumétrico seco máximo, en kg/m ³	1 650	1 560
Humedad óptima, en porcentaje	22	24
Clasificación	Limo de baja plasticidad CL-ML	Arcilla de baja plasticidad CL

Lo anterior es muy ventajoso, ya que es posible comparar el comportamiento de diseños estructuralmente equivalentes mediante su estudio en la pista circular, así como a través de pruebas reales a largo plazo en condiciones normales de construcción, clima y tránsito.

Todos los modelos ensayados en la pista se han llevado a la falla o hasta un millón de aplicaciones del eje sencillo equivalente de 8.2 ton, lo que ocurre primero (fig 23).

La información experimental (ref 22), al ser analizada con el criterio teórico que se propone en este informe, ha mostrado ser altamente significativa (figs 9, 11 y 12) y fundamenta, junto con los resultados de los tramos de prueba, el método de diseño desarrollado (figs A.1 a A.8).

En los modelos ensayados a la humedad de construcción (Nos 1, 3 y 4), la subrasante fue la capa crítica y allí se desarrollaron las fallas.

Los anillos 2_{sat} y 5_{sat} mostraron que la capa de menor resistencia relativa era el cuerpo del terraplén, donde se desarrollaron fallas generales debidas a esfuerzo cortante al iniciarse el tránsito de prueba (ΣL a la falla entre 5 y 105 aplicaciones de 8.2 ton).

El anillo 6_{sat} se construyó para enfatizar la importancia de la compactación en el comportamiento adecuado de pavimentos, aun en el caso de terracerías fuera de especificaciones. La capa crítica fue la subrasante y el número de aplicaciones equivalentes estimadas a la falla corresponde a un pavimento de altas especificaciones con tránsito ilimitado (ΣL a la falla entre 2 750 000 y 310 000 000 de ejes sencillos de 8.2 ton).

Un claro ejemplo de la verificación de las hipótesis de diseño establecidas, consiste en la comparación de los resultados experimentales de los anillos 2_{sat} y 5_{sat} (figs 9, 23 y 26), idénticos entre sí, con excepción de las capas subrasantes que deliberadamente se construyeron con materiales diferentes.

En el anillo 2_{sat} , la subrasante es de muy baja calidad (\overline{VRS} saturado en el lugar, 8 a 9 por ciento en la superficie de la capa y 4 a 5 por ciento en la parte inferior de la misma) formada por el limo fuera de especificaciones procedente de *El Zarco*. En cambio, la subrasante del anillo 5_{sat} es un tepetate de calidad excelente (\overline{VRS} saturado en el lugar, aproximadamente 40 por ciento).

De acuerdo con las hipótesis, ambos modelos tienen la misma resistencia relativa y la falla depende fundamentalmente del valor relativo de soporte de las terracerías empleadas. Por tanto, se supone que ambas capas subrasantes trabajan con la misma eficiencia y son parte del sistema real de pavimento, que resulta del mismo espesor equivalente en ambos casos (fig 26).

COMPARACION DE COMPORTAMIENTO DE LOS DISEÑOS 0-20-40

Anillo	\widehat{VRS} , en porcentaje*			Espesor crítico, z_i , en cm	ΣL , ejes sencillos de 8.2 ton	
	Base, $D_2=20$ cm	Subrasante $D_3=40$ cm	Terraplén $D_4=90$ cm		Real en el modelo	Predicción, gráfica A.5 (fig 26)
2 _{sat}	108.37**	6.72***	0.75	60	85	100
5 _{sat}	108.37**	29.90	0.60	60	20	20

* $\widehat{VRS} = 0.7474 VRS$; $C = 0.842$, para 0.20 de nivel de probabilidad; $V = 0.30$

** Valor medio en los diferentes anillos.

*** El \widehat{VRS} en la parte inferior de la capa subrasante ($z = 60$ cm) bajó hasta 3.75 por ciento.

En la tabla anterior puede observarse la excelente correlación entre la falla real y la predicción de la gráfica de diseño para condiciones normales (fig A.5).

Si la valuación de resistencia a la falla en términos de ejes equivalentes (ΣL) se hubiera hecho con el criterio tradicional, utilizando el valor soporte de la subrasante, la vida estimada para los anillos 2_{sat} y 5_{sat} resultaría del orden de 1 000 y 5 000 000 de ejes, respectivamente (fig 26). Lo anterior sería totalmente falso, puesto que las fallas reales ocurrieron en el intervalo de 5 a 105 aplicaciones.

Dicha conclusión es de gran trascendencia, porque frecuentemente se tiende a diseñar el pavimento considerando únicamente el valor soporte de la capa subrasante, como sugiere la gráfica actualmente en uso (fig 16) y no se toma en cuenta el concepto de resistencia relativa uniforme que se propone en el método desarrollado.

Dicha gráfica hubiera indicado que los pavimentos del anillo 2_{sat} (\widehat{VRS} , de 8 a 9 por ciento) eran inadecuados, mientras los del 5_{sat} (\widehat{VRS} , 40 por ciento) hubieran sido considerados capaces de soportar los tránsitos más pesados que pueden presentarse en autopistas, conduciendo a un error de proyecto grave (fig 16).

En la fig 27 se muestra la predicción de ΣL a la falla del pavimento 0-25-20 del anillo 4. Puede observarse que hay una correlación adecuada entre el valor estimado en la gráfica de diseño y el real.

6. MODELO MATEMATICO

6.1 Antecedentes

Existe gran variedad de métodos de diseño para pavimentos flexibles, con diferencias notables en la forma de abordar el problema y en la experiencia en que se basan.

Los distintos criterios consideran únicamente algunas de las causas de falla del pavimento y quedan limitados a esas condiciones particulares. Es decir, las teorías en uso representan soluciones a problemas específicos, o casos particulares del problema general.

En consecuencia, se puede decir que el nivel actual de conocimientos sobre diseño de pavimentos flexibles no dispone de una teoría que permita predecir, de manera adecuada, el comportamiento de la carretera bajo condiciones generales.

Además, hay grandes deficiencias en lo que se refiere a una determinación precisa de los parámetros de materiales, así como al cambio de esos parámetros respecto al tiempo y a las condiciones climáticas.

Muchas de las pruebas en uso no están directamente relacionadas con las características fundamentales que intervienen en el comportamiento de la carretera; sirven únicamente como normas de aceptación o rechazo durante la construcción, con una finalidad de control de uniformidad y base de pago. Por otra parte, las pruebas normales de control de calidad varían, a veces radicalmente, de una institución a otra y es muy difícil el intercambio de información.

Existen numerosos programas de biblioteca (refs 45, 77 y 78) que resuelven el diseño teórico de sistemas multicapa, utilizando criterios elásticos o viscoelásticos y parámetros de materiales definidos arbitrariamente. En la práctica, estos sistemas no se emplean por las siguientes razones:

a) No hay métodos aplicables que permitan definir los numerosos parámetros de diseño que intervienen.

b) En la construcción normal es necesario admitir variaciones en la calidad y uniformidad de los materiales empleados, por lo cual no siempre es posible determinar los parámetros de diseño con la precisión que se requiere. Además, algunas de las constantes de

diseño pueden confundirse por limitaciones en su definición; por ejemplo, las deflexiones elásticas máximas en la superficie, como índice de la resistencia de conjunto.

En resumen, la predicción del comportamiento de pavimentos a través de un determinado método de diseño, se basa en teorías que contienen grandes limitaciones, o que solamente han sido verificadas para casos particulares. En su aplicación, las teorías son alteradas en forma significativa por la inclusión de factores empíricos.

6.2 Variables de diseño y conservación

Las variables que intervienen en el diseño de un pavimento flexible (fig 15) pueden clasificarse en tres categorías:

a) *Estructurales*. Incluyen características relativas a cada una de las capas que constituyen la carretera, como espesores, resistencia y deformabilidad en las condiciones esperadas de servicio.

b) *De carga*. Se refieren a los efectos producidos por el tránsito mezclado al circular por la carretera. En este caso son importantes datos relacionados con tránsito medio diario anual, tasa de crecimiento anual, cargas por eje sencillo o tándem, histograma de distribución del tránsito en la sección transversal del camino, y vida de proyecto del pavimento antes que la carretera requiera una reconstrucción, en cuyo caso debe definirse de antemano el criterio de falla del pavimento.

Para simplificar esta información, y poderla presentar en gráficas de diseño, generalmente el tránsito mezclado se transforma en tránsito equivalente en ejes sencillos, mediante el empleo de factores teóricos o empíricos.

Las condiciones que constituyen la falla del pavimento normalmente se definen de acuerdo con la deformación permanente acumulada a través de la vida de servicio; sin embargo, para condiciones de tránsito muy intenso, muchas veces puede constituir suficiente motivo de rechazo una deflexión elástica alta en la carretera y agrietamiento importante.

c) *De clima y condiciones regionales*. Las características reológicas de los materiales que constituyen la carretera dependen de la temperatura, régimen de precipitación, precipitación media anual, nivel freático, geología y topografía de la región.

El comportamiento del pavimento está relacionado con la interacción de las variables de diseño (estructura, tránsito, clima y condiciones regionales) con una cuarta serie de factores:

d) *Variables de conservación.* Un buen mantenimiento garantiza que las variaciones en las características constructivas de los materiales sean mínimas; sin embargo, el costo puede ser excesivo. La ausencia de conservación implica cambios fuertes y normalmente un deterioro acelerado del camino. La solución adecuada debe escogerse entre ambos extremos (fig 15).

El proyecto debe considerar el tipo de conservación requerido, tanto para fines de estimación del costo de la solución como para fijar los parámetros de materiales.

Un pavimento adecuado es el que llega a la falla funcional después de haber resistido el tránsito de proyecto a la calificación media más alta posible y al menor costo relativo.

6.3 Fundamento experimental

Los estudios realizados en diferentes partes del mundo (refs 1 a 110) y las investigaciones desarrolladas en el Instituto de Ingeniería, UNAM, permiten llegar a las siguientes conclusiones:

a) Las deflexiones a baja velocidad medidas en la superficie del pavimento se asemejan a las gráficas adimensionales de Boussinesq para una profundidad (z) igual al espesor de pavimento; deducidas para el caso de una placa flexible apoyada en un medio elástico, homogéneo e isótropo, seminfinito en dimensiones (refs 8, 19, 22 y 48).

b) En sistemas multicapa, con variaciones del orden de 100 a 1 en la relación de módulos elásticos, se ha encontrado que la predicción de Boussinesq para la distribución de esfuerzos verticales en medio espacio elástico es adecuada (ref 48) y con precisión similar a la del criterio de Burmister para dos o tres capas.

c) Numerosos estudios, entre ellos las pruebas AASHO y las investigaciones del Instituto de Ingeniería, han mostrado que la falla en los pavimentos flexibles tiene una correlación significativa con la distribución de esfuerzos normales (refs 19, 22 y 80).

d) La pista circular de pruebas permitió establecer, para los casos particulares analizados, que hay una relación lineal entre el logaritmo de la resistencia (\widehat{VRS}) requerida y el logaritmo del número de aplicaciones equivalentes (ΣL) soportadas a la falla.

Esta conclusión, muy importante, es una generalización de las leyes de fatiga para suelos estructurados en capas, y dio lugar al desarrollo del criterio de diseño que se presenta (ref 22). Es de esperarse que también se verifique el criterio de Miner (refs 106 a 110).

6.4 Criterio de falla

En los tramos de prueba y en la red de carreteras se ha empleado el concepto AASHO de calificación o índice de servicio actuales para definir la falla funcional del pavimento. El factor más significativo es la variancia de la pendiente longitudinal del camino (refs 1 a 28, 49 a 60 y 68).

En la pista circular, debido a la uniformidad de la construcción y al tránsito canalizado, se encontró que el factor más significativo para medir el daño era la deformación permanente en la superficie. La variancia de la pendiente mostró una correlación baja (ref 22).

Por tanto, para definir la falla se utilizó el criterio objetivo que establece una deformación máxima tolerable. De acuerdo con la práctica inglesa (refs 72 a 76 y 89 a 91), se consideró que el nivel de rechazo corresponde a una deformación permanente de 2.5 cm medida en la superficie de la carretera.

En los modelos, al igual que en la realidad, las fallas son progresivas; en consecuencia; hubo que establecer adicionalmente el porcentaje de área deteriorada en el momento de la falla, con el propósito de tener información significativa.

Se consideró que un modelo de pavimento había fallado cuando 20 por ciento de la longitud del mismo tenía deformaciones permanentes iguales o mayores de 2.5 cm, medidas con relación al perfil original.

Considerando que en los estudios de campo la falla se establece en términos del *índice de servicio actual o de la calificación media de un grupo de usuarios*, se definió, con carácter preliminar, una fórmula de transformación de deformaciones permanentes a calificaciones:

$$p = 5.0 - 4.6 \log (1 + \Delta_{20\%})$$

donde:

p índice de servicio actual (escala 0-5)
 $(\Delta_{20\%})$ deformación permanente mínima en 20 por ciento de la longitud más dañada del modelo (percentil de 80 por ciento en la curva acumulativa de *deformaciones menores que la indicada*)

La correlación establecida en forma cualitativa se basó en la información disponible de los tramos de prueba (ref 19) y aparentemente tiene capacidad de predicción razonablemente adecuada, para pasar de deformaciones permanentes mínimas en veinte por ciento de la longitud de la sección a calificaciones o índices de servicio basados en valores medios de las estimaciones de variancia de la pendiente, deformación permanente, agrietamiento y textura (refs 4, 5, 19 y 60). El intervalo de interés corresponde al nivel de rechazo.

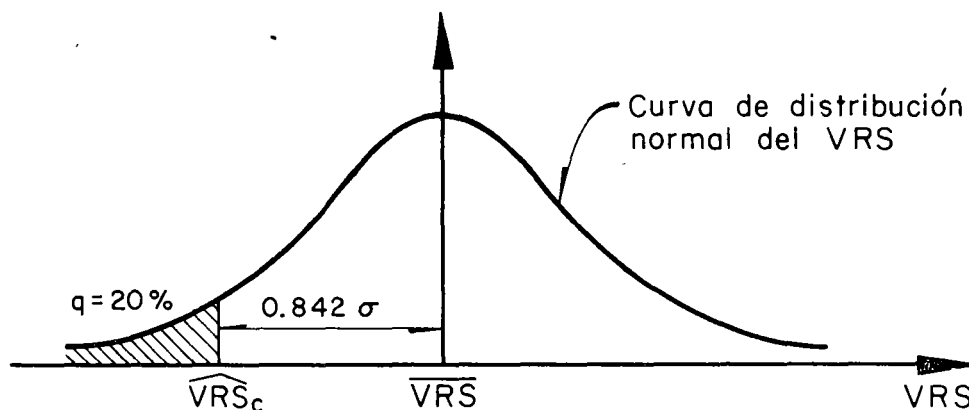
$\Delta_{20\%}$, en cm	p, índice de servicio actual en la pista	Condición del pavimento
0	5.0	Excelente
0.5	4.2	Buena
1.0	3.6	Adecuada
1.5	3.2	Regular
2.0	2.8	Aceptable
2.5	2.5	Rechazable
3.0	2.2	Dañado
3.5	2.0	Muy dañado
4.0	1.9	Parcialmente destruido

En la fig 28 aparecen las gráficas de comportamiento de los anillos 1 a 6.

6.5 Valor relativo de soporte crítico

Para analizar las condiciones de esfuerzo que produjeron la falla en 20 por ciento de la longitud de las secciones de prueba, se planteó la hipótesis de que la distribución de valores relativos de soporte corresponde a una función normal y que las partes

dañadas correspondían a los valores más bajos de resistencia. Para cubrir la totalidad de los casos, el VRS crítico se definió como el mayor valor relativo de soporte que es de esperarse en 20 por ciento de la zona más débil del modelo:



$$\widehat{VRS}_{\text{crítico}} = \overline{VRS} (1 - 0.842 V)$$

donde V es el coeficiente de variación del VRS en el modelo.

6.6 Características del tránsito en la pista circular

Para fines de análisis, el tránsito mezclado real de la carretera se transforma a ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton, que por definición causan el mismo daño acumulado (fig 1). Se utilizan factores teóricos o empíricos de conversión.

El criterio anterior requiere que la distribución del tránsito, compuesto por vehículos de diferentes características en cuanto a disposición y peso, sea aleatoria, para que la historia de cargas no tenga una influencia significativa en el comportamiento del camino, cuando no hay variación en las condiciones de resistencia estructural de la carretera.

La canalización del tránsito depende del diseño geométrico y del volumen de vehículos que transitan por el camino. Para condiciones de servicio pesado, se estima que 90 a 95 por ciento de los camiones circulan sobre fajas de rodamiento de 80 cm de ancho.

En la pista circular del Instituto de Ingeniería se reproducen las condiciones de estructura y tránsito de la zona exterior de una carretera, ya que generalmente la parte cercana al talud es la más débil (figs 1 y 20 a 22). Pueden aplicarse cargas entre 8 y 10 ton de peso estático por eje sencillo; normalmente se emplea el eje de 10 ton que excede ligeramente la carga máxima legal aceptada en el país (9.5 ton) y acelera los resultados experimentales.

De acuerdo con los coeficientes de daño AASHO, obtenidos experimentalmente (ref 67 y fig 14) y verificados teóricamente en esta investigación (figs A.1 y A.2), cada aplicación de un conjunto de ruedas dobles en la pista (5 ton) equivale al efecto de 2.25 ejes de 8.2 ton.

Durante los ensayos, el marco de carga, que tiene un movimiento planetario (fig 20), puede reproducir el histograma de aplicaciones deseado para simular las condiciones reales, con fajas de canalización de ancho variable entre 50 y 140 cm. En los seis anillos estudiados se mantuvo una faja de rodamiento de 80 cm de ancho, equivalente a tránsito pesado.

6.7 Hipótesis del criterio de diseño desarrollado

En las figs 9 a 12 aparece la información básica utilizada para establecer el método que se propone en este informe.

Las hipótesis y limitaciones del criterio se describen a continuación:

a) *Estructura de la carretera.* Se considera que la carretera es un sistema de capas múltiples de resistencia relativa uniforme (figs 1 y 8). Si no existe esa condición de uniformidad, se supone que la capa más débil determina la resistencia de conjunto y vida de servicio (ΣL) de la estructura, independientemente de su posición en la misma.

b) *Características de los materiales.* Se establece que las diferentes capas están constituidas por suelos finos altamente cohesivos, caracterizados por su valor relativo de soporte crítico en el lugar (\widehat{VRS}_z). Sus gráficas adimensionales carga-deformación en prueba estática [$\Delta q_s / (\Delta q_s)_u$, ρ / ρ_u], son iguales (figs 1 y 6).

Para el sólido multicapa de resistencia relativa uniforme, se supone que los \widehat{VRS}_z requeridos son proporcionales a los esfuerzos normales máximos en el eje de simetría de una placa flexible sujeta a presión uniforme (fig 2).

c) *Caracterización del tránsito.* Los ejes equivalentes convencionales, representados por dos conjuntos de ruedas dobles con 4.1 ton de peso y sujetas a presiones de inflado de 5 a 6 kg/cm², se sustituyen por placas flexibles de 30 cm de diámetro sujetas al mismo peso, las cuales producen esfuerzos verticales uniformes de 5.8 kg/cm² en condiciones estáticas.

Para simular el tránsito, la placa se desplaza en cada aplicación y produce un esfuerzo vertical en la superficie $\Delta q_s = 5.8 I$ [kg/cm²], donde I es un coeficiente de impacto. Los puntos en el eje vertical de simetría reciben esfuerzos verticales (σ_z) que se calculan con el criterio de Boussinesq para un sólido seminfinito, homogéneo, elástico e isótropo (fig 2):

$$\sigma_z = 5.8 I F_z \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Para una faja de rodamiento de 80 cm y ruedas dobles de 50 cm de ancho, la excentricidad resulta de ± 15 cm. Con placa flexible de 30 cm de diámetro y la misma excentricidad, la faja teórica transitada es de 60 cm de ancho. Los puntos a diferentes profundidades (z), localizados en el eje vertical de simetría de la faja, reciben una aplicación de esfuerzo vertical, cercano al máximo, cada vez que se apoya la placa flexible en la superficie del pavimento (figs 1 a 3).

d) *Mecanismo de falla.* Para condiciones estáticas, la estabilidad del sistema multicapa puede analizarse utilizando los conceptos de capacidad de carga en cimentaciones superficiales (fig 4 y refs 64 y 84 a 86).

El cálculo de la carga límite en una cimentación superficial, constituye un problema elastoplástico que puede resolverse, en principio, para casos de deformación plana y simetría axial. Actualmente la teoría de capacidad de carga está limitada, casi exclusivamente, a soluciones desarrolladas para el sólido rígido-plástico de la teoría clásica de la plasticidad, en las cuales se supone que dicho sólido no muestra deformación alguna antes de la falla por corte, y después de ella hay un flujo plástico a esfuerzo constante. Las posibilidades para la predicción teórica de la carga límite se reducen por ahora a los casos de suelos relativamente incompresibles o al tipo de falla por corte general (ref 64).

De acuerdo con la ecuación de Terzaghi, la capacidad última $(\Delta q_s)_u$ de una cimentación de ancho B con sobrecarga γd en un medio seminfinito, homogéneo, con

peso volumétrico γ y propiedades de resistencia al esfuerzo cortante definidas por una envolvente de Mohr recta, con cohesión c y ángulo de fricción ϕ , así como con una curva esfuerzo-deformación típica de cuerpo rígido-plástico, es la siguiente:

$$(\Delta q_s)_u = c N_c + 0.5\gamma B N_\gamma + \gamma d N_q$$

donde:

$(\Delta q_s)_u$ capacidad última
 N_c, N_q, N_γ coeficientes adimensionales que únicamente dependen del ángulo de fricción, ϕ

A la fecha no hay análisis teóricos rigurosos que permitan evaluar la capacidad de carga de cimientos circulares.

Se han desarrollado numerosas ecuaciones basadas parcialmente en teorías y datos experimentales. Al respecto, la ecuación de Terzaghi se emplea frecuentemente:

$$(\Delta q_s)_u = 1.2 c N_c + 0.6 \gamma D N_\gamma + \gamma d N_q$$

donde:

D diámetro del cimiento
d profundidad de desplante de la cimentación

De acuerdo con las hipótesis establecidas, en un sistema de capas múltiples formado por suelos altamente cohesivos con ángulo de fricción igual a cero, la falla estática se presentará en el momento que el esfuerzo vertical (σ_z) producido por el tránsito exceda la capacidad última de cualquiera de las capas $(\Delta q_s)_u$:

$$\sigma_z \geq (\Delta q_s)_u = 6.2 c$$

donde c es la cohesión.

Para suelos finos puede observarse que el valor relativo de soporte en el lugar (\widehat{VRS}_z) constituye una prueba de capacidad de carga en la cual se determina $(\Delta q_s)_b$ para una deformación especificada ($\rho_b = 0.254$ cm). El valor relativo de soporte es la relación entre la capacidad de carga de un suelo $(\Delta q_s)_b$, y la capacidad de carga de un material de referencia $(\Delta q_s)_b$ estándar; por lo cual, puede transformarse a esfuerzo vertical (figs 4 y 5):

$$VRS = \frac{(\Delta q_s)_b}{(\Delta q_s)_b \text{ estándar}} \times 100 = \frac{(\Delta q_s)_b}{70 \text{ kg/cm}^2} \times 100$$

$$(\Delta q_s)_b = \sigma_z = 0.7 \text{ VRS}; \text{ VRS, en porcentaje, y } \sigma_z, \text{ en kg/cm}^2$$

De acuerdo con las hipótesis establecidas, en cuanto a igualdad de las gráficas adimensionales esfuerzo-deformación (fig 6), el valor relativo de soporte es un buen indicador de la resistencia última de los materiales. En efecto, para dos materiales diferentes (i, j), se tiene:

$$\frac{(\Delta q_s)_{u-i}}{0.7 [\widehat{VRS}_i]_{z=0}} = \frac{(\Delta q_s)_{u-j}}{0.7 [\widehat{VRS}_j]_{z=0}} = C_o$$

por tanto

$$(\Delta q_s)_{u-j} = 0.7 [\widehat{VRS}_j]_{z=0} C_o$$

donde C_o es un factor experimental (figs 6 y 7):

$$C_o = \frac{5.8 I F_o}{0.7 \widehat{VRS}_o};$$

en la cual \widehat{VRS}_o representa el soporte en la superficie de un material i que falla a la primera aplicación de carga equivalente.

Si el esfuerzo vertical aplicado es menor que la capacidad de carga ($\sigma_z \leq (\Delta q_s)_u = 6.2 c$), la estructura resistirá más de una aplicación estática.

En el criterio desarrollado, se plantea la hipótesis de que la estructura de la carretera se deteriora progresivamente a causa de pequeñas deformaciones plásticas ocasionadas por los esfuerzos verticales (σ_z) aplicados. Si dichos esfuerzos aumentan, también se incrementan las deformaciones producidas en cada ciclo. En el límite se tiene la falla general cuando la intensidad de la sollicitación crece hasta producir la rotura en el primer ciclo de carga (fig 6).

La capacidad de carga de un suelo fino altamente cohesivo es independiente del diámetro de la placa. Por tanto, puede establecerse que el efecto de la carga

equivalente queda debidamente representado por un pistón flexible con el mismo diámetro del empleado en la prueba de valor relativo de soporte y una presión de contacto de 5.8 I kg/cm^2 . Si se quiere emplear un pistón rígido, tiene que introducirse un factor F_o para tomar en cuenta el cambio en la distribución de esfuerzos verticales debido a la variación en rigidez, por lo que la carga equivalente podrá representarse aproximadamente por un pistón del tipo VRS con un esfuerzo vertical medio igual a $5.8 \text{ I } F_o$ (fig 6).

Por definición, el VRS y la capacidad última $(\Delta q_s)_u$ corresponden al esfuerzo vertical medio aplicado por el pistón para deformaciones totales, $\rho_b = 0.254 \text{ cm}$ y ρ_u , respectivamente.

En la fig 6 se compara el comportamiento estático y dinámico de dos materiales en la superficie (i, débil; j, resistente) bajo la acción de un pistón rígido tipo VRS. Los dos materiales resisten una y ΣL aplicaciones de carga, para los casos i y j, respectivamente. La carga última del primer material es $5.8 \text{ I } F_o$, por definición. Los valores soporte que caracterizan los materiales son \widehat{VRS}_i y \widehat{VRS}_j , por lo cual la capacidad última del segundo material se deduce de una relación de triángulos semejantes, es igual a $5.8 \text{ I } F_o (\widehat{VRS}_j / \widehat{VRS}_i)$.

e) *Ecuación de diseño.* El método establece la hipótesis de que hay una relación lineal entre el logaritmo de la resistencia última y el del número de aplicaciones equivalentes a la falla.

Las coordenadas que representan a los dos materiales (i, j) definen la ecuación de diseño para una capa en la superficie. De acuerdo con el concepto de resistencia relativa, para materiales a cualquier profundidad, se multiplica la carga última en la superficie por el coeficiente de Boussinesq (F_z) y se desprecia el efecto de la sobrecarga.

Material	C o o r d e n a d a s	
	$(\Delta q_s)_u$	ΣL a la falla
i	$5.8 \text{ I } F_o$	1
j	$5.8 \text{ I } F_o \frac{\widehat{VRS}_j}{\widehat{VRS}_i}$	ΣL

En la fig 7 se desarrolla la ecuación de la recta. Los coeficientes (L, F_o) desaparecen. La ecuación general que resulta es

$$\widehat{VRS}_z = \widehat{VRS}_o [A]^{\log \Sigma L} [F_z]$$

donde:

\widehat{VRS}_z	valor relativo de soporte requerido a la profundidad z
\widehat{VRS}_0	constante experimental igual al valor relativo de soporte en la superficie de un material que falla con una aplicación de carga equivalente de 8.2 ton
A	constante experimental
ΣL	número de aplicaciones equivalentes de 8.2 ton a la falla
$F_z = 1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}}$	coeficiente de Boussinesq
z	profundidad, en cm

Al introducir en la ecuación anterior la información experimental de la pista circular (fig 9) y de los tramos de prueba (fig 10), se obtuvo la gráfica de diseño que se propone en este trabajo (fig 11).

Se considera que la información es confiable y con un alto grado de correlación; además, se tiene poca dispersión.

En el Apéndice A (figs A.5 a A.8) aparecen dos conjuntos de gráficas de diseño establecidas para dos grados de confianza con relación a la falla funcional del camino.

f) *Coefficientes de daño.* Las gráficas de diseño (figs A.5 y A.7) se presentan en función del valor relativo de soporte (\widehat{VRS}_z) requerido a cualquier profundidad (z).

En dichas gráficas cada par de coordenadas (\widehat{VRS}_z, z) define un punto cuya resistencia a la falla, en términos de ejes equivalentes de 8.2 ton, depende de la curva de resistencia relativa uniforme que pase por dicho punto. Se supone que las sollicitaciones se aplican a través de placas flexibles de 30 cm de diámetro colocadas en la superficie ($z = 0$).

Las gráficas pueden transformarse refiriéndolas a los esfuerzos verticales correspondientes a la capacidad de carga:

$$(\Delta q_s)_b = 0.7 \widehat{VRS}_z = \sigma_z$$

Análogamente, las gráficas pueden establecerse en términos de capacidad última y profundidad. La condición $[(\Delta q_s)_u, z]$ define nuevamente la curva de resistencia relativa uniforme y el número de aplicaciones equivalentes a la falla.

La gráfica de diseño normal (fig A.5) puede transformarse en la ecuación:

$$(\Delta q_s)_{u-j} = 0.7 [\widehat{VRS}_j]_{z=0} C_o = 1.47 [\widehat{VRS}_j]_{z=0} I F_o$$

donde

$$C_o = \frac{5.8 I F_o}{0.7 \widehat{VRS}_o} = \frac{5.8 I F_o}{0.7 \times 3.95} = 2.1 I F_o$$

La ecuación de la familia de curvas de diseño resultantes está referida a placas flexibles de 30 cm de diámetro, aplicadas en la superficie; y las curvas de igual resistencia relativa están calculadas con el coeficiente de Boussinesq para ese diámetro (fig A.1)

$$(\Delta q_s)_{u-j} \geq 5.8 [1.50]^{\log \Sigma L} \left[1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right] I F_o$$

Para apreciar el daño relativo, los coeficientes (I, F_o) permanecen constantes y no influyen en los resultados.

Cada par de coordenadas $[(\Delta q_s)_u, z]$ localiza un punto en la gráfica y una determinada curva de igual resistencia relativa que pasa por dicho punto, la cual garantiza $\Sigma L = N$ aplicaciones de la carga equivalente de 8.2 ton. Además, si en una capa con resistencia última $(\Delta q_s)_u$ a la profundidad z , definida por las mismas coordenadas $[(\Delta q_s)_u, z]$ se aplicara un esfuerzo vertical estático de intensidad $(\Delta q_s)_u$, por definición se produciría una falla última de capacidad de carga en el primer ciclo.

Por tanto, si en la estructura multicapa transitan diferentes vehículos, representados por placas de distintos diámetros sujetas a diversas presiones de inflado, el coeficiente de daño relativo referido al eje de 8.2 ton, puede establecerse como igual al valor $\Sigma L = N$ de la curva de igual resistencia relativa que pasa por el punto de coordenadas $(\sigma_z = (\Delta q_s)_u; z)$. La fig A.1 permite realizar dicho cálculo de manera sencilla (fig A.9).

7. CONCLUSIONES

El criterio de diseño teórico-experimental que se presenta, se fundamenta en las investigaciones realizadas por el Instituto de Ingeniería, UNAM, durante el periodo 1962-1973. Además, se toman en cuenta los avances logrados en otros lugares en el campo de pavimentos flexibles para carretera (refs 1 a 110).

Se considera que el método es confiable y de aplicación sencilla. Mediante su empleo en la práctica y los estudios en desarrollo, se podrán hacer los ajustes que se juzguen convenientes.

Las gráficas de diseño (figs A.1 a A.8) incluyen numerosas variables que deben analizarse dentro de un marco de referencia general para llegar a soluciones económicas (subcapítulo 2.9, fig 15).

Las condiciones de falla bajo la acción de un eje sencillo equivalente de 8.2 ton (ΣL), se establecen en términos de (σ_z, z) , donde σ_z representa el esfuerzo vertical aplicado a la profundidad z , en la capa de menor resistencia relativa. Dicho esfuerzo (σ_z) representa la capacidad última de carga en el lugar $[(\Delta q_s)_u]_z$ o la capacidad de apoyo a esa profundidad $[(\Delta q_s)_b]_z$, a la que se refiere el valor relativo de soporte en el lugar (\widehat{VRS}_z) . En las gráficas de uso normal, las condiciones de duración a la falla (ΣL) quedan definidas por las coordenadas (\widehat{VRS}_z, z) , según se aprecia en las figs A.5 y A.7.

Actualmente se realiza una investigación con base en pruebas de carga repetida representativas de ejes de 8.2 ton, efectuadas sobre cubos multicapa de 2 m por lado que simulan la estructura de la carretera, con objeto de verificar las conclusiones anteriores, que se fundamentan en los resultados de la pista circular, y estimar parámetros de resistencia de los materiales para diferentes condiciones de tránsito, bajo la premisa de que las curvas de igual resistencia relativa son indicadores adecuados de la calidad requerida a cualquier profundidad para un tránsito fijo.

El criterio de diseño propuesto es general y puede adaptarse para emplear otros indicadores de resistencia, como pruebas triaxiales o de placa, en condiciones estáticas o dinámicas. En la actualidad se realizan investigaciones en esta dirección, sin embargo, por el momento se considera que el método de valor relativo de soporte es el más práctico (subcapítulo 2.4).

En las gráficas, la variable de diseño más significativa es el valor relativo de soporte en el lugar (\widehat{VRS}_z) . Para su estimación en laboratorio se recomienda seguir los

lineamientos del *Cuerpo de Ingenieros de EUA*, juzgando el contenido de agua de equilibrio con base en la información del *Laboratorio de Investigación de Carreteras y Transporte (RRTL) de Inglaterra*. No se recomienda el empleo de las pruebas modificadas de valor relativo de soporte (variante 2), ya que no han mostrado correlación adecuada con el comportamiento de los pavimentos estudiados. Actualmente, el Instituto de Ingeniería desarrolla estudios en este campo como parte de la investigación sobre el comportamiento de pavimentos representativos de la red nacional.

A partir del \widehat{VRS}_z crítico, que se supone constante durante la vida de proyecto, las gráficas de diseño (figs A.5 a A.8) permiten estimar el número de aplicaciones equivalentes hasta la falla (ΣL).

Si el valor relativo de soporte crítico varía con la edad de la carretera o tiene cambios estacionales significativos, se sugiere analizar el comportamiento del camino a través de varias etapas sucesivas en las cuales la resistencia estructural pueda considerarse constante y estimar la deformación total acumulada.

El criterio que se propone en este informe puede emplearse tanto para diseño como para reconstrucción de carreteras con pavimento flexible. En ambos casos, para estimar los parámetros de resistencia de los materiales y demás variables, se sugiere zonificar la carretera en tramos razonablemente homogéneos en cuanto a características geotécnicas y de diseño.

Los equipos para medir la resistencia de conjunto en carreteras existentes (viga Benkelman, vibrador Shell, Dynaflect, etc) son muy valiosos para zonificar y dar información cualitativa rápidamente.

Sin embargo, debe mencionarse que las deflexiones de una carretera existente constituyen un criterio valioso acerca de su comportamiento probable, pero no pueden considerarse como un criterio único. Es necesario completar la información con otros datos como radio de curvatura de la línea de deflexión, características del suelo de cimentación, estructuración existente y otros (ref 104 y subcapítulo 5.3).

Los estudios realizados sugieren estandarizar las pruebas de control de compactación, desechando la prueba estática Pórtter y estableciendo el patrón de referencia con las pruebas Próctor estándar (T-99) y Próctor modificada (T-180), mundialmente aceptadas para este propósito.

Las gráficas de diseño establecen los requisitos de resistencia necesaria en cada una de las capas. Con gráficas (VRS - γ_d - w) similares a las desarrolladas por el *Cuerpo de Ingenieros de EUA* (ref 33), se pueden relacionar entre sí los valores soporte, pesos volumétricos y contenidos de agua de moldeo obtenidos para combinaciones de las variables que cubren el intervalo de interés práctico. A partir de dichas gráficas, también es factible obtener el grado de compactación mínimo aceptable en las diferentes capas que forman el camino; práctica muy recomendable.

La verificación del criterio de diseño que se propone con los datos empíricos de la prueba nacional AASHO (subcapítulos 1.4 y 1.5), permite mayor confianza en la generalidad del método para otras condiciones todavía no estudiadas directamente.

En futuras investigaciones deben estudiarse nuevos conceptos sobre materiales y estructuración de los mismos en la carretera, para lograr cada vez soluciones más económicas.

8. RECONOCIMIENTO

La Secretaría de Obras Públicas participó en las diferentes etapas de la investigación, estableciendo los lineamientos generales de los estudios en desarrollo, patrocinados por dicha institución. Los ingenieros Gustavo del Río San Vicente, titular de la Dirección General de Servicios Técnicos y Alfonso Rico Rodríguez, jefe del Departamento de Geotecnia supervisaron las investigaciones.

Debido a la imposibilidad de hacer una relación completa de los numerosos funcionarios de la SOP que colaboraron en los estudios, se reconoce a cada uno de ellos su valiosa aportación.

Asimismo, se agradecen los comentarios de Daniel Reséndiz y de Emilio Rosenblueth con relación al manuscrito, y la participación de los investigadores de las diferentes áreas de estudio del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Enrique Padilla C. y Eugenio González J. aportaron datos acerca del comportamiento 1971-1973 de los tramos experimentales, Manuel Aguirre G. supervisó la conservación del marco de carga y diseñó mecanismos nuevos, Manuel Carrillo participó en la experimentación de la pista y Cayetano González tuvo a su cargo el control de calidad de materiales.

Se agradece también la ayuda del personal de Vías Terrestres, Instrumentación, Servicios Editoriales, Dibujo y Taller Mecánico del Instituto de Ingeniería.

Instituciones como la *Highway Research Board, Bureau of Public Roads, The Asphalt Institute, Texas Transportation Institute, Texas Highway Department, Virginia Council of Highway Investigation and Research* y *Road Research and Transportation Laboratory*, proporcionaron valiosa información para el desarrollo de este trabajo, además de la aportación que para el mismo brindaron las universidades A & M de Texas, Illinois, Washington State, Texas de Austin y California.

Las investigaciones para este trabajo se realizaron en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

9. REFERENCIAS

1. Estudios de laboratorio realizados en el tramo de prueba de Izúcar de Matamoros, Pue, 1962-1963, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (1963)
2. Estudios de laboratorio realizados en los tramos 2 y 3, Salinas, SLP, 1963-1964, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (1964)
3. S. Corro C., Estudios de comportamiento para el diseño de pavimentos flexibles, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe No 90, México, D. F. (ene 1964)
4. S. Corro C., Diseño de pavimentos flexibles para carreteras, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe No 115, México, D. F. (abr 1965)
5. S. Corro C., Sistema de calificación para pavimentos flexibles, Informe al grupo consultivo de Conservación de SOP, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (feb 1966)
6. S. Corro C., Estimation of Flexible Pavement Performance Through Rigid Plate Repetitive Static Load Tests, International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements, *RILEM*, México, D. F. (1966)
7. S. Corro C., Investigaciones en desarrollo sobre el diseño de pavimentos flexibles, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe No 136, México, D. F. (jun 1967)

8. S. Corro C. y L. M. Aguirre Menchaca, **Structural Design of Flexible Pavements: Experimental Research Program in Mexico**, XIII Congrès Mondial-Tokyo 1967, *Association Internationale Permanente des Congrès de la Route*, París (1967)
9. S. Corro C., E. Duhne Reinert y J. Gutiérrez de Velasco, **La calificación de carreteras y su aplicación en la planeación y programación de obras de reconstrucción**, *X Congreso Panamericano de Carreteras*, Montevideo (1967)
10. S. Corro C., Diferentes comunicaciones personales con J. C. Cook, E. J. Barenberg y R. Ian Kingham, sobre diseño y construcción de la pista circular, *Ann Arbor*, Mich. (1967)
11. S. Corro C., Visita a la Universidad de Illinois, en Urbana, para estudiar el diseño y resultados obtenidos en la pista de pruebas de esa universidad (1967)
12. S. Corro C., Diferentes comunicaciones personales con investigadores del *Road Research Laboratory* de Inglaterra, referentes al diseño establecido para la pista circular del Instituto de Ingeniería, UNAM (1967)
13. S. Corro C., **Pista circular para el ensaye de pavimentos**, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe No 202, México, D. F. (dic 1968)
14. S. Corro C., Visita a la Universidad del Estado de Washington, EUA, para estudiar el diseño y operación de la pista circular de esa institución (1969)
15. S. Corro C., Información complementaria a la Secretaría de Obras Públicas referente al informe No 202, en cuanto a características constructivas y de operación de la pista circular, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (1969)
16. S. Corro C., A. Camacho Sánchez y M. Aguirre Gándara, **Planos de taller para la construcción de la pista circular**, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (1969)
17. S. Corro C., **Especificaciones para la construcción de la pista circular e instalaciones complementarias**, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (1969)
18. S. Corro C., **Indice de servicio actual de la carretera Lagos de Moreno- Zapotlanejo**, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe No 236, México, D. F. (1969)

19. S. Corro C., **Diseño de pavimentos flexibles. Comportamiento de los tramos experimentales**, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe No 240, México, D.F. (ene 1970)
20. S. Corro C. y G. Prado O., **Análisis del comportamiento estructural de pavimentos flexibles en la pista circular**, Informe preliminar a SOP, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F: (dic 1971)
21. S. Corro C., y E. Padilla C., **Comportamiento de los tramos experimentales durante 1971**, Informe preliminar a SOP, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (dic 1971)
22. S. Corro C. y G. Prado O., **Análisis del comportamiento estructural de pavimentos flexibles en la pista circular: experimentación 1971-1972**, Informe preliminar a SOP, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (dic 1971)
23. E. Padilla C. y S. Corro C., **Continuación del estudio de comportamiento de los tramos experimentales**, Informe preliminar a SOP, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (dic 1972)
24. S. Corro C., **Pista circular para estudiar el comportamiento estructural de pavimentos**, *Ingeniería*, Vol XLII, No 2, México, D. F. (abr-jun 1972)
25. S. Corro C., A. Camacho S. y M. Aguirre G., **Pista circular para estudiar el comportamiento estructural de pavimentos**, *Premio Nacional de Ciencia y Tecnología, BANAMEX, 1971*, México, D. F. (sep 1972)
26. S. Corro C., **Main Findings from the Experimental Research in Mexico**, *III International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, Londres (sep 1972)
27. E. Padilla C., **Estudio del comportamiento de pavimentos flexibles en tramos representativos de la red nacional**, Informe preliminar a SOP, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (dic 1972)
28. S. Corro C., **Método de diseño de pavimentos flexibles aplicable a carreteras típicas del país**, *Memorias del IX Congreso de Ingeniería Civil*, Mazatlán (nov 1973)
29. S. Corro C., **Comportamiento de pavimentos de aeropistas en pruebas a escala natural en laboratorio**, Informe a SOP, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (dic 1972)

30. S. Corro C., **Programa preliminar para estudio del comportamiento estructural de pavimentos de aeropistas en pruebas aceleradas de laboratorio**, Informe preliminar a SOP, *Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F.* (feb 1971)
31. **Especificaciones generales de construcción, Parte VIII**, *Secretaría de Obras Públicas, México, D. F.* (1970)
32. **Especificaciones generales de construcción, Parte IX**, *Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas, México, D. F.* (1957)
33. H. B. Seed, **A Modern Approach to Soil Compaction**, *The Institute of Transportation and Traffic Engineering*, Reimpresión No 69, Universidad de California, Berkeley (1958)
34. E. J. Yoder, **Principles of Pavement Design**, *John Wiley & Sons, Inc.*, Nueva York (1959)
35. **Soil Mechanics for Road Engineers**, Road Research Laboratory, *Her Majesty's Stationery Office*, Londres (1961)
36. **Bituminous Materials in Road Construction**, Road Research Laboratory, *Her Majesty's Stationery Office*, Londres (1962)
37. **Thickness Design-Asphalt Pavement Structures for Highways and Streets**, *The Asphalt Institute*, College Park, Maryland (1965)
38. Ch. Mc Dowell, **Flexible Pavement Design: A Complex Combination of Theory Testing and Evaluation of Materials**, HRB, Bol 321, *National Academy of Sciences*, Washington (1962)
39. F. N. Hveem y G. B. Sherman, **Thickness of Flexible Pavements by the California Method Compared to AASHO Road Test Data**, HRB, Highway Research Record No 13, *National Academy of Sciences*, Washington (1963)
40. M. E. Harr y W. J. Head, **Extension of AASHO Road Test Performance Concepts**, HRB, National Cooperative Highway Research Program, Informe No 30, *National Academy of Sciences*, Washington (1966)
41. N. W. McLeod, **Some Notes on Pavement Structural Design**, HRB, Highway Research Record No 19, *National Academy of Sciences* Washington (1963)

42. N. W. McLeod, **Relationships Between Deflection, Settlement, Elastic Deformation, for Subgrades and Flexible Pavements Provided by Plate Bearing Test at Canadian Airports**, *Procs., IV International Conference on Soil Mechanics and Foundations*, Londres (1957)
43. **Structural Design of Asphalt Concrete Pavement Systems**, HRB, Informe Especial No 126, *National Academy of Sciences*, Washington (1971)
44. W. Ronald H. et al, **A Systems Approach Applied to Pavement Design and Research**, Programa de investigación conjunta realizado por *Texas Highway Department, Center for Highway Research, The University of Texas, Austin Texas Transportation Institute, Texas A & M University*, Texas (1970)
45. **Structural Design of Asphalt Pavements**, *Conference Procs., Universidad de Michigan y Road Research and Transportation Laboratory*, Ann Arbor, Londres (1972)
46. De Neufville & Stafford, **Systems Analysis for Engineers and Managers**, *McGraw-Hill Book Co.*, Nueva York (1971)
47. P. E. Irick y W. R. Hudson, **Guidelines for Satellite Studies of Pavement Performance**, National Cooperative Highway Research Program, Informe No 2A, *National Academy of Sciences*, Washington (1964)
48. A. S. Vesic y L. Domschuck, **Theoretical Analysis of Structural Behaviour of Road Tests Flexible Pavements**, HRB, National Cooperative Highway Research Program, Informe No 10, *National Academy of Sciences*, Washington (1964)
49. E. J. Yoder y R. T. Milhous, **Comparison of Different Methods of Measuring Pavement Condition**, National Cooperative Highway Research Program, Informe No 7, *National Academy of Sciences*, Washington (1964)
50. F. H. Scrivner y W. M. Moore, **Standard Measurements for Satellite Road Test Program**, National Cooperative Highway Research Program, Informe No 59, *National Academy of Sciences*, Washington (1968)
51. P. E. Irick y W. R. Hudson, **Development of Guidelines for Practical and Realistic Construction Specifications**, HRB, National Cooperative Highway Research Program, Informe No 17, *National Academy of Sciences*, Washington (1965)

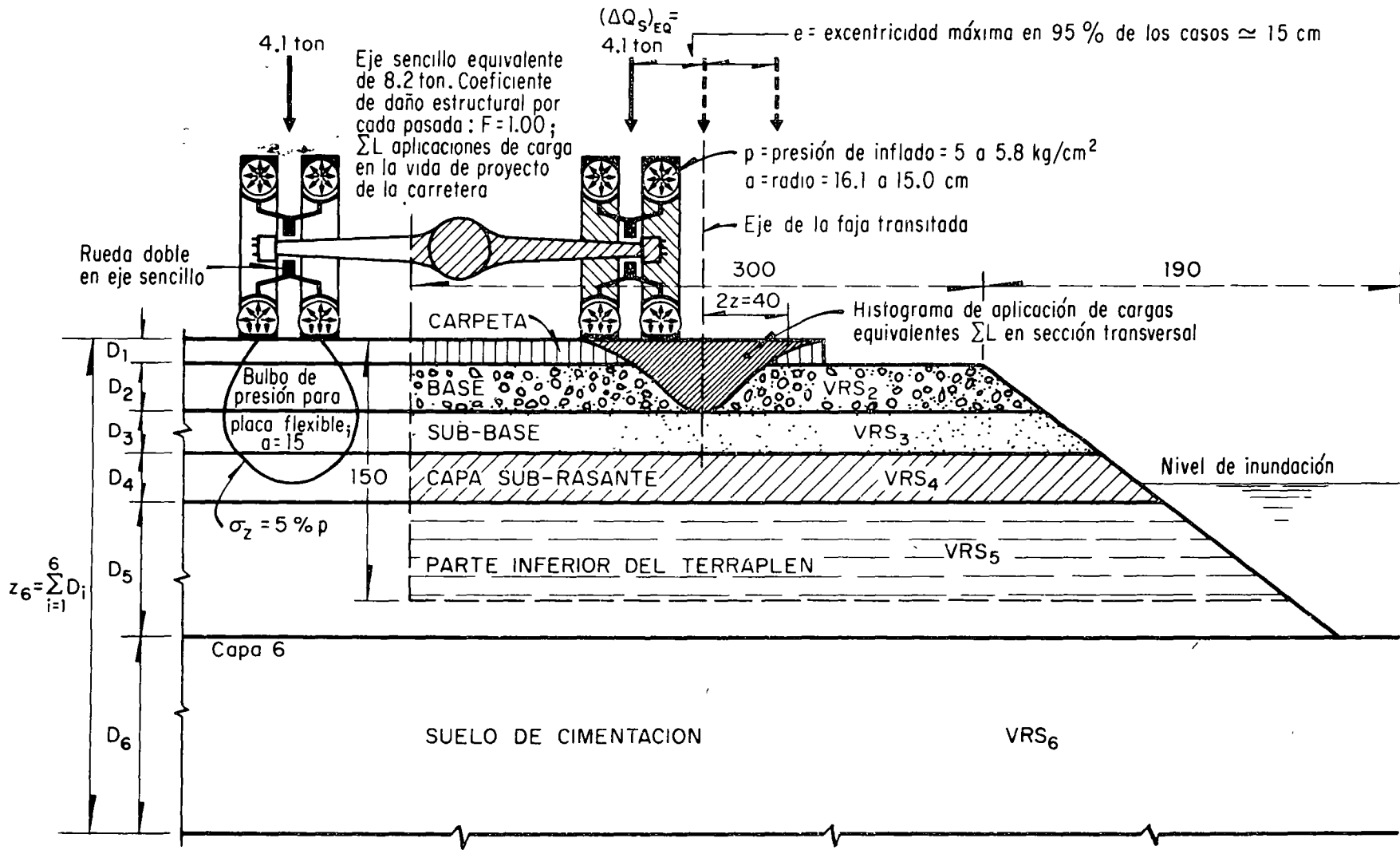
52. **Statistical Methods for Quality Control of Road and Road Paving Materials**, *ASTM*, Filadelfia (1963)
53. W. N. Carey Jr, y P. E. Irick, **The Pavement Serviceability Performance Concept**, HRB, Bol 250, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1960)
54. P. E. Irick, W. N. Carey, Jr y R. C. Hain, **A Rationale for Analysis of Pavement Performance**, HRB, Special Report 66, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1961)
55. W. N. Carey, Jr y P. E. Irick, **Relationships of AASHO and Road Test Performance to Design and Load Factors**, HRB, Special Report 73, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1962)
56. G. Langsner, T. S. Huff y W. Liddle, **Use of Road Test Findings by AASHO Design Committee**, HRB, Special Report 73, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1962)
57. R. C. Hain y P. E. Irick, **Fractional Factorial Analysis for Flexible Pavement Performance Data**, HRB, Special Report 73, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1962)
58. W. N. Carey, Jr, H. C. Huckins y R. C. Leathers, **Slope Variance as a Measure of Roughness and the CLOE Profilometer**, HRB, Special Report 73, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1962)
59. V. F. Nakamura y H. L. Michael, **Serviceability Ratings of Highway Pavements**, HRB, Highway Research Record No 40, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1963)
60. F. H. Scrivner, **A Report on a Modification of the AASHO Road Test Serviceability Formula**, *Texas Transportation Institute*, College Station, Texas (1963)
61. F. P. Nichols, Jr, **Deflections as an Indicator of Flexible Pavement Performance**, Highway Research Record No 13, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1963)
62. F. Bolívar Lobo Carneiro, **Benkelman Beam-Auxiliary Instrument for the Maintenance Engineer**, HRB, Highway Research Record No 129, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1966)
63. W. Schwaderer, **Informe sobre pruebas de calificación de pavimentos**, *Instituto Otto-Graf*, Stuttgart-Vahingen, Alemania (1967)

64. A. S. Vesić, **Análisis de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales**, Informe No 308, *Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F.* (ene 1973)
65. **The AASHO Road Test. History and Description of Project**, HRB, Special Report 61A, *National Academy of Sciences, Washington* (1961)
66. **The AASHO Road Test. Materials and Construction**, HRB, Special Report 61B, *National Academy of Sciences, Washington* (1962)
67. **The AASHO Road Test. Traffic Operations and Pavement Maintenance**, HRB, Special Report 61C, *National Academy of Sciences, Washington* (1962)
68. **The AASHO Road Test. Pavement Research**, HRB, Special Report 61E, *National Academy of Sciences, Washington* (1962)
69. **The AASHO Road Test. Special Studies**, HRB, Special Report 61F, *National Academy of Sciences, Washington* (1952)
70. **The AASHO Road Test. Summary Report**, HRB, Special Report 61G, *National Academy of Sciences, Washington* (1962)
71. **The AASHO Road Test. Proceedings of a Conference Held May 16-18, 1962, St. Louis, Mo.**, HRB, Special Report 73, *National Academy of Sciences, Washington* (1962)
72. D. Croney y G. F. Salt, **Three Full-Scale Road Experiments and their Implication in Relation to Pavement Design**, *Procs., V International Conference on Soil Mechanics, París* (1961)
73. D. Croney y N. W. Lister, **Research into the Design of Flexible Road Pavements**, *Procs., VI International Conference on Soil Mechanics, Montreal* (1965)
74. J. S. Tanner, **A Review of the Methods of Pavement Design Used in Overseas Territories and the Performance of Roads Constructed by the Various Design Methods**, *Procs., III Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (1963)
75. A. R. Lee y D. Croney, **Research on the Design of Flexible Road Pavements**, *Procs. I Conference of the Australian Road Research Board, Australia* (1962)

76. M. P. O'Reilly, K. Russam y F. H. P. Williams, **Pavement Design in the Tropics**, Road Research Technical Paper 80, Road Research Laboratory, *Her Majesty's Stationery Office*, Londres (1968)
77. **Structural Design of Asphalt Pavements**, Conference Procs., *Universidad de Michigan*, Ann Arbor, Michigan (1962)
78. **Structural Design of Asphalt Pavements**, Conference Procs., *Universidad de Michigan*, Ann Arbor, Michigan (1967)
79. **AASHO Interim Guide for Design of Pavement Structures**, *American Association of State Highway Officials*, Wáshington (1972)
80. C. J. Van Til et al, **Evaluation of AASHO Interim Guides for Design of Pavement Structures**, National Cooperative Research Program Report No 128, Highway Research Board, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1972)
81. **Datos viales para la planeación**, *Dirección General de Planeación y Programa, Secretaría de Obras Públicas*, México, D. F. (1966)
82. **Información sobre aforos de tránsito**, *Dirección General de Planeación y Programa, Secretaría de Obras Públicas*, México, D. F. (1969)
83. **Comunicación personal**, *Dirección General de Planeación y Programa, Secretaría de Obras Públicas*, México, D. F. (1970)
84. T. W. Lambe y R. V. Whitman, **Soil Mechanics**, *John Wiley & Sons, Inc.*, Nueva York (1969)
85. K. Terzaghi y R. B. Peck, **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 2a ed, *John Wiley & Sons, Inc.*, Nueva York (1967)
86. D. W. Taylor, **Fundamentos de la mecánica de suelos**, *Compañía Editorial Continental, S. A.*, México, D. F. (1969)
87. **Stress Distribution in Earth Masses**, HRB, Bol 342, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1962)

88. Harrison, Gerard y Wardle, **Computer Programmes for Circle and Strip Loads on Layered Anisotropic Media**, *Division of Applied Geomechanics*. CSIRO, Australia (1972)
89. M. P. O'Reilly y R. S. Millard, **Roadmaking Materials and Pavement Design in Tropical and Sub-tropical Countries**, Road Research Laboratory, Ministry of Transport, Informe LR 279, *Her Majesty's Stationery Office*, Londres (oct 1969)
90. **A Guide to the Structural Design of Flexible and Rigid Pavements for New Roads**, Road Research Laboratory, Road Note 29, *Her Majesty's Stationery Office*, Londres (1965)
91. D. Cronney y J. Allister Loe, **Full-Scale Pavement Design Experiments on A-1 at Alconbury Hill, Hunting-Donshire**, *Procs., Institution of Civil Engineers*, Londres (feb 1965)
92. **A Guide to the Structural Design of Bituminous Surfaced Roads in Tropical and Sub-tropical Countries**, Road Research Laboratory, Road Note 31, *Her Majesty's Stationery Office*, Londres (1966)
93. E. J. Yoder, **Selection of Soil Strength Values for the Design of Flexible Pavements**, HRB, Highway Research Record No 276, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1969)
94. **Factors Influencing Compaction Test Results**, HRB, Bol 319, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1962)
95. **Symposium on Compaction of Earthwork and Granular Bases**, HRB, *National Academy of Sciences*, Wáshington (1967)
96. **Soils Manual for Design of Asphált Pavement Structures**, Manual Series No 10, *The Asphalt Institute*, College Park, Maryland (1963)
97. **Soil Testing**, *ASTM*, Filadelfia (1958)
98. **Standard Specifications for Highway Materials and Methods of Sampling and Testing**, *AASHO*, Wáshington (1961)
99. **ASTM Standards, Parte II**, *ASTM*, Filadelfia (1965)

100. J. Alberro, **Estudio de una correlación entre pruebas de compactación estática y dinámica**, Informe presentado a SOP, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D.F. (1966)
101. A. N. Strahler, **Introduction to Physical Geography**, *John Wiley & Sons, Inc.*, Nueva York (1965)
102. F. Saldaña Vélez, **Geografía de México**, *Esfinge, S. A.*, México, D. F. (1963)
103. M. Miranda Fonseca, **Monografía de la República Mexicana**, *Porrúa hnos. y Cía., S. A.*, México, D. F. (1964)
104. S. Rolla, **Rapport general. Chaussées souples**, *Association Internationale Permanente des Congres de la Route*, XIV Congres Mondial, Praga (1971)
105. Conclusiones de la Sesión de Clausura, **Tercera conferencia internacional sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos**, Londres (1972)
106. S. P. Timoshenko y J. N. Goodier, **Theory of Elasticity**, *McGraw-Hill Book Co., International Student Edition*, Nueva York (1970)
107. S. Timoshenko, **Strength of Materials**, *Van Nostrand Reinhold Co.*, Nueva York (1969)
108. J. A. Deacon, **Fatigue Life Prediction**, *Symposium on Structural Design of Asphalt Concrete Pavements to Prevent Fatigue Failures*, HRB Annual Meeting, Wáshington (1973)
109. P. S. Pell, **Characterization of Fatigue Behaviour**, *Symposium on Structural Design of Asphalt Concrete Pavements to Prevent Fatigue Failures*, HRB Annual Meeting, Wáshington (1973)
110. R. D. Barksdale y R. G. Hicks, **Material Characterization and Layered Theory for Use in Fatigue Analyses**, *Symposium on Structural Design of Asphalt Concrete Pavements to Prevent Fatigue Failures*, HRB Annual Meeting, Wáshington (1973)



NOTAS: Las líneas punteadas marcan las dimensiones de los modelos que se ensayan en la pista circular
 $\widehat{VRS}_i = \text{valor relativo de soporte más desfavorable esperado para la capa } i$
 Acotaciones, en cm

Fig 1. Carretera con pavimento flexible sujeta a tránsito equivalente de 8.2 ton por eje sencillo

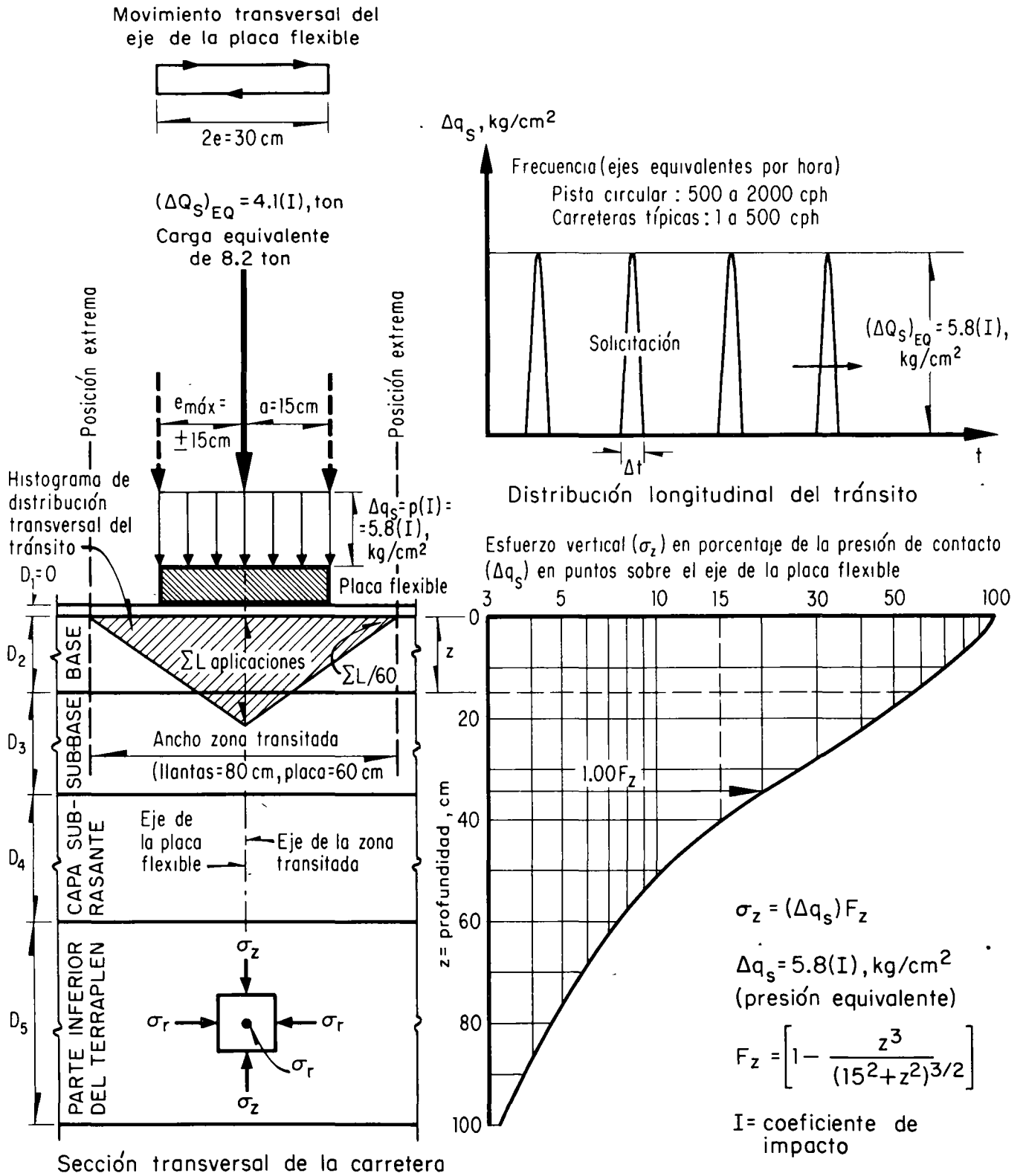
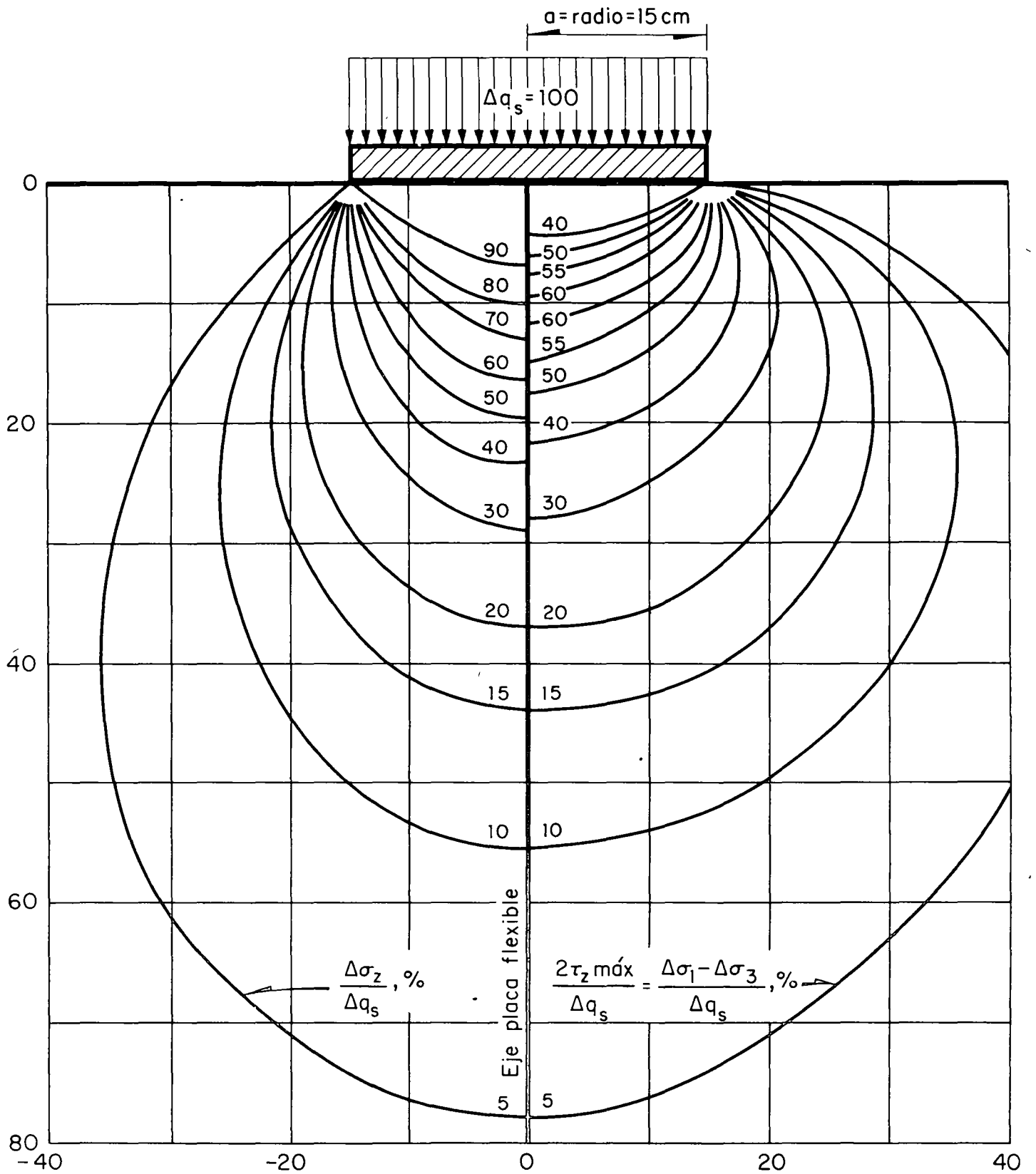
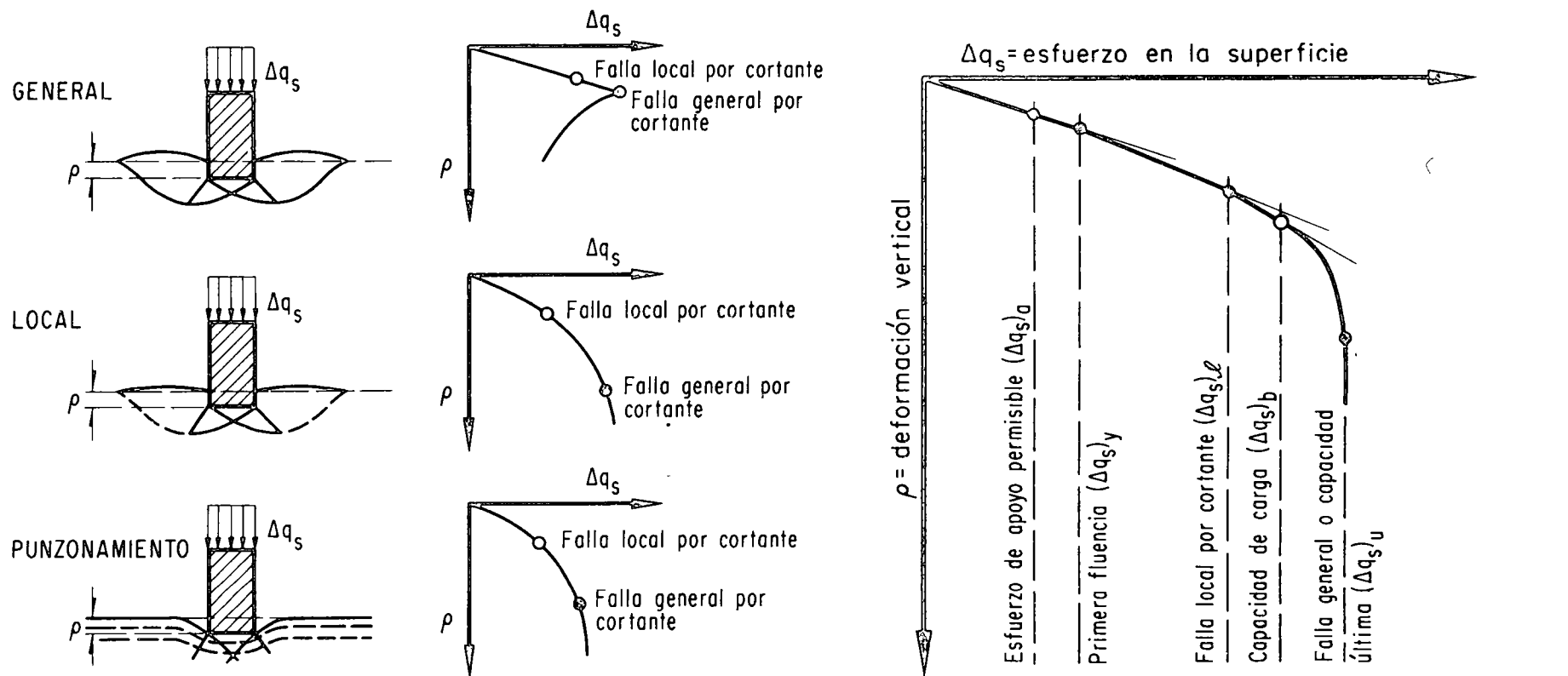


Fig 2. Solicitaciones y esfuerzos



Nota: Acotaciones, en cm. Esfuerzos en porcentaje de la presión de contacto

Fig 3. Distribución de esfuerzos verticales ($\Delta \sigma_z$) y de la diferencia de esfuerzos principales ($\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$)



Tipos de falla

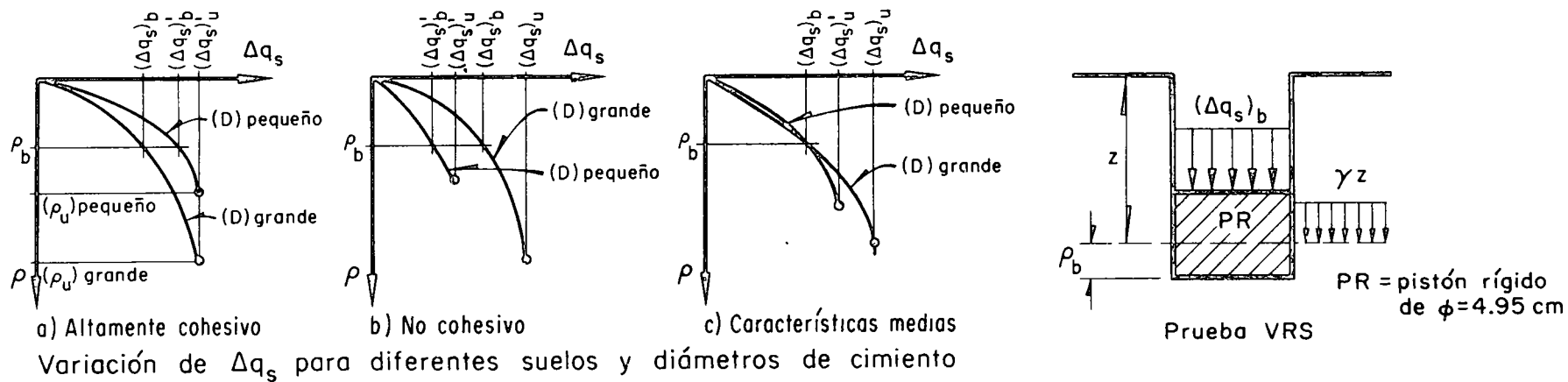


Fig 4. Capacidad de carga en cimientos poco profundos (adaptación, refs 84 y 86)

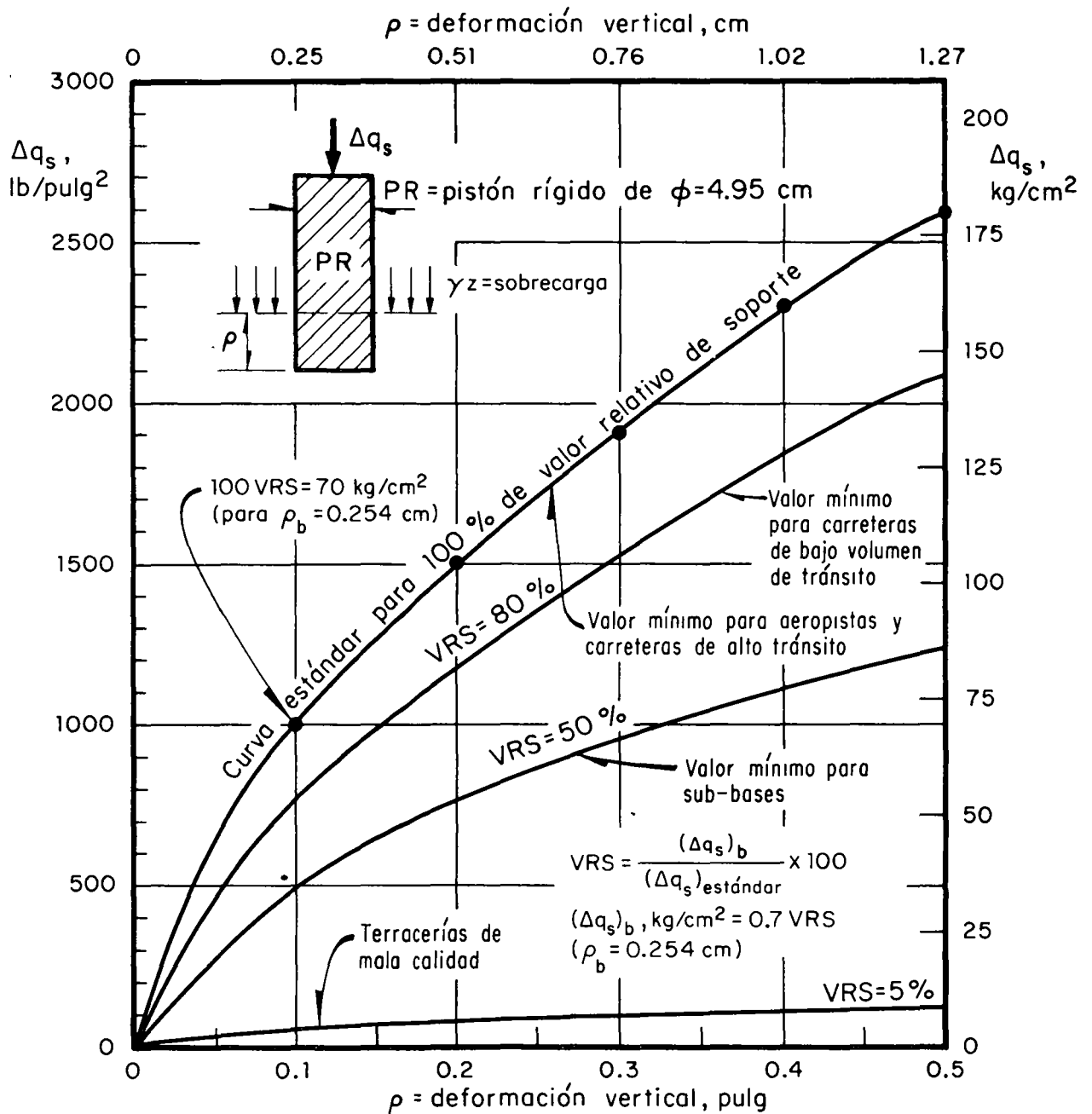


Fig 5. Prueba de capacidad de carga, utilizando el pistón VRS

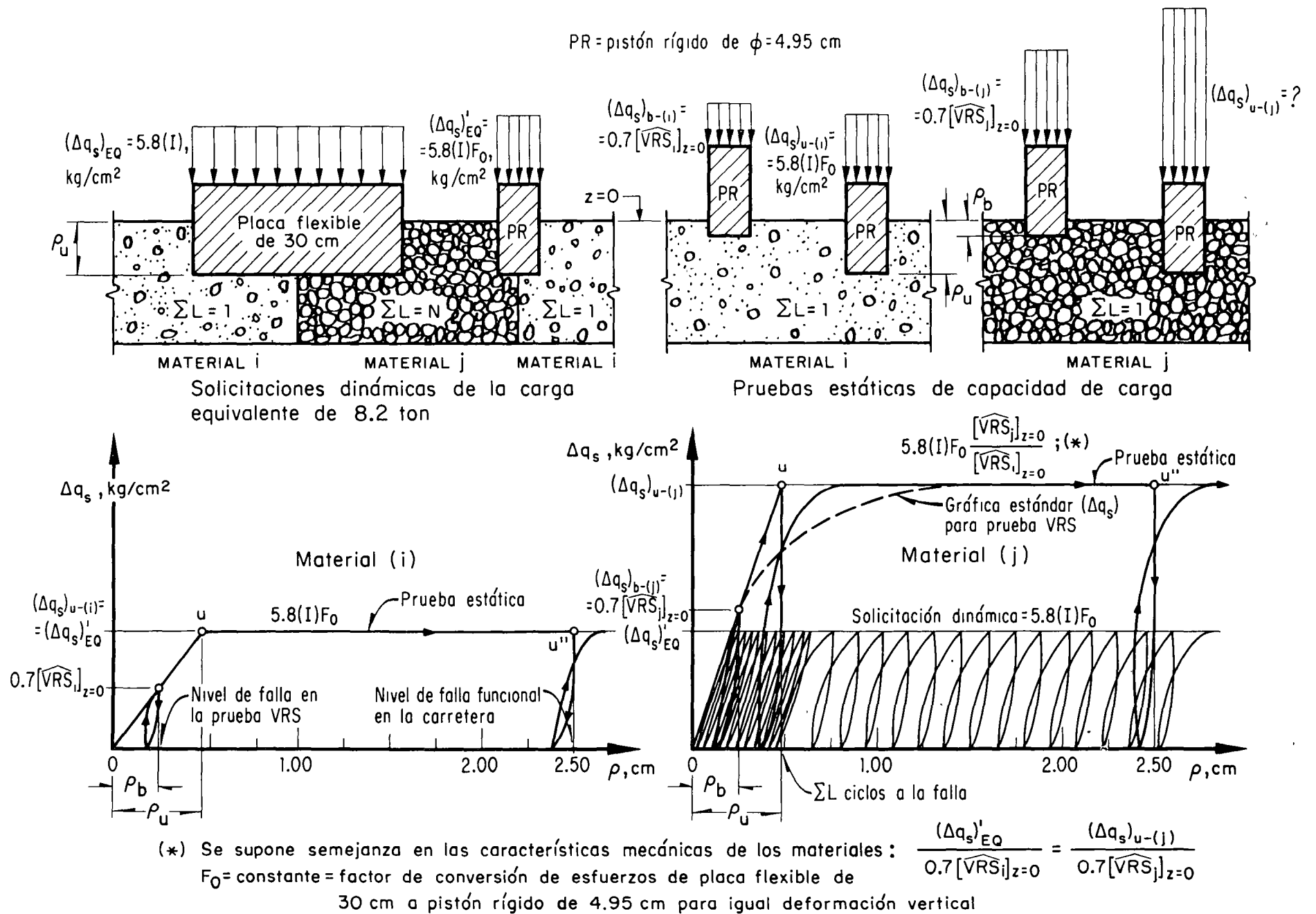
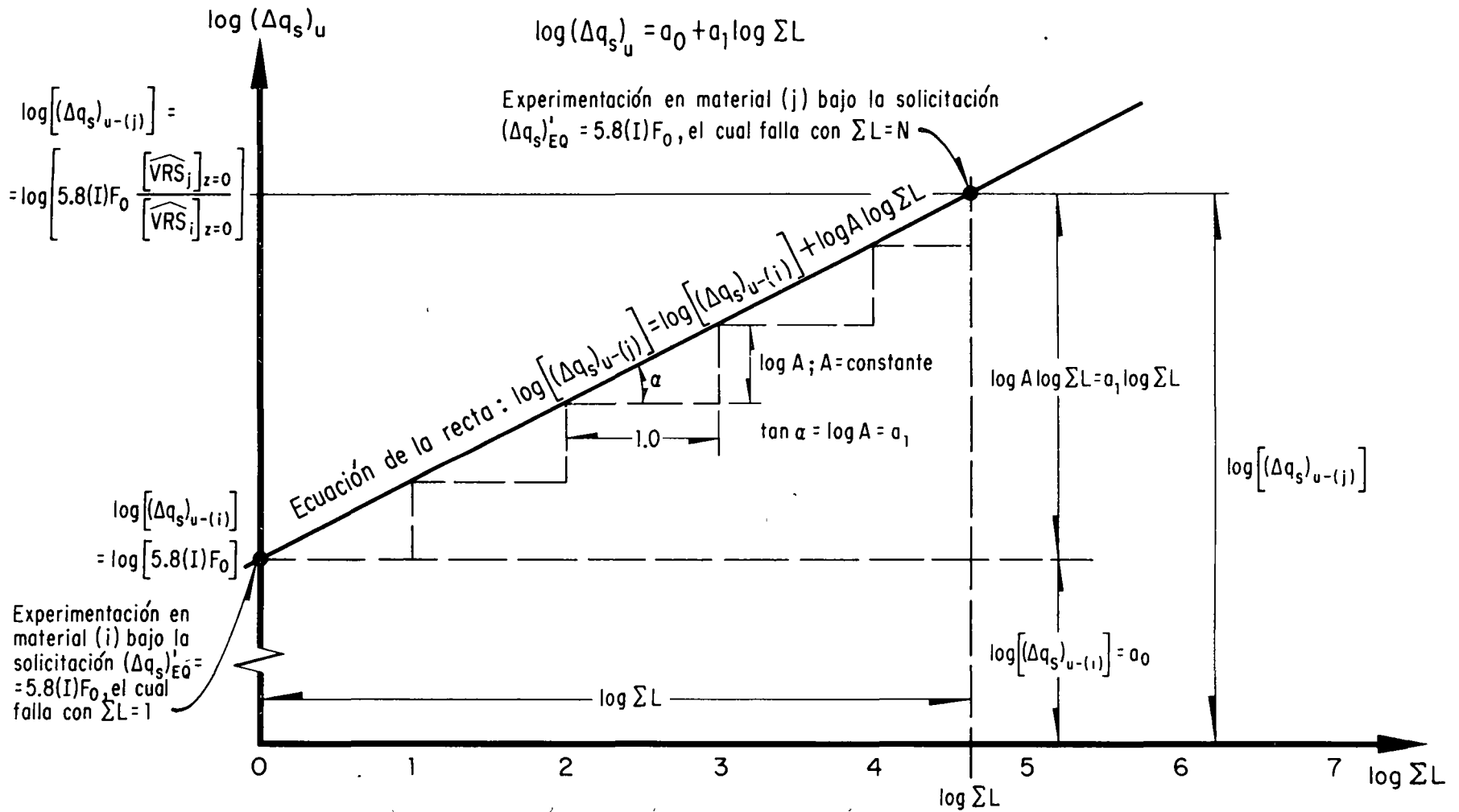


Fig 6. Caracterización del comportamiento mecánico de los materiales (i y j)



De la ecuación de la recta se deduce: $[(\Delta q_s)_{u-(j)}] = [(\Delta q_s)_{u-(i)}] [A]^{\log \Sigma L}$

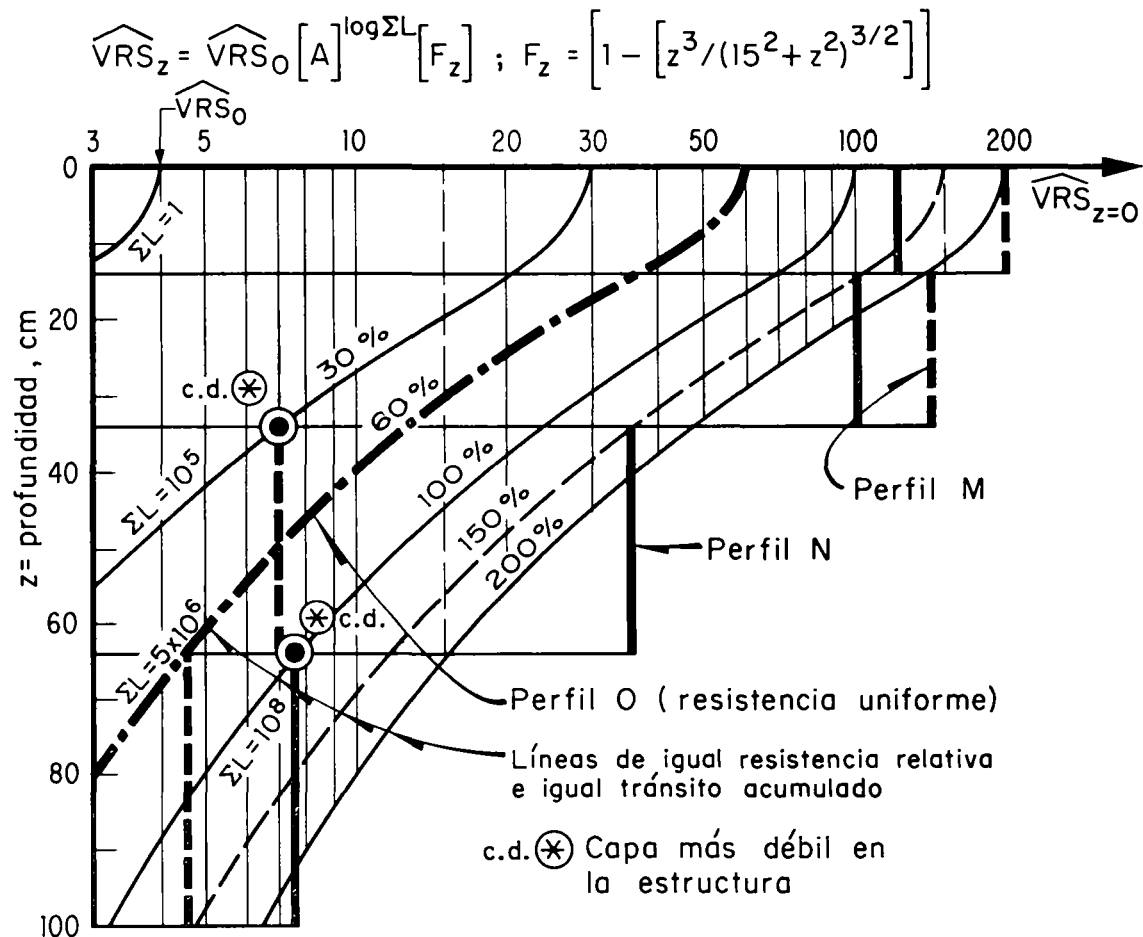
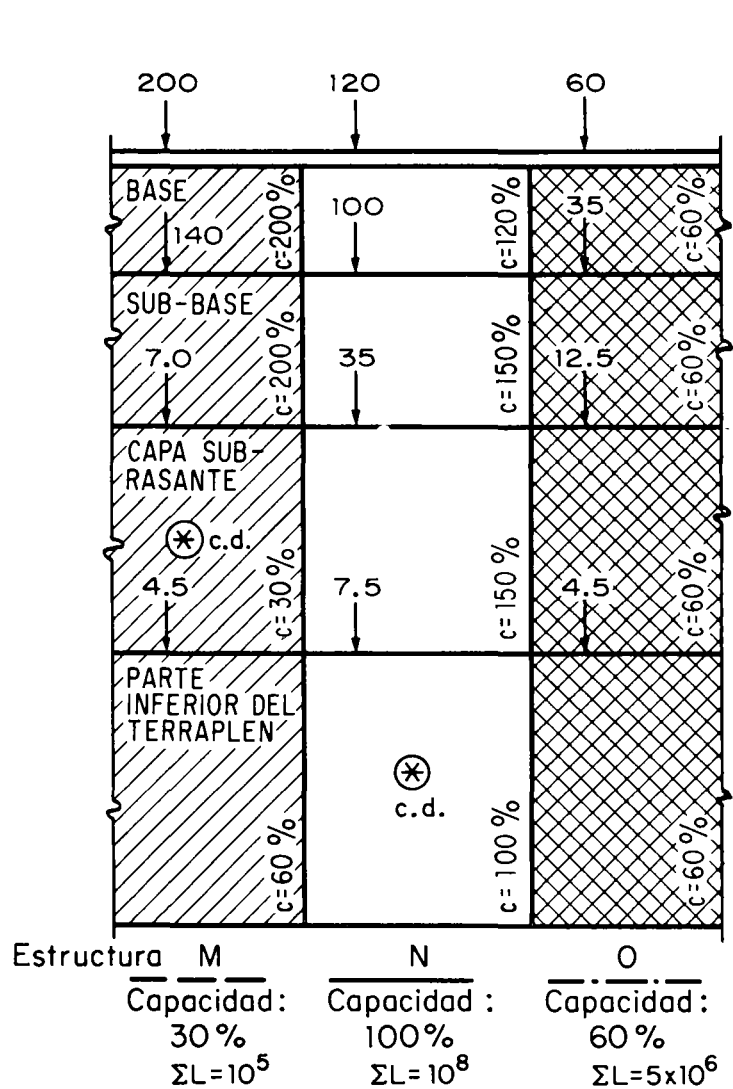
Sustituyendo valores: $[\widehat{VRS}_j]_{z=0} = [\widehat{VRS}_i]_{z=0} [A]^{\log \Sigma L} = \widehat{VRS}_0 [A]^{\log \Sigma L}$

donde \widehat{VRS}_0 = valor relativo de soporte en la superficie de un material que falla con una aplicación de carga equivalente de 8.2 ton por eje sencillo

Para una capa cualquiera a profundidad (z), suponiendo un material cohesivo o de características intermedias (fig 4) para que no influya el área de la zona cargada en la capacidad de carga:

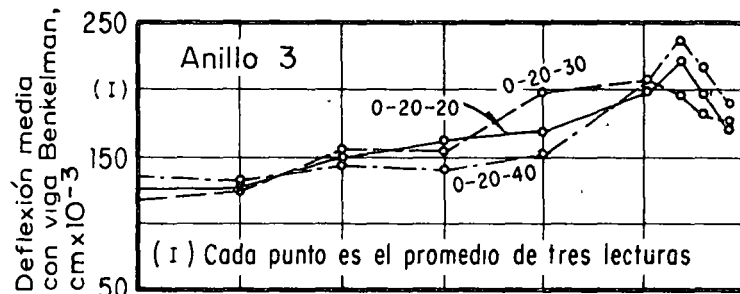
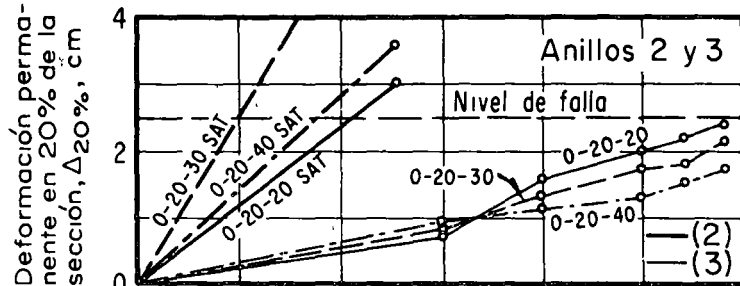
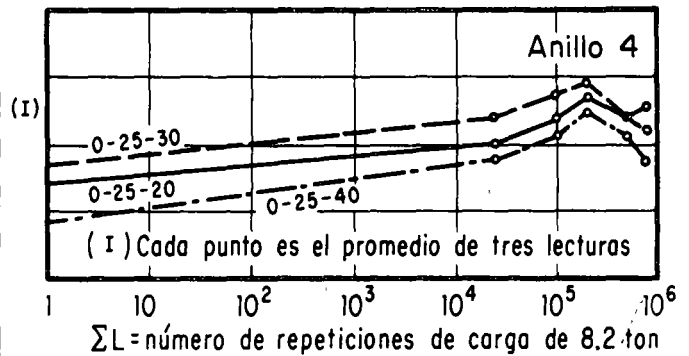
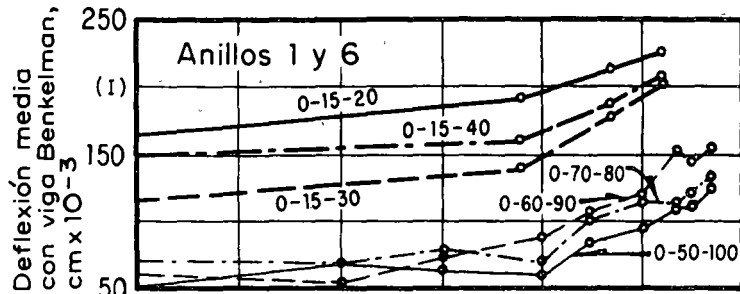
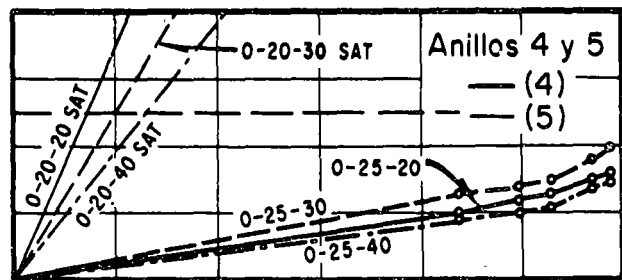
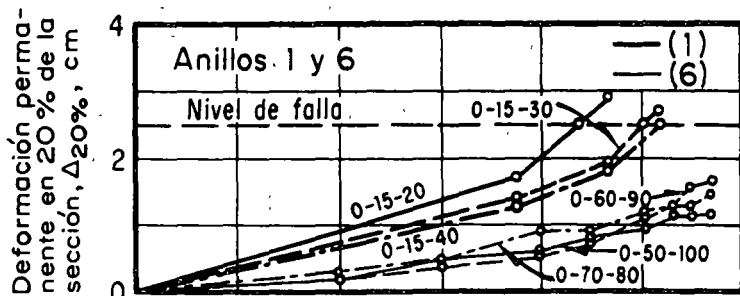
$$\widehat{VRS}_z = \widehat{VRS}_0 [A]^{\log \Sigma L} [F_z] ; F_z = [1 - [z^3 / (15^2 + z^2)^{3/2}]] \quad (\text{Ecuación de la gráfica de diseño})$$

Fig 7. Comportamiento bajo cargas repetidas



Esquema de la gráfica de diseño con los perfiles de resistencia relativa de las tres estructuras

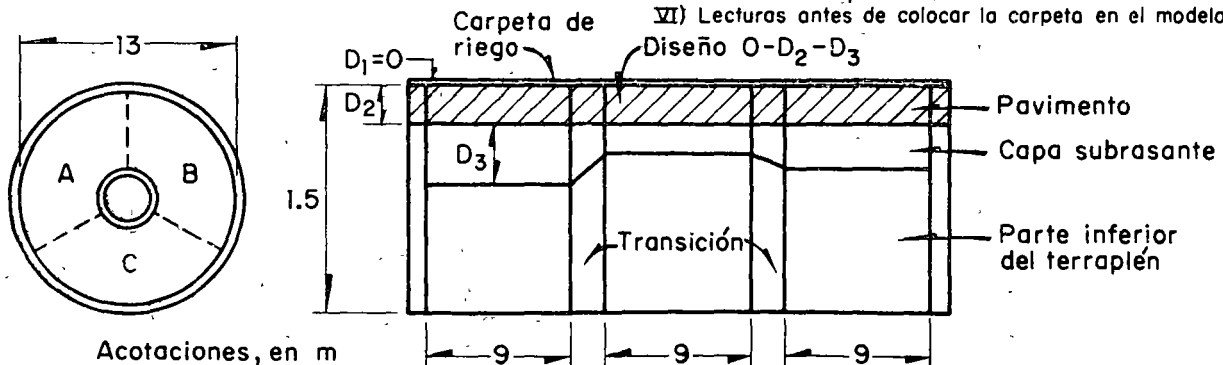
Fig 8. Resistencia relativa de la carretera



ANILLO	SEC-CION	DISEÑO	VRS		VRS _{z=0} II	ΣL A LA FALLA III	Δ ELAST. MAXIMA, cm x 10 ⁻³
			SR	T			
1	1	0-15-20	14 ^{IV}	10	16.09	25000	225
	2	0-15-30	17 ^{IV}	15	19.55	102000	202
	3	0-15-40	18 ^{IV}	8	20.69	155000	207
2 SAT	4	0-20-20	9	2 ^{IV}	8.28	105	140 ^V
	5	0-20-30	8	1 ^{IV}	6.25	10	231 ^V
	6	0-20-40	9	1 ^{IV}	8.33	85	198 ^V
3	7	0-20-20	27 ^{IV}	15	41.18	1000000 ^X	220
	8	0-20-30	34 ^{IV}	16	51.86	2800000 ^X	235
	9	0-20-40	30 ^{IV}	16	45.76	5000000 ^X	205
4	10	0-25-20	29 ^{IV}	22	58.57	7350000 ^X	187
	11	0-25-30	26 ^{IV}	14	52.51	3500000 ^X	195
	12	0-25-40	22 ^{IV}	11	44.43	9100000 ^X	175
5 SAT	13	0-20-20	40	1 ^{IV}	4.17	5	115 ^V
	14	0-20-30	40	1 ^{IV}	6.25	10	107 ^V
	15	0-20-40	40	0.8 ^{IV}	6.67	20	127 ^V
6 SAT	16	0-50-100	16	9.7 ^{IV}	80.56	310000000 ^X	124.5
	17	0-60-90	16	8 ^{IV}	99.67	2750000 ^X	152
	18	0-70-80	8 ^{IV}	—	85.43	70000000 ^X	132

ΣL = número de repeticiones de carga de 8.2 ton

- II) $\overline{VRS}_{z=0} = \overline{VRS}(1-CV)/F_z = 0.7474 \overline{VRS}/F_z$; $V = 30\%$
- III) Coeficientes de equivalencia AASHO, $\Sigma L_{8.2\text{ton}} = 2.25 \Sigma L_{10.0\text{ton}}$
- IV) Valores críticos de VRS
- V) Dato extrapolado mediante regresión parabólica de la curva de comportamiento
- VI) Lecturas antes de colocar la carpeta en el modelo sin saturar



Acotaciones, en m

Diseño típico de un anillo

Fig 9. Resultados experimentales de los anillos 1 a 6 (ref 22)

Diseño	Sección	Deflexiones, cm x 10 ⁻³			Comportamiento 1964-72		Predicción de ΣL a la falla para $p = 2.5$, ejes sencillos de 8.2 ton $\text{Log } \Sigma L = A + B \log(\frac{P_0}{p})$	
		Intervalo deflexión recuperada	Dynaflect**		ΣL = ejes sencillos equivalentes acumulados	p = índice de servicio actual***		
			Deflexión máxima					
			sep 1965	may 1972	nov 1972	oct 1972		oct 1972
TRAMO 1	10-0	6-D	71-102	38	36	132,500	27	220,000
	10-0	6-I	61-117	36	36	132,500	28	220,000
	10-0	11-D	51-132	38	34	132,500	28	330,000
	10-0	11-I	56-112	30	32	132,500	30	330,000
	10-10	3-D	56-132	50	46	132,500	29	215,000
	10-10	3-I	46-97	36	39	132,500	28	215,000
	10-10	10-D	41-112	47	47	132,500	29	263,000
	10-10	10-I	46-81	41	44	132,500	29	263,000
	10-20	5-D	41-102	44	39	132,500	28	501,000
	10-20	5-I	36-76	29	33	132,500	29	501,000
	10-20	7-D	30-56	30	27	132,500	28	263,000
	10-20	7-I	30-51	23	26	132,500	28	263,000
	20-0	2-D	46-97	46	42	132,500	28	251,000
	20-0	2-I	46-102	24	26	132,500	30	251,000
	20-0	12-D	41-112	37	35	132,500	29	251,000
	20-0	12-I	41-86	34	34	132,500	30	251,000
	20-10	4-D	30-86	38	34	132,500	29	407,000
	20-10	4-I	41-81	28	31	132,500	30	407,000
	20-10	8-D	36-81	33	32	132,500	29	331,000
	20-10	8-I	36-81	21	23	132,500	29	331,000
20-20	1-D	25-46	28	25	132,500	29	1,862,000	
20-20	1-I	25-76	20	24	132,500	29	1,862,000	
20-20	9-D	25-76	34	34	132,500	29	1,400,000	
20-20	9-I	36-46	24	27	132,500	30	1,400,000	
TRAMO 2	10-0	3-D	46-71	-	-	33,086****	15****	7,080
	10-0	3-I	66-97	-	-	33,086****	15****	7,080
	10-0	9-D	46-76	-	-	33,086****	15****	17,000
	10-0	9-I	76-102	-	-	33,086****	15****	17,000
	10-10	7-D	193-203	26	26	466,000	28	760,000
	10-10	7-I	81-127	28	35	466,000	28	760,000
	10-10	14-D	56-203	-	-	33,086****	15****	20,000
	10-10	14-I	76-102	-	-	33,086****	15****	20,000
	10-20	5-D	66-193	24	24	466,000	28	1,860,000
	10-20	5-I	86-127	25	29	466,000	28	1,860,000
	10-20	15-D	86-229	23	23	466,000	28	725,000
	10-20	15-I	81-122	29	35	466,000	27	725,000
	10-30	6-D	97-163	33	32	466,000	27	600,000
	10-30	6-I	97-183	34	39	466,000	27	600,000
	10-30	10-D	71-132	27	29	466,000	27	740,000
	10-30	10-I	56-76	29	33	466,000	27	740,000
	20-0	8-D	41-61	24	24	466,000	28	740,000
	20-0	8-I	56-81	26	31	466,000	28	740,000
	20-0	16-D	61-86	-	-	33,086****	15****	10,000
	20-0	16-I	61-122	-	-	33,086****	15****	10,000
20-10	4-D	102-163	28	30	466,000	28	832,000	
20-10	4-I	81-137	32	37	466,000	28	832,000	
20-10	11-D	41-86	22	25	466,000*****	26*****	535,000	
20-10	11-I	41-147	33	35	466,000*****	25*****	466,000	
20-20	1-D	51-137	23	25	466,000	28	1,860,000	
20-20	1-I	56-117	23	24	466,000	29	1,860,000	
20-20	12-D	86-117	27	27	466,000	28	1,480,000	
20-20	12-I	86-183	30	32	466,000	28	1,480,000	
20-30	2-D	86-117	29	33	466,000	28	1,660,000	
20-30	2-I	117-147	31	35	466,000	28	1,660,000	
20-30	13-D	96-122	35	32	466,000	28	660,000	
20-30	13-I	102-147	36	42	466,000	28	660,000	
TRAMO 3	10-0	2-D	15-25	09	11	466,000	28	1,122,000
	10-0	2-I	25-25	12	15	466,000	28	1,122,000
	10-0	10-D	25-51	21	19	466,000	28	1,072,000
	10-0	10-I	20-41	18	21	466,000	27	1,072,000
	10-10	5-D	30-46	16	16	466,000	28	380,000
	10-10	5-I	30-56	23	29	466,000	20	380,000
	10-10	8-D	36-46	22	22	466,000	29	1,288,000
	10-10	8-I	20-56	23	29	466,000	28	1,288,000
	10-20	1-I	36-81	23	21	466,000	28	646,000
	10-20	1-I	46-81	25	30	466,000	28	646,000
	10-20	12-D	51-66	22	19	466,000	29	2,880,000
	10-20	12-I	46-76	22	24	466,000	29	2,880,000
	20-0	3-D	15-51	24	24	466,000	28	1,096,000
	20-0	3-I	20-30	19	23	466,000	28	1,096,000
	20-0	7-D	25-46	19	18	466,000	27	1,148,000
	20-0	7-I	25-46	15	18	466,000	28	1,148,000
	20-10	4-D	30-61	30	27	466,000	27	871,000
	20-10	4-I	46-61	26	33	466,000	28	871,000
	20-10	11-D	46-61	24	22	466,000	29	1,318,000
	20-10	11-I	36-66	23	26	466,000	29	1,318,000
20-20	6-D	36-51	19	18	466,000	29	2,812,000	
20-20	6-I	30-46	20	25	466,000	29	2,812,000	
20-20	9-D	41-56	26	25	466,000	29	1,259,000	
20-20	9-I	46-56	29	33	466,000	28	1,259,000	

- * Eje sencillo de 8.2 ton con ruedas dobles, 6 kg/cm² de presión de inflado. El rango indicado corresponde a seis determinaciones en ambas rodadas.
- ** Promedio de tres lecturas por sección. Equipo estándar de 500 kg a 8 cps.
- *** El índice de servicio inicial es 3.8, aproximadamente.
- **** Sección fallada en mayo de 1965.
- ***** Sección que falló en mayo de 1965 cuando estuvo sujeta a inundación después de fuertes tormentas.
- ***** Las secciones muestran grietas de cocodrilo en 0.5 por ciento del área total, al centro de la corona. El daño apareció en julio de 1971.

Fig 10. Comportamiento de los tramos de prueba 1964-1972 (refs 19, 23 y 26)

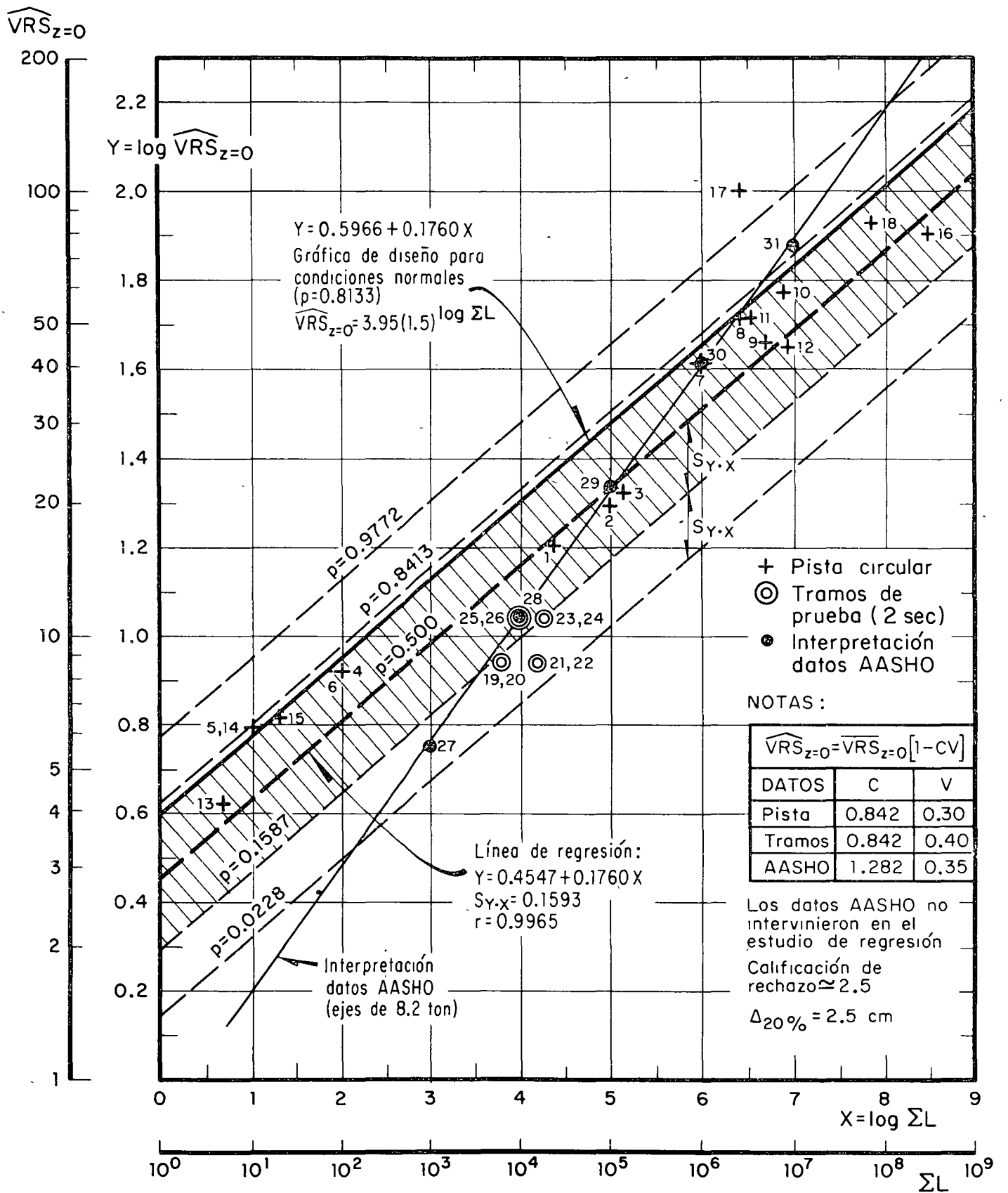


Fig 11. Análisis de la información experimental en la pista circular y en los tramos de prueba

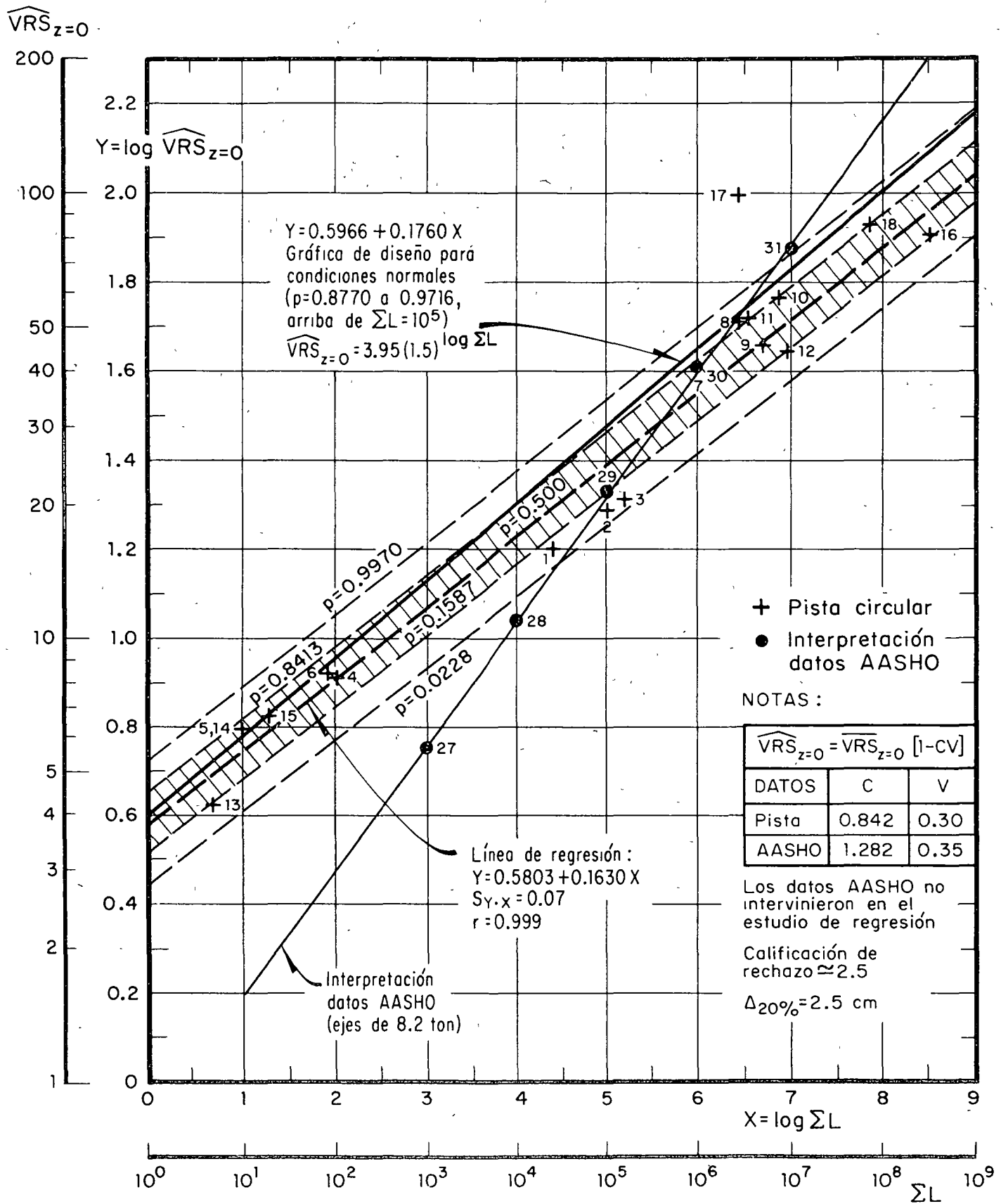


Fig 12. Análisis de la información experimental en la pista circular

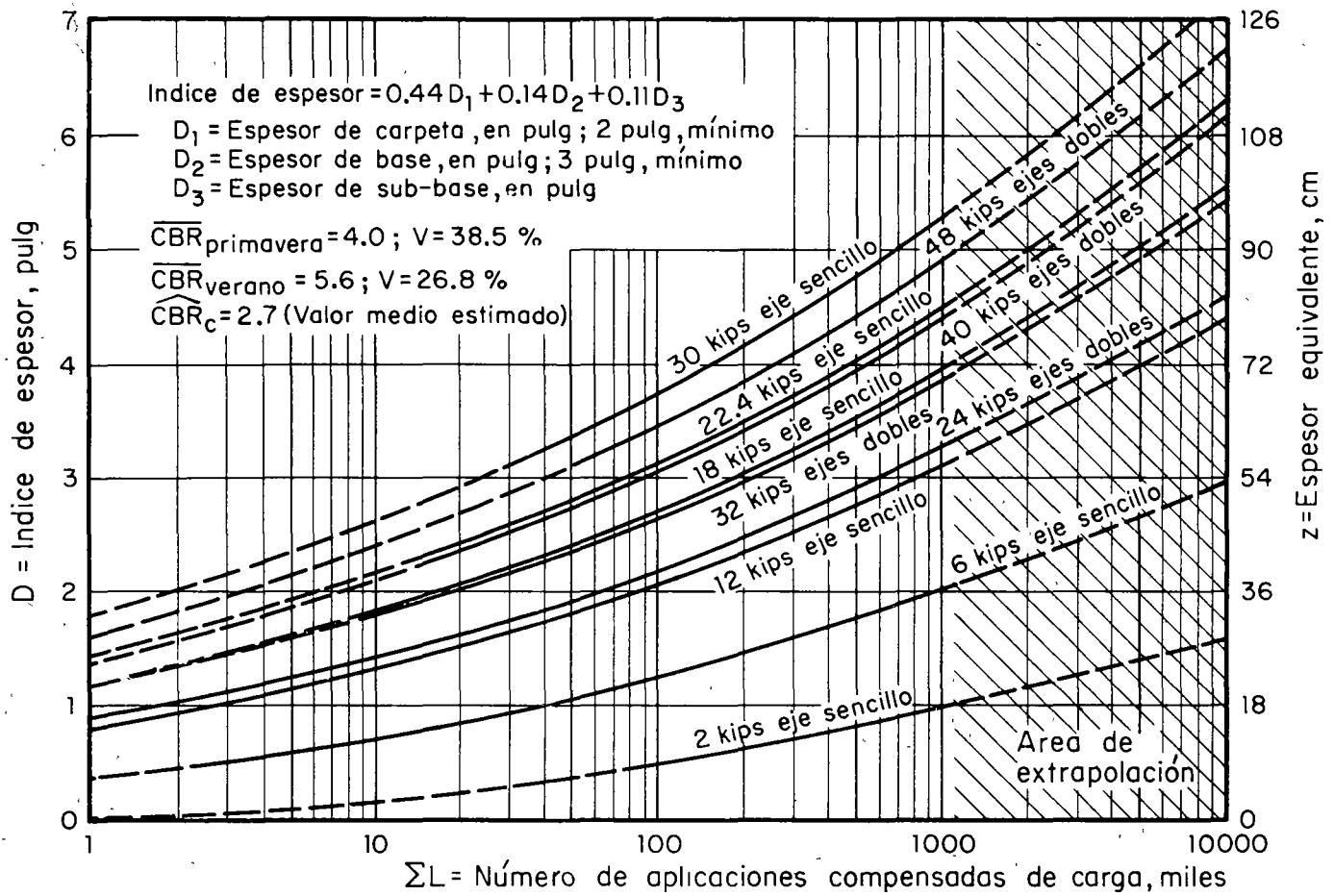


Fig 13. Resultados de la prueba AASHO. Nivel de rechazo = 2.5 (ref. 68)

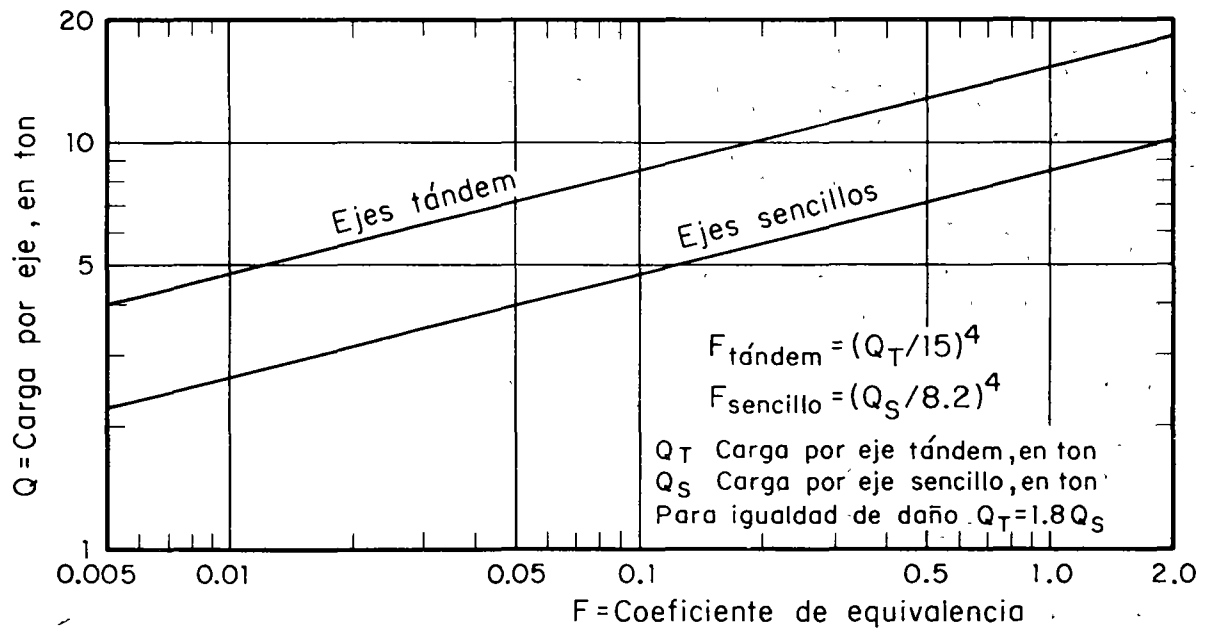


Fig 14. Coeficientes AASHO de daño por tránsito (ref 47)

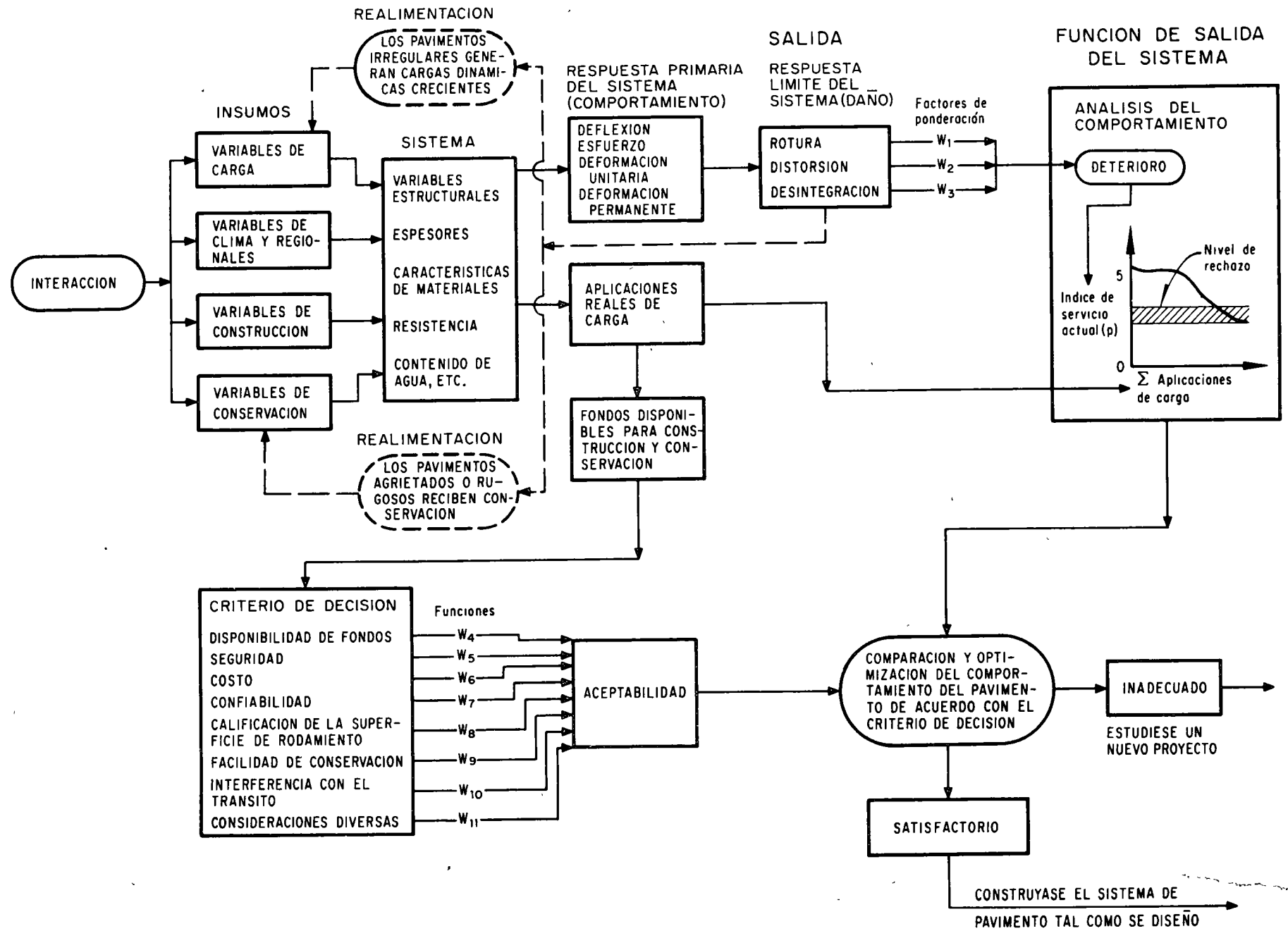
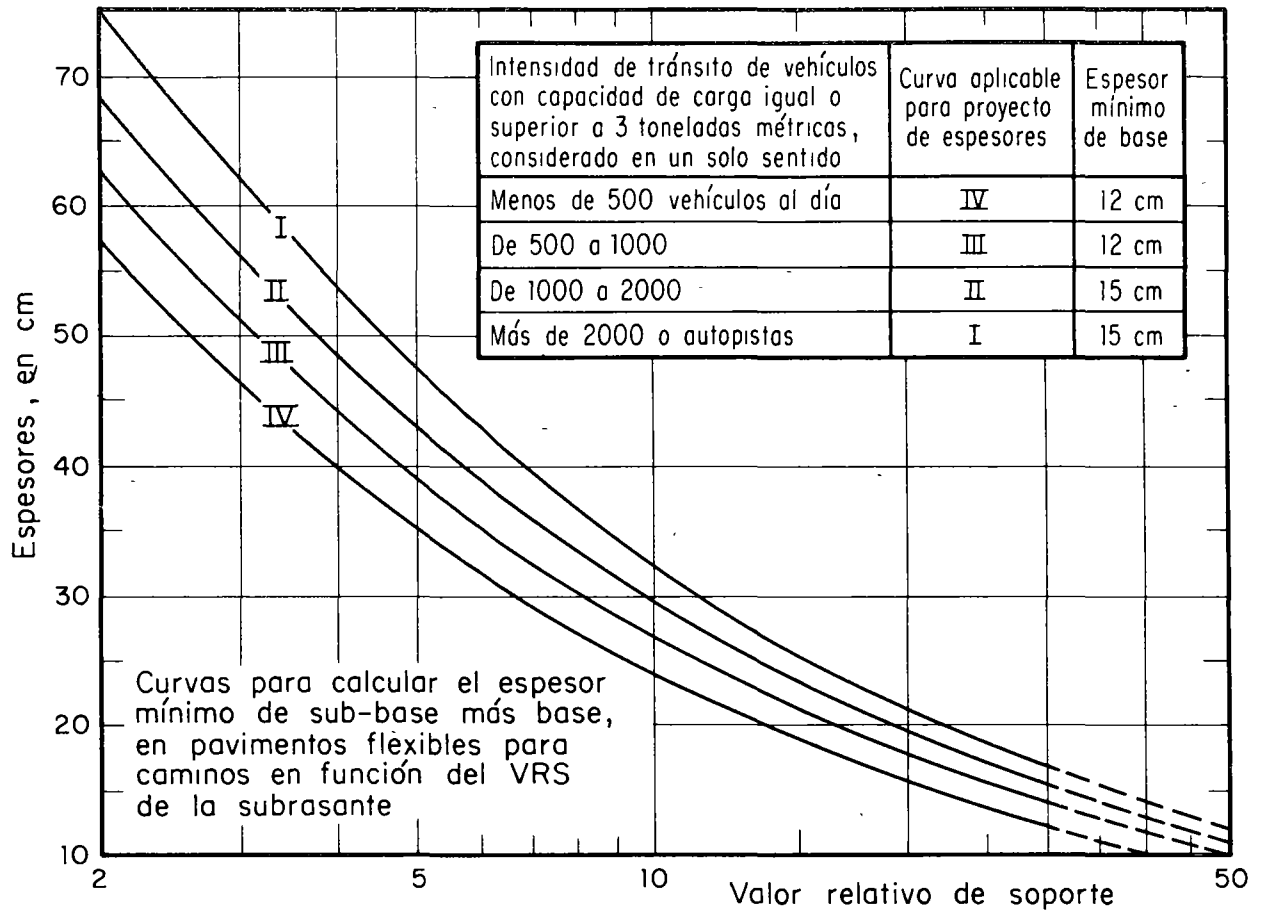
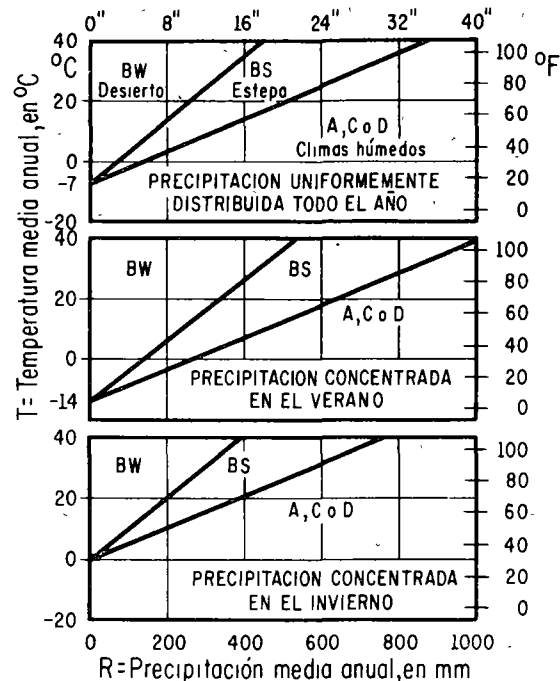
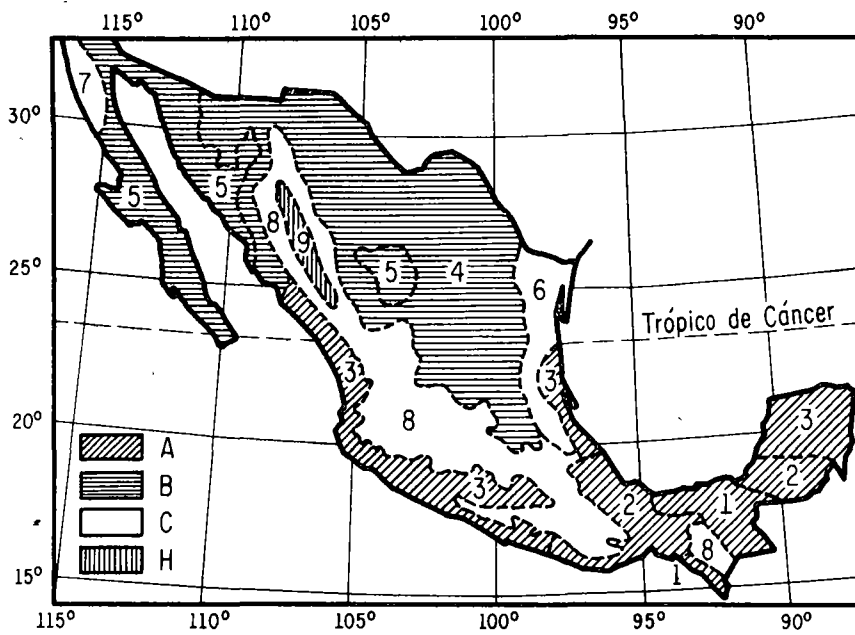


Fig 15. Sistema ideal de pavimento (de Finn et al, ref 43)



Prueba 108-13, SCOP - 1957

Fig 16. Gráfica de diseño actual



CLIMAS			
A	TROPICAL	Afa	1 Ecuatorial, tipo amazónico caluroso regular
		Ama	2 Subecuatorial, tipo sudanés caluroso regular
		Awa	3 Tropical, tipo senegalés variaciones térmicas
B	SECO	BSk	4 Estepario, tipo senegalés o tipo sirio. Caluroso, o templado medio, oscilaciones térmicas sensibles
		BWh	5 Desértico, tipo sahariano extremo
C	SUB TROPICAL	Cfa	6 Subtropical mediterráneo con influencia de monzón tipo chino, caluroso medio, oscilaciones térmicas notables
		Csb	7 Mediterráneo, tipo portugués templado medio, veranos secos y calientes
		Cwh	8 Subtropical de altura, tipo mexicano. Templado regular
H	DE MONTAÑA	H	9 De montaña, extremo tipo alpino

PRIMERA LETRA

A,C,D - Suficiente calor y precipitación para el crecimiento de árboles grandes

A - Climas tropicales. Todas las temperaturas medias mensuales mayores de 18°C

B - Climas secos. Fronteras determinadas mediante las gráficas T-R

C - Climas templado-calurosos. Temperatura media del mes más frío entre 18° y -3°C

D - Climas de nieve. Temperatura media del mes más caluroso mayor de 10°C, del mes más frío menor de -3°C

E - Climas polares. Temperatura media del mes más caluroso menor de 10°C

SEGUNDA LETRA

S - Clima estepario *

W - Clima desértico *

f - Suficiente precipitación todos los meses

m - Clima de selva, a pesar de una estación seca

s - Tiempo seco en verano

w - Tiempo seco en invierno

* Fronteras determinadas por gráficas T-R. Solo se usa en combinación con la primera letra B

TERCERA LETRA

a - Temperatura media del mes más caluroso, mayor de 22°C

b - Temperatura media del mes más caluroso, menor de 22°C (por lo menos cuatro meses tienen medias mayores de 10°C)

c - Menos de cuatro meses tienen medias mayores de 10°C

d - Igual que c, pero la media del mes más frío menor de -38°C

h - Seco y caliente. Temperatura media anual mayor de 18°C

k - Seco y frío. Temperatura media anual menor de 18°C

H - Clima de montaña. Extremo, tipo alpino

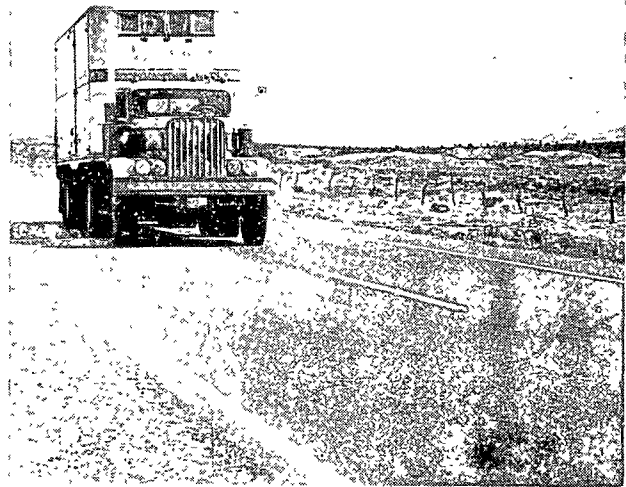
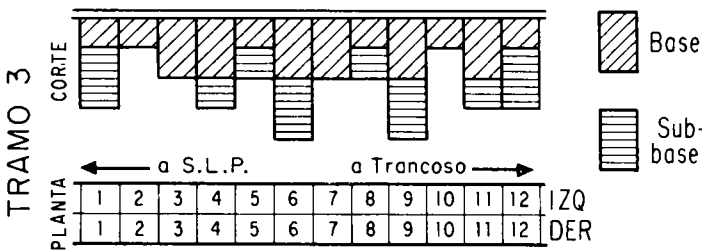
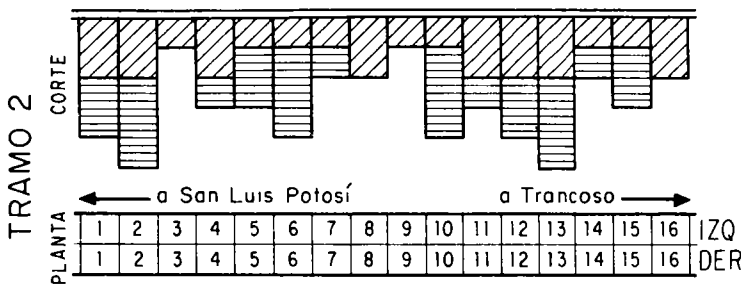
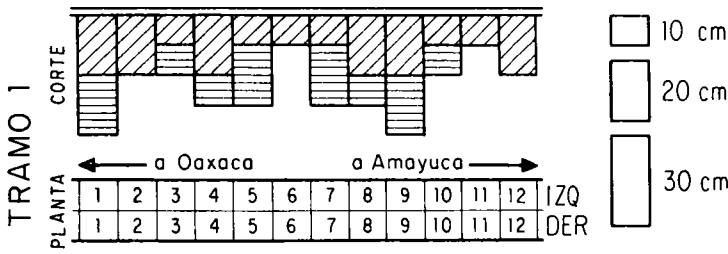
Fig 17. Clasificación de climas, con base en el sistema Köppen-Geiger (refs 19 y 101)

DISEÑO FACTORIAL

Carpeta	Base, en cm	Sub-base, en cm	Espesor total del pavimento, en cm	Sección No.
Carpeta de dos riegos	10	0	10	6
		1000	1000	13
		2000	2000	10
	20	0	20	2
		1000	3000	12
		2000	4000	8

Carpeta de dos riegos	10	0	10	3
		1000	1000	9
		2000	2000	7
	20	0	20	4
		1000	3000	15
		2000	4000	6

Carpeta de dos riegos	10	0	10	2
		1000	1000	10
		2000	3000	8
	20	0	20	3
		1000	3000	7
		2000	4000	4



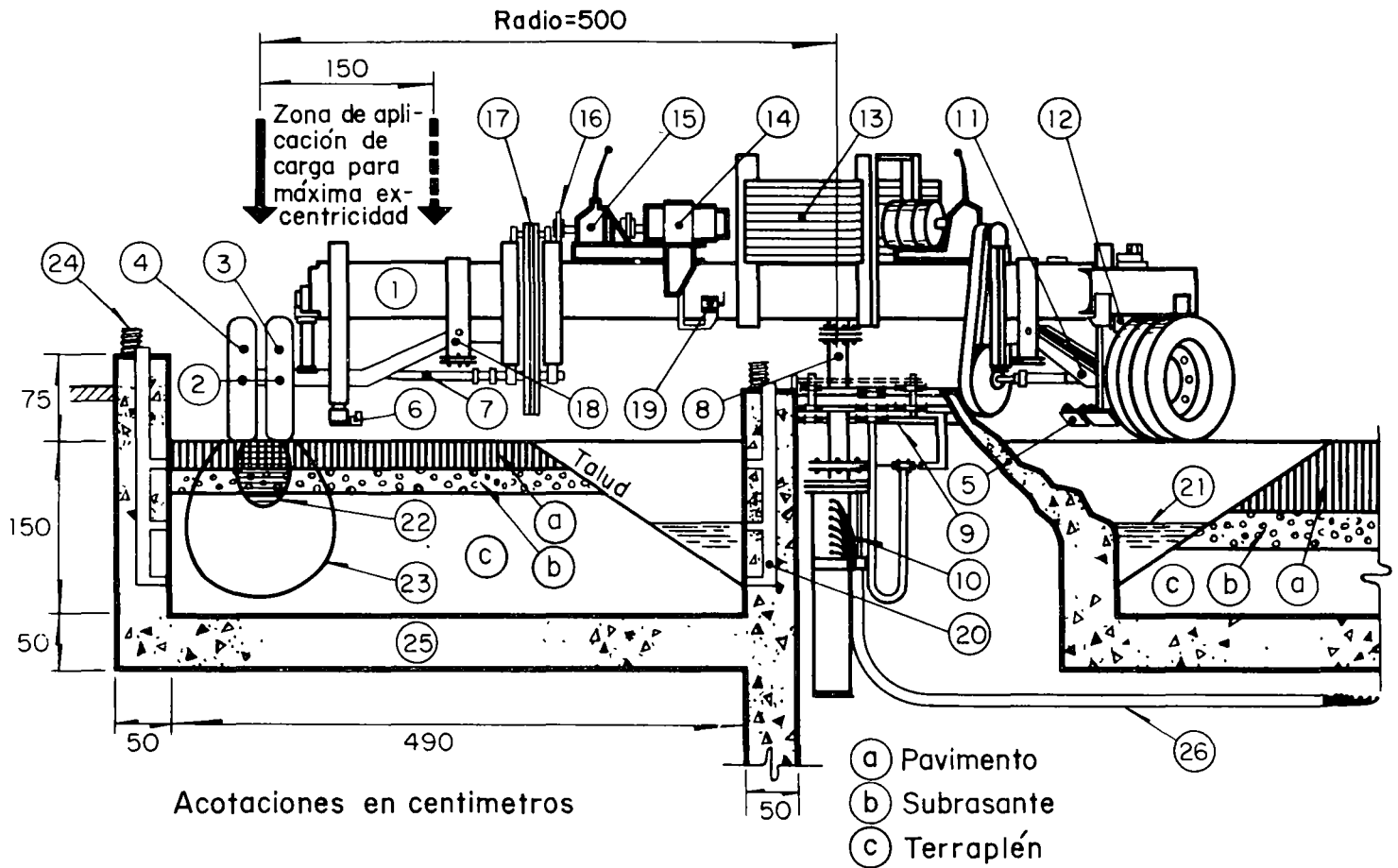
TRAMO 1

TRAMOS 2 Y 3

Fig 18. Características de los tramos experimentales (ref 4)

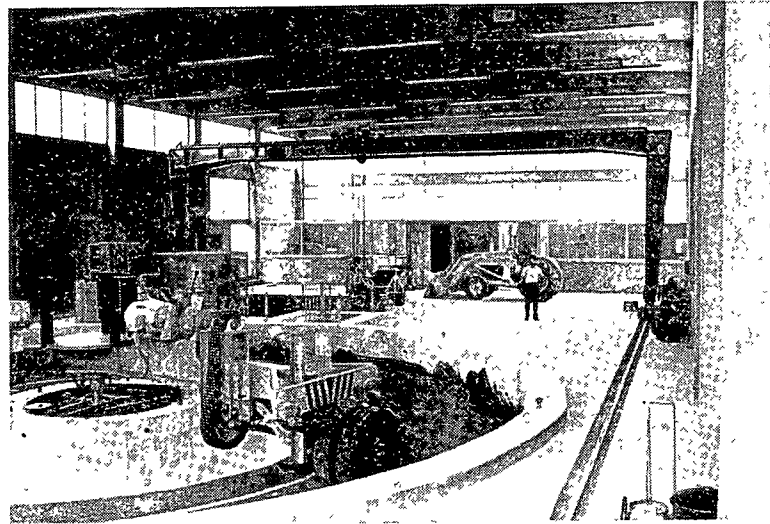
VARIABLES PRINCIPALES						PARAMETROS	
Clima	Tránsito	Calidad de la subrasante	Resistencia de conjunto	Años de servicio	Número de tramos		
A TROPICAL	Bajo	Baja	Baja	1 a 5	2	$\Sigma = 32$	<p>Terraplén uniforme de aproximadamente 1 m de altura</p> <p>Trazo en tangente con buena visibilidad y sin curvatura vertical. Pendiente máxima = 4 %</p> <p>Características de materiales y estructura con un coeficiente de variación no mayor de 20 %</p> <p>El mantenimiento de las secciones en observación no debe alterar más del 10 % de su superficie</p> <p>Tránsito estimado con error máximo de 20 %</p> <p>Longitud del tramo = 500 m, en un solo carril (LT)</p>
			Alto	>5	2		
			1 a 5	2			
		Baja	>5	2			
		Alto	1 a 5	2			
		>5	2				
	Alto	Baja	Baja	1 a 5	2		
			Alto	>5	2		
			1 a 5	2			
		Alto	Baja	>5	2		
			Alto	1 a 5	2		
			>5	2			
B ESTEPARIO	Bajo	Baja	Baja	1 a 5	2	$\Sigma = 32$	<p>NOTAS :</p> <p>Longitud de la sección \approx 400 m (LS)</p> <p>Transiciones = 25 m (T)</p> <p>Areas para muestreo y pruebas estructurales \approx 25 m (Td)</p>
			Alto	>5	2		
			1 a 5	2			
		Baja	>5	2			
		Alto	1 a 5	2			
		>5	2				
	Alto	Baja	Baja	1 a 5	2		
			Alto	>5	2		
			1 a 5	2			
		Alto	Baja	>5	2		
			Alto	1 a 5	2		
			>5	2			
C SUBTROPICAL	Bajo	Baja	Baja	1 a 5	2	$\Sigma = 32$	
			Alto	>5	2		
			1 a 5	2			
		Baja	>5	2			
		Alto	1 a 5	2			
		>5	2				
	Alto	Baja	Baja	1 a 5	2		
			Alto	>5	2		
			1 a 5	2			
		Alto	Baja	>5	2		
			Alto	1 a 5	2		
			>5	2			

Fig 19. Diseño del experimento en pavimentos existentes (ref 4)

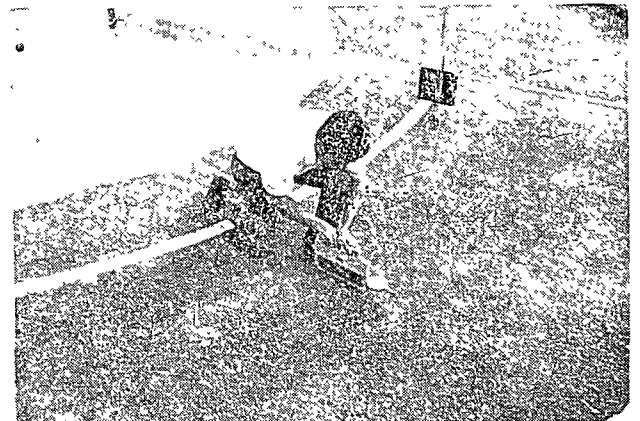
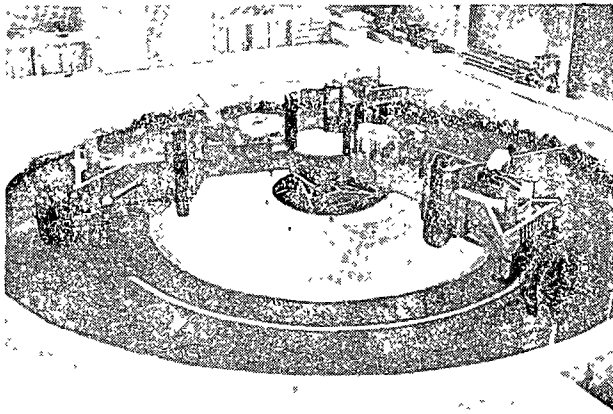


- | | |
|---------------------------------------|--|
| 1. Marco metálico | 14. Motor de 40 HP, de velocidad variable |
| 2. Ruedas gemelas 10.00-20 | 15. Caja de 5 velocidades |
| 3. Rueda motriz | 16. Cople flexible |
| 4. Rueda libre | 17. Cadena y catarinas |
| 5. Patín | 18. Articulación y chumacera |
| 6. Microswitch de protección | 19. Cilindro maestro para frenos hidráulicos |
| 7. Flecha motriz y juntas universales | 20. Tubos de instrumentación |
| 8. Flecha central flotante | 21. Control de nivel freático |
| 9. Mecanismo de excentricidad | 22. Bulbo de presión para placa de 30 cm |
| 10. Anillos razantes | 23. Bulbo de presión para placa de 75 cm |
| 11. Suspensión independiente | 24. Anclas para pruebas estáticas |
| 12. Muelles | 25. Estructura de concreto |
| 13. Placas de acero para lastre | 26. Túnel |

Fig 20. Características de la pista circular (refs 24 a 26)

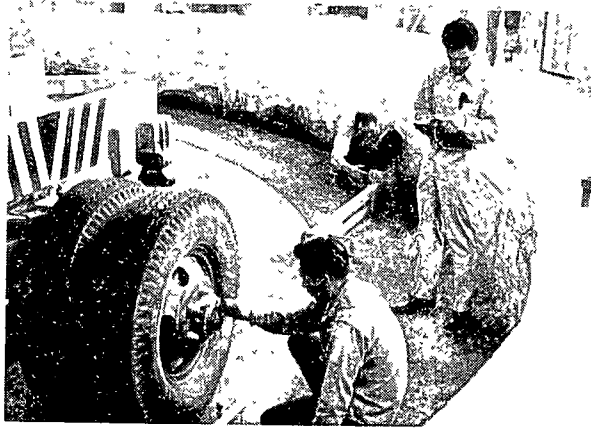


Vista general del laboratorio

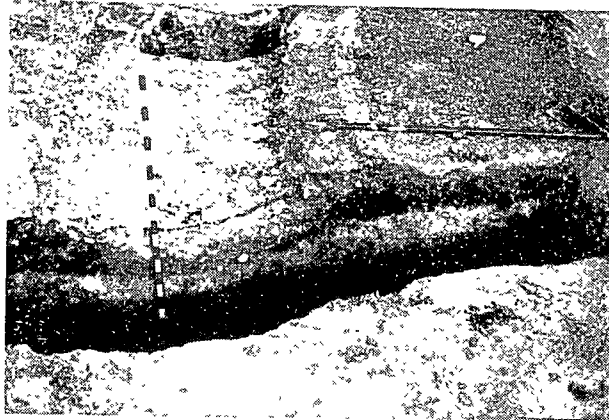


Determinación de perfiles y textura en tres modelos de pavimento sobre terracerías saturadas, antes de iniciarse las pruebas de tránsito acumulado

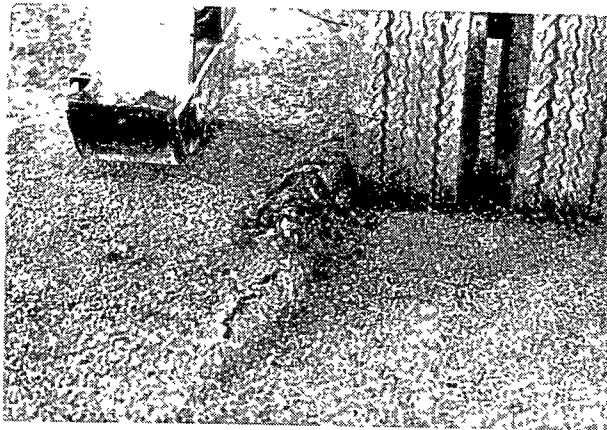
Fig 21. Aspecto de la pista circular



Pruebas de deflexión con viga Benkelman, para determinar la resistencia de conjunto de la carretera



Perfil del pavimento después de la falla general por cortante en el anillo 2 saturado. $\Sigma L=300$. Cada división de la regla corresponde a 5 cm



Falla en la capa de base del pavimento de un anillo, bajo la acción de ejes sencillos de 10 ton

Fig 22. Detalles de la experimentación en la pista circular

Anillo	Sección	Espesores, cm				Grado de compactación (G), en porcentaje			Condición de prueba	VRS			ΣL a la falla (ejes de 8,2 ton)			
		Carpeta	Base	Subrasante	Terraplén	Base	Subrasante	Terraplén		Base ^I	Subrasante ^{II}	Terraplén ^{II}				
1	1	Un riego; D ₁ = 0		20	115	↑ 95 ↕ G ↕ 100 (Pórtér)	↑ 95 ↕ G ↕ 100 (Próctor)	↑ 90 ↕ G ↕ 90 (Próctor)	La de construcción w = w _{opt}				25 000			
	2		15	30	105					141	14*	10	102 000			
	3		40	95	141					18*	8	155 000				
3	7			20	110					191	27*	15	1 000 000 ^{III}			
	8		20	30	100					118	34*	16	2 800 000 ^{III}			
	9		40	90	147					30*	16	5 000 000 ^{III}				
4	10			20	105					141	29*	22	7 350 000 ^{III}			
	11		25	30	95					141	26*	14	3 500 000 ^{III}			
	12		40	85	141					22*	11	9 100 000 ^{III}				
2 sat	4			20	110				↓ 95 ↕ G ↕ 100 (Pórtér)	↓ 95 ↕ G ↕ 100 (Próctor)	↓ 85 ↕ G ↕ 90 (Próctor)	Terracerfa saturada durante un mes. Nivel freático a 60 cm bajo la rasante	132	9	2*	105
	5		20	30	100								173	8	1*	10
	6		40	90	139								9	1*	85	
5 sat	13			20	110								152	40	1*	5
	14		20	30	100								140	40	1*	10
	15		40	90	141								40	0,8*	20	
6 sat	16		50	100	—								133	9,7* (z = 60)		310 000 000 ^{III}
	17		60	90	—								133	8,0* (z = 74)		2 750 000 ^{III}
	18		70	80	—								133	8,0* (z = 70)		70 000 000 ^{III}

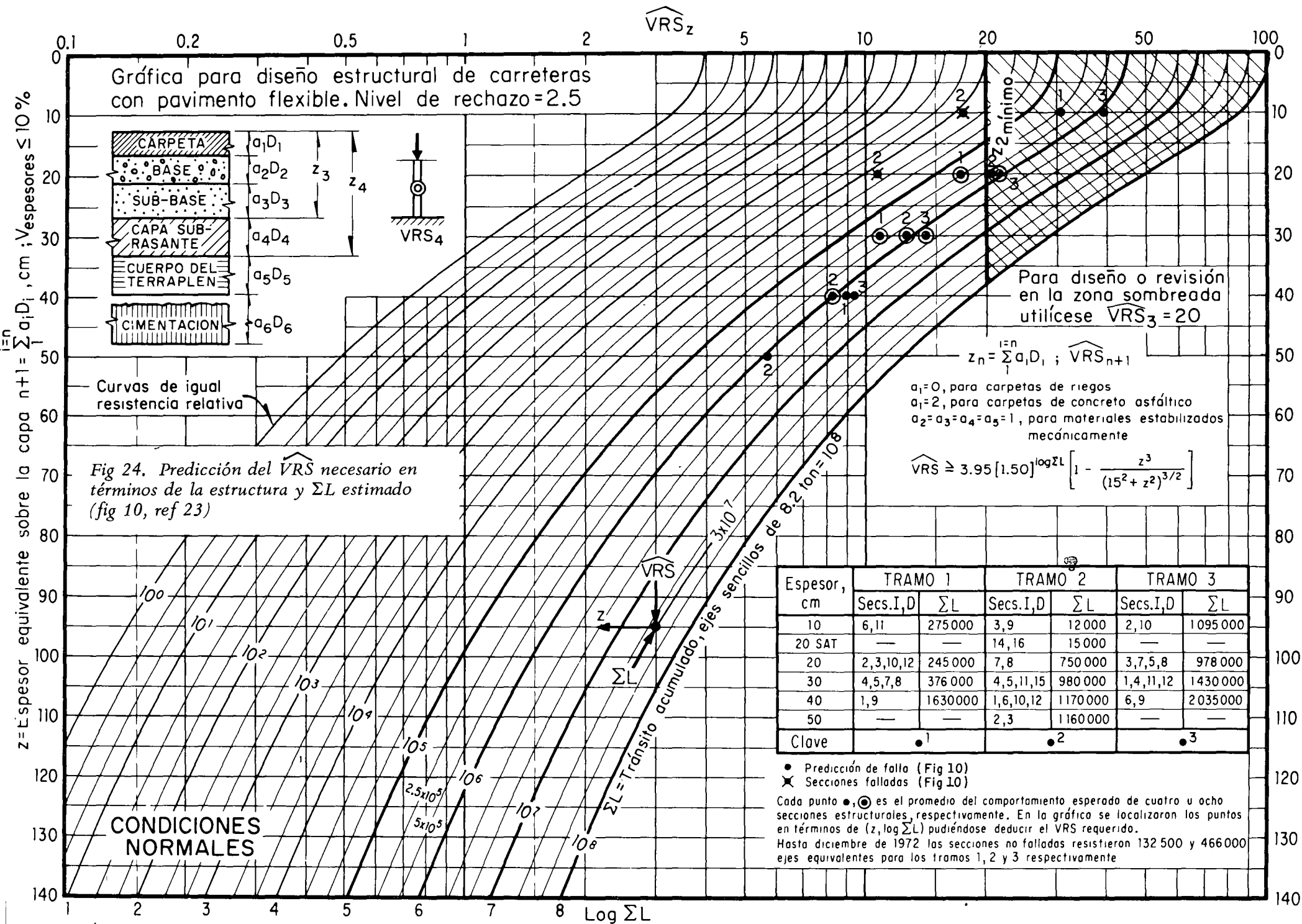
^I Prueba de calidad; muestra compactada con el método Pórtér y ensayada después de ser saturada (refs 31 y 32)

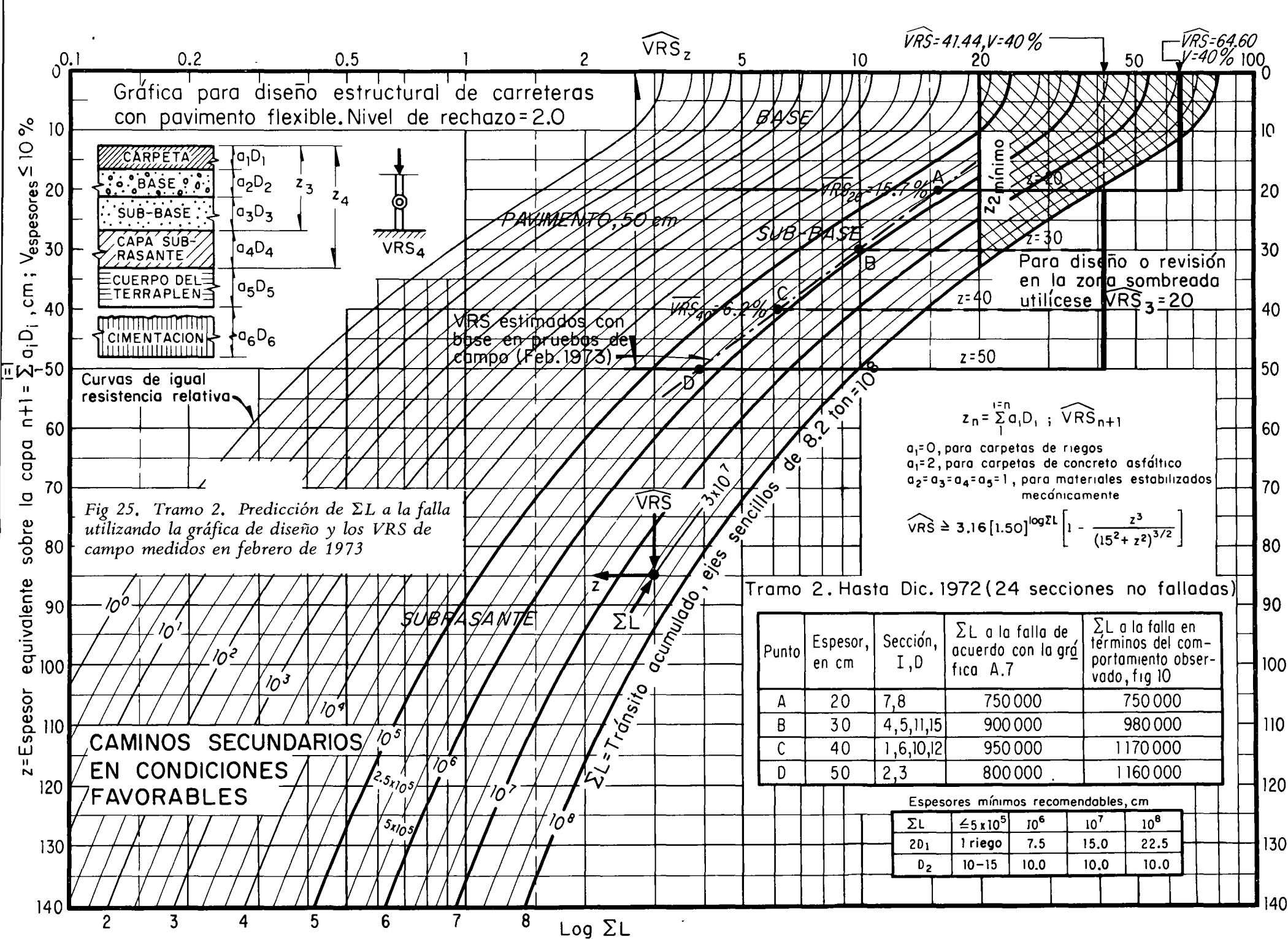
^{II} Prueba de valor relativo de soporte en el lugar después de terminada la prueba de tránsito. *) Valor crítico de acuerdo con el concepto de resistencia relativa

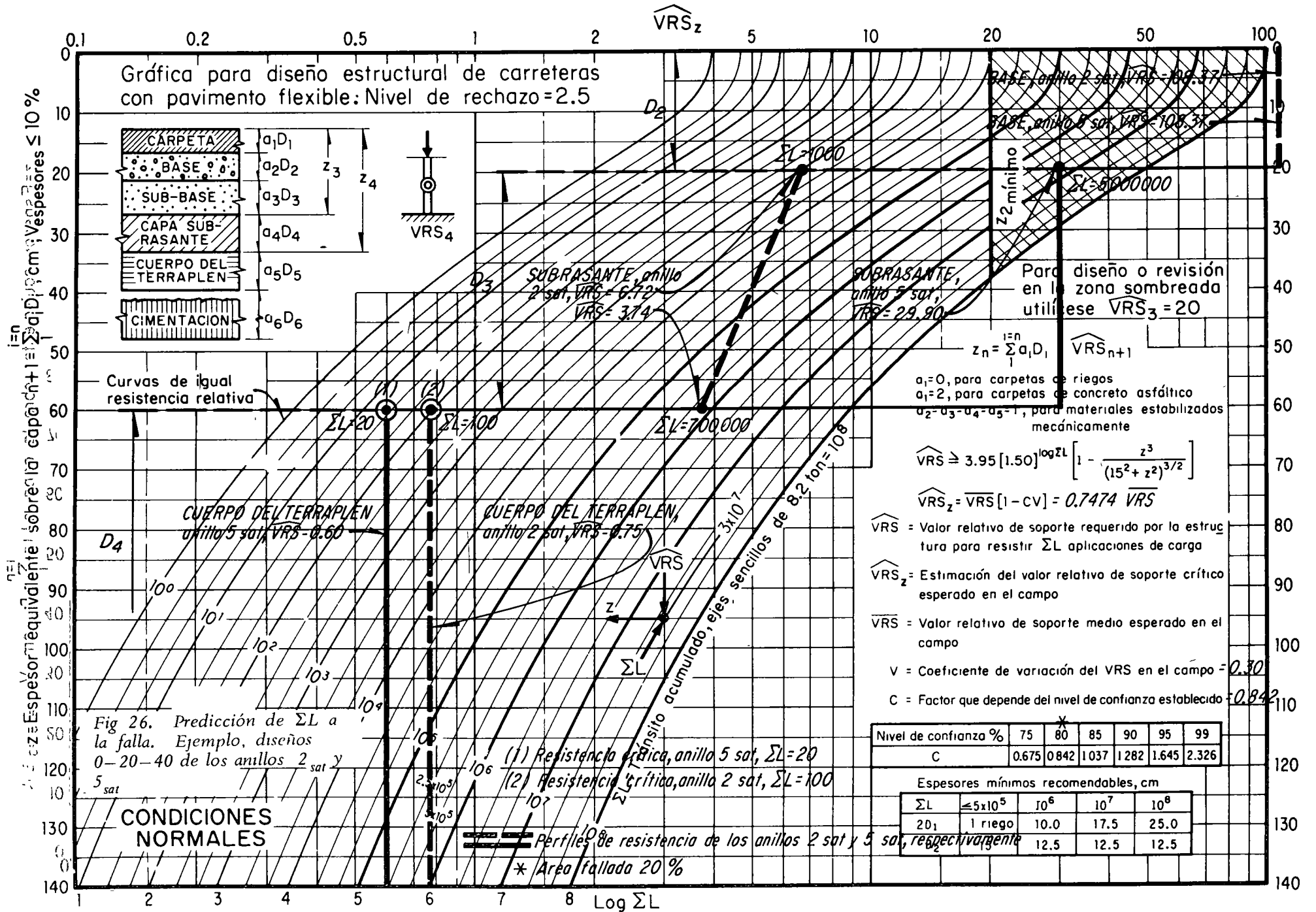
^{III} Regresión parabólica de las gráficas de comportamiento log p – log ΣL, para una calificación de rechazo p = 2,5

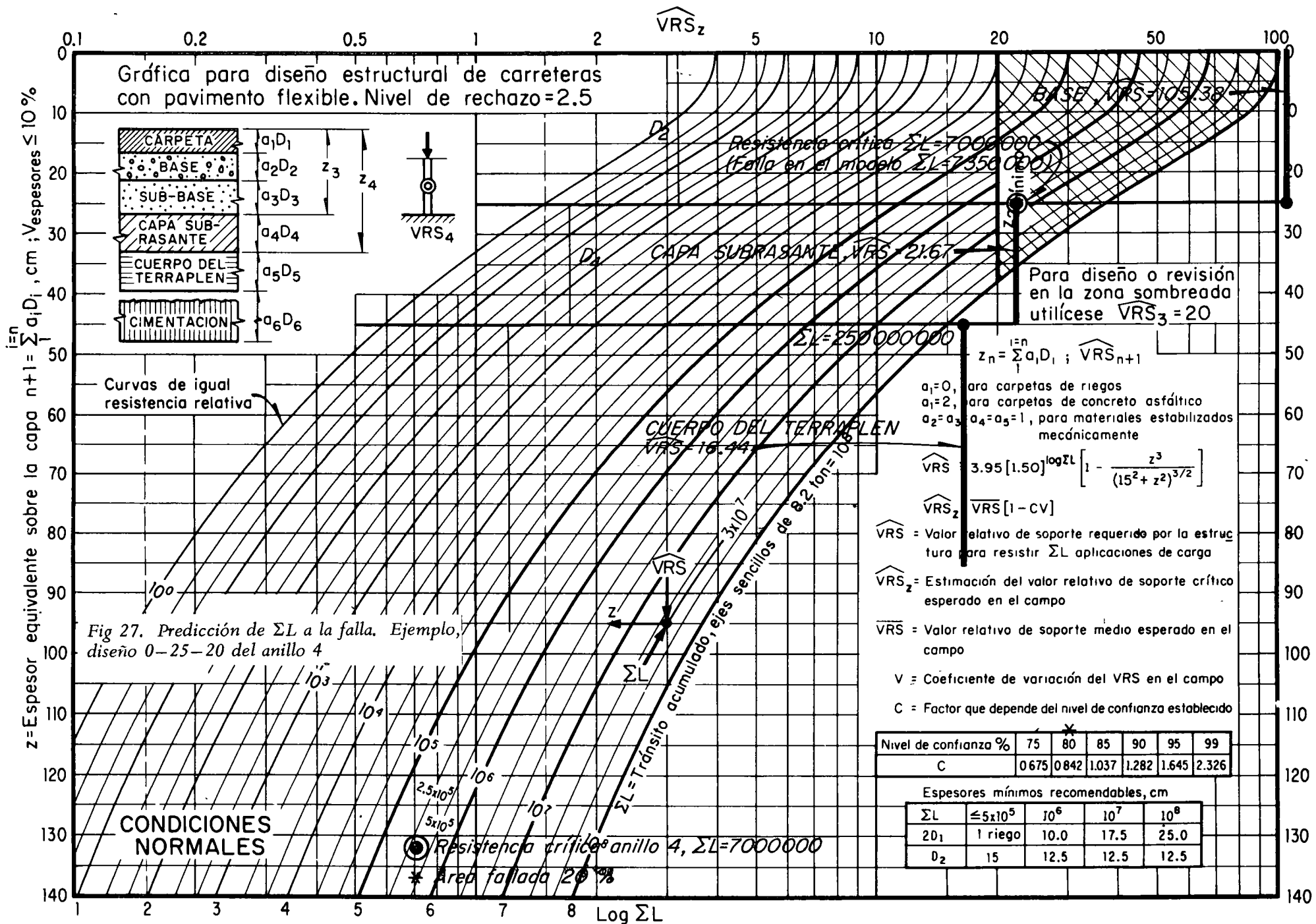
NOTA. Para fines de análisis se considera que el coeficiente de variación en espesores es de 10 por ciento y en VRS es de 30 por ciento.

Fig 23. Programa experimental (1971–1972) realizado en la pista circular









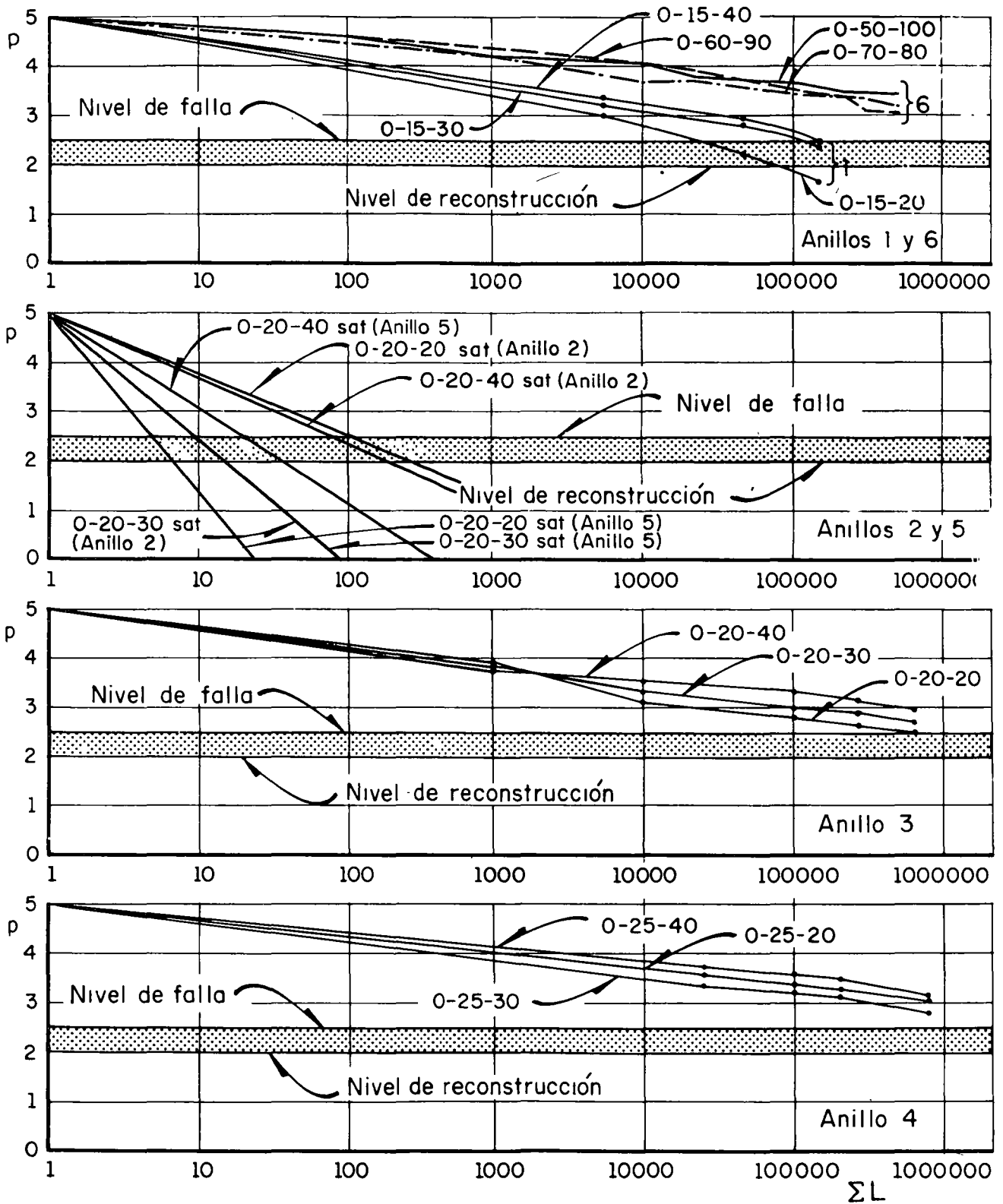
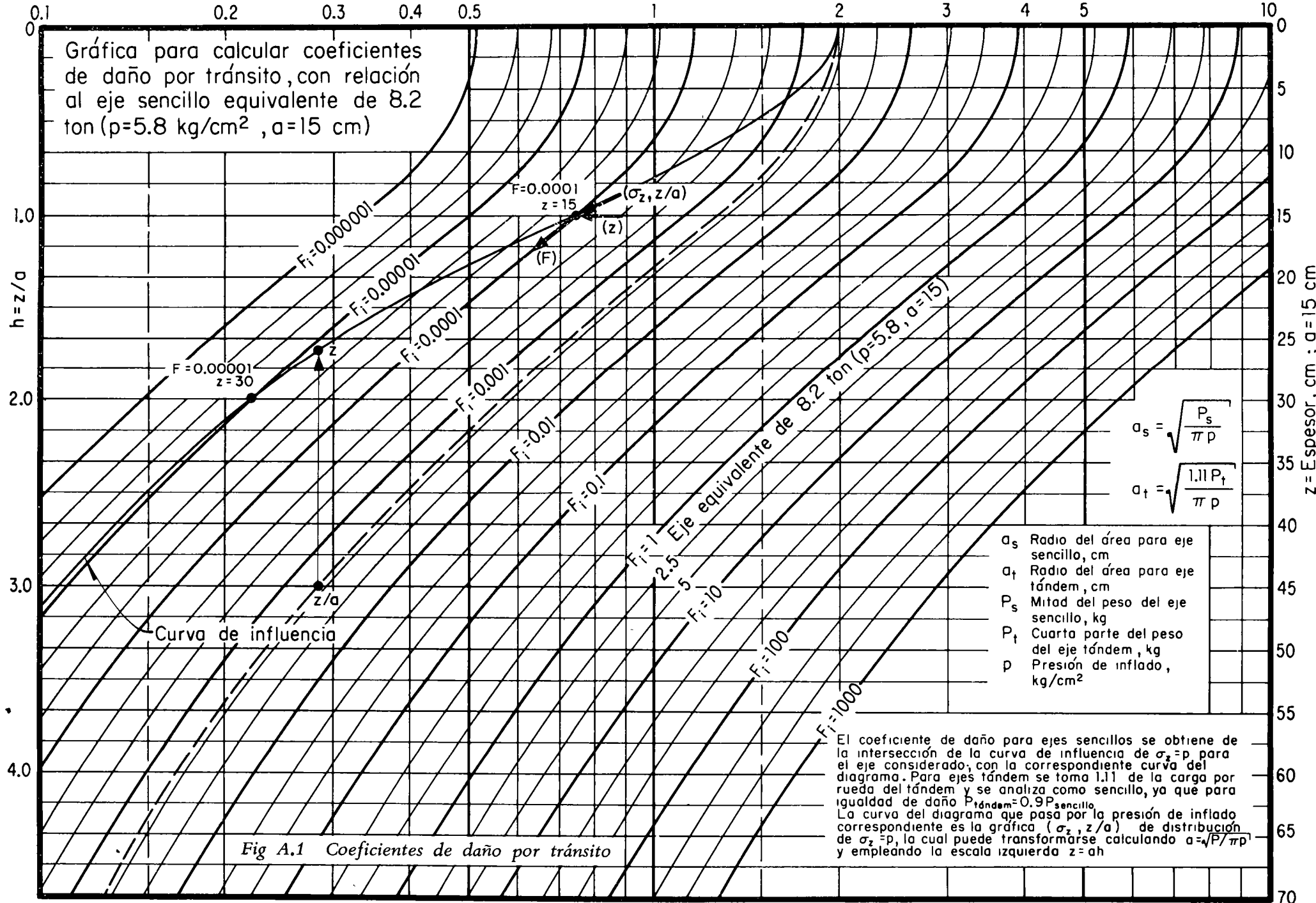


Fig 28. Gráficas de comportamiento de las 18 secciones experimentales ensayadas en la pista circular

A P E N D I C E A

GRAFICAS Y TABLAS DE DISEÑO

σ_z = Esfuerzo vertical, kg/cm²; p = Presión de inflado, kg/cm²



Gráfica para calcular coeficientes de daño por tránsito, con relación al eje sencillo equivalente de 8.2 ton (p=5.8 kg/cm², a=15 cm)

Fig A.1 Coeficientes de daño por tránsito

El coeficiente de daño para ejes sencillos se obtiene de la intersección de la curva de influencia de $\sigma_z = p$ para el eje considerado, con la correspondiente curva del diagrama. Para ejes tándem se toma 1.11 de la carga por rueda del tándem y se analiza como sencillo, ya que para igualdad de daño $P_{tándem} = 0.9 P_{sencillo}$. La curva del diagrama que pasa por la presión de inflado correspondiente es la gráfica ($\sigma_z, z/a$) de distribución de $\sigma_z = p$, la cual puede transformarse calculando $a = \sqrt{P/\pi p}$ y empleando la escala izquierda $z = ah$

NOTA

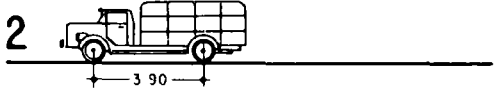
K_v = Coeficiente de equivalencia para el vehículo vacío

K_c = Coeficiente de equivalencia para el vehículo cargado

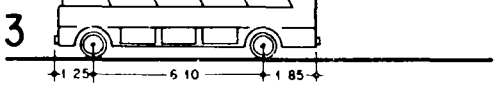
A_p



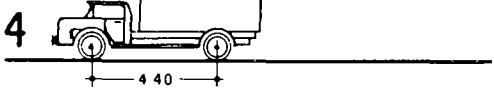
A_c



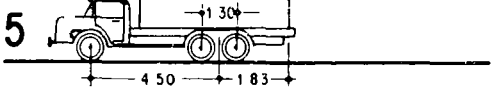
B



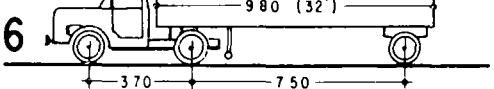
C_2



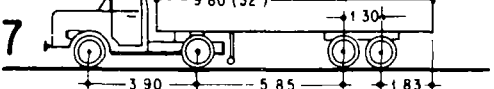
C_3



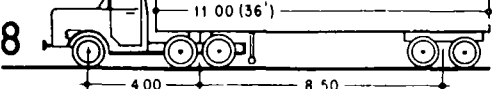
T2-S1



T2-S2



T3-S2



Eje	Características		P, kg/cm ²
	Peso, ton Cargado	Vacío	

1	1.0	0.8	2.0
2	1.0	0.8	2.0
3			
Σ	2.0	1.6	-

1	1.6	1.2	4.2
2	3.3	1.2	4.2
3			
Σ	4.9	2.4	-

1	4.2	3.0	5.8
2	8.3	7.0	5.8
3			
Σ	12.5	10.0	-

1	2.5	1.5	5.0
2	6.8	2.7	5.0
3			
Σ	9.3	4.2	-

1	2.6	1.7	5.0
2	14.0	5.2	5.0
3			
Σ	16.6	6.9	-

1	3.0	2.5	5.8
2	8.0	3.6	5.8
3	7.8	3.0	5.8
Σ	18.8	9.1	-

1	4.0	3.5	5.8
2	8.5	4.0	5.8
3	12.1	3.8	5.8
Σ	24.6	11.3	-

1	3.9	3.5	5.8
2	13.0	5.4	5.8
3	13.0	5.0	5.8
Σ	29.9	13.9	-

Coeficientes de daño			
Cargado, F.			
z=0	z=15	z=22.5	z=30

0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0046	0.000	0.000	0.000

0.17	0.002	0.001	0.000
0.17	0.040	0.010	0.010
0.34	0.042	0.011	0.010

1.0	0.150	0.080	0.050
1.0	1.000	1.020	1.050
2.0	1.150	1.100	1.100

0.44	0.025	0.008	0.002
0.44	0.440	0.440	0.440
0.88	0.465	0.448	0.442

0.44	0.025	0.008	0.003
0.44	0.650	0.650	0.650
0.88	0.675	0.658	0.653

1.0	0.040	0.015	0.007
1.0	0.900	0.900	0.900
1.0	0.800	0.800	0.800
3.0	1.740	1.715	1.707

1.0	0.120	0.060	0.030
1.0	1.000	1.020	1.050
2.0	0.450	0.400	0.400
4.0	1.570	1.480	1.480

1.0	0.100	0.050	0.025
2.0	0.600	0.500	0.500
2.0	0.600	0.500	0.500
5.0	1.300	1.050	1.025

Coeficientes de daño			
Vacío, F'			
z=0	z=15	z=22.5	z=30

0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0046	0.000	0.000	0.000

0.17	0.001	0.000	0.000
0.17	0.000	0.000	0.000
0.34	0.001	0.000	0.000

1.0	0.040	0.015	0.007
1.0	0.600	0.500	0.500
2.0	0.640	0.515	0.507

0.44	0.002	0.000	0.000
0.44	0.025	0.008	0.003
0.88	0.027	0.008	0.003

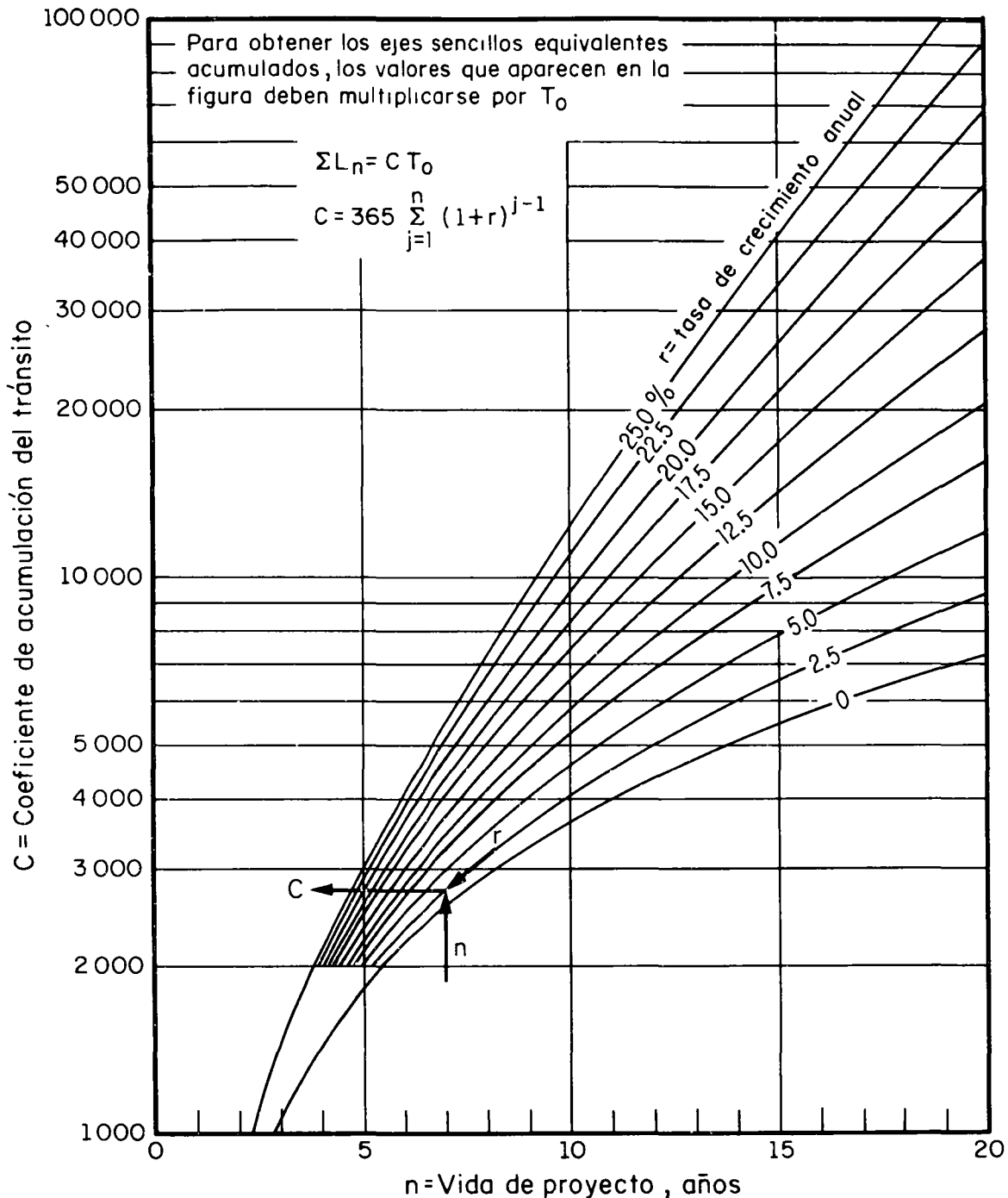
0.44	0.004	0.001	0.000
0.44	0.040	0.010	0.006
0.88	0.044	0.011	0.006

1.0	0.020	0.006	0.002
1.0	0.080	0.030	0.020
1.0	0.040	0.015	0.007
3.0	0.140	0.051	0.029

1.0	0.080	0.030	0.020
1.0	0.120	0.060	0.030
2.0	0.010	0.002	0.001
4.0	0.210	0.092	0.051

1.0	0.080	0.030	0.020
2.0	0.040	0.015	0.007
2.0	0.030	0.010	0.005
5.0	0.150	0.055	0.032

Fig A.2 Coeficientes de daño por tránsito para vehículos típicos



$\sum L_n$ tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton

C coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r

T_0 tránsito medio diario por carril en el primer año de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton

$$T_0 = \sum N_i F_i + \sum N'_i F'_i$$

N_i, N'_i promedio diario por carril de vehículos tipo i (cargados o descargados respectivamente), durante el primer año de servicio

F_i, F'_i coeficiente de daño relativo producido por cada viaje del vehículo i (cargado o descargado, respectivamente), ejes equivalentes de 8.2 ton

Fig A.3. Gráfica para estimar el tránsito equivalente acumulado



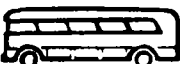




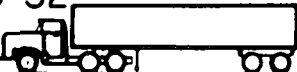
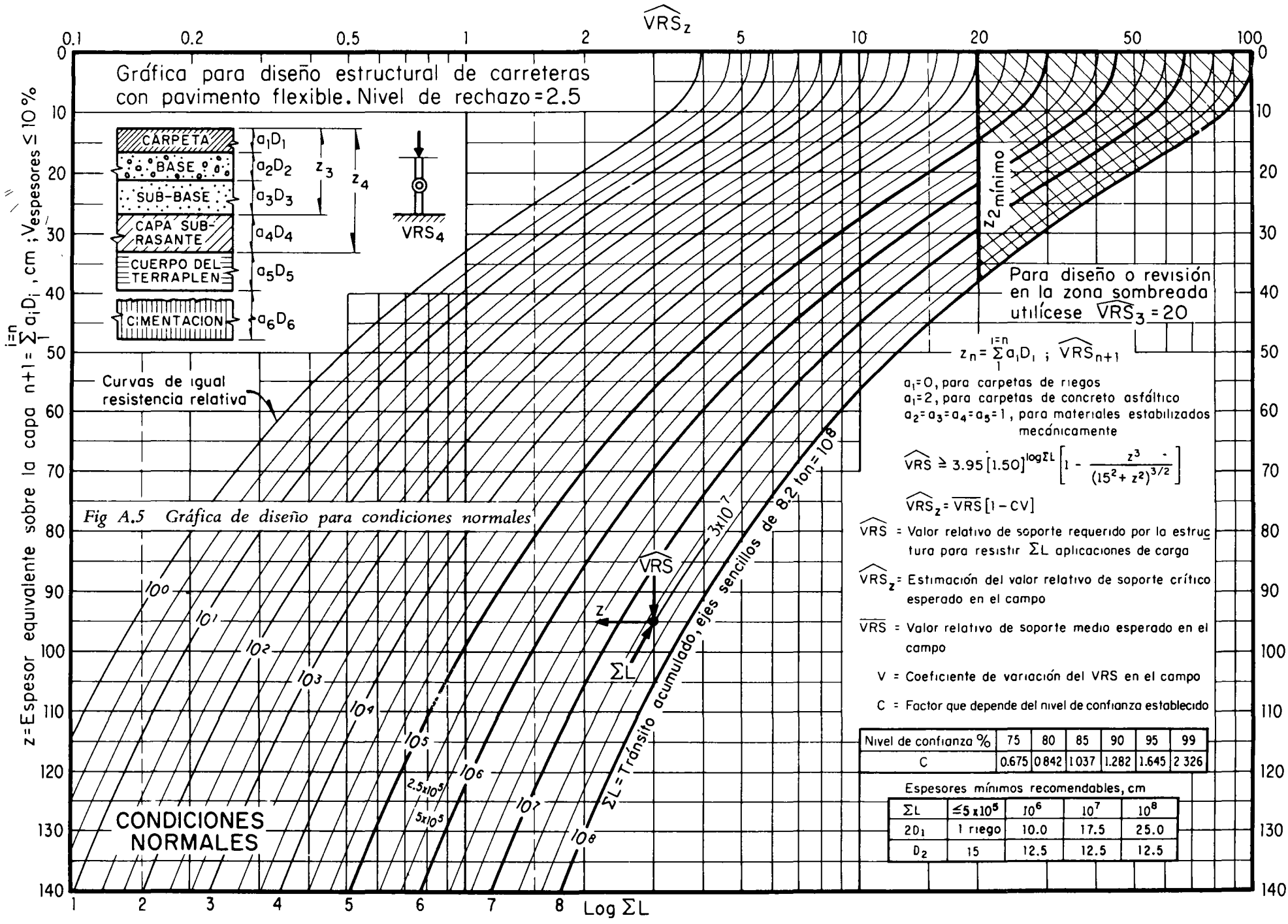
TIPO DE VEHICULO	Número de vehículos en ambas direcciones	Coeficiente de distribución	Número de vehículos en el carril de proyecto	Coeficiente de vehículos cargados o vacíos	Número de vehículos cargados o vacíos por carril N_i, N'_i	Coeficientes de daño por tránsito, F_i, F'_i		Número de ejes equivalentes de 8.2 ton, $N_i F_i, N'_i F'_i$								
						z=0 cm	z=15 cm	z=0 cm	z=15 cm							
A _p 				C=		0.005	0									
				V=		0.005	0									
A _c 				C=		0.34	0.042									
				V=		0.34	0.001									
B 				C=		2.0	1.150									
				V=		2.0	0.640									
C2 				C=		0.88	0.465									
				V=		0.88	0.027									
C3 				C=		0.88	0.675									
				V=		0.88	0.044									
T2-S1 				C=		3.0	1.740									
				V=		3.0	0.140									
T2-S2 				C=		4.0	1.570									
				V=		4.0	0.210									
T3-S2 				C=		5.0	1.300									
				V=		5.0	0.150									
<table border="1"> <tr> <td>NUMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES</td> <td>COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>40 - 50</td> </tr> <tr> <td>6 o más</td> <td>30 - 40</td> </tr> </table>		NUMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %	2	50	4	40 - 50	6 o más	30 - 40	Total			$T_0, T'_0 =$ Tránsito equivalente inicial			
NUMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %															
2	50															
4	40 - 50															
6 o más	30 - 40															
Años de servicio, $n =$ _____ Tasa de crecimiento anual, $r =$ _____ %																
Coeficiente de acumulación del tránsito, $C =$ _____																
Tránsito acumulado, $\sum L_n = CT_0 =$ _____ $\sum L'_n = CT'_0 =$ _____																

Fig A.4 Tabla para cálculo del tránsito acumulado en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton



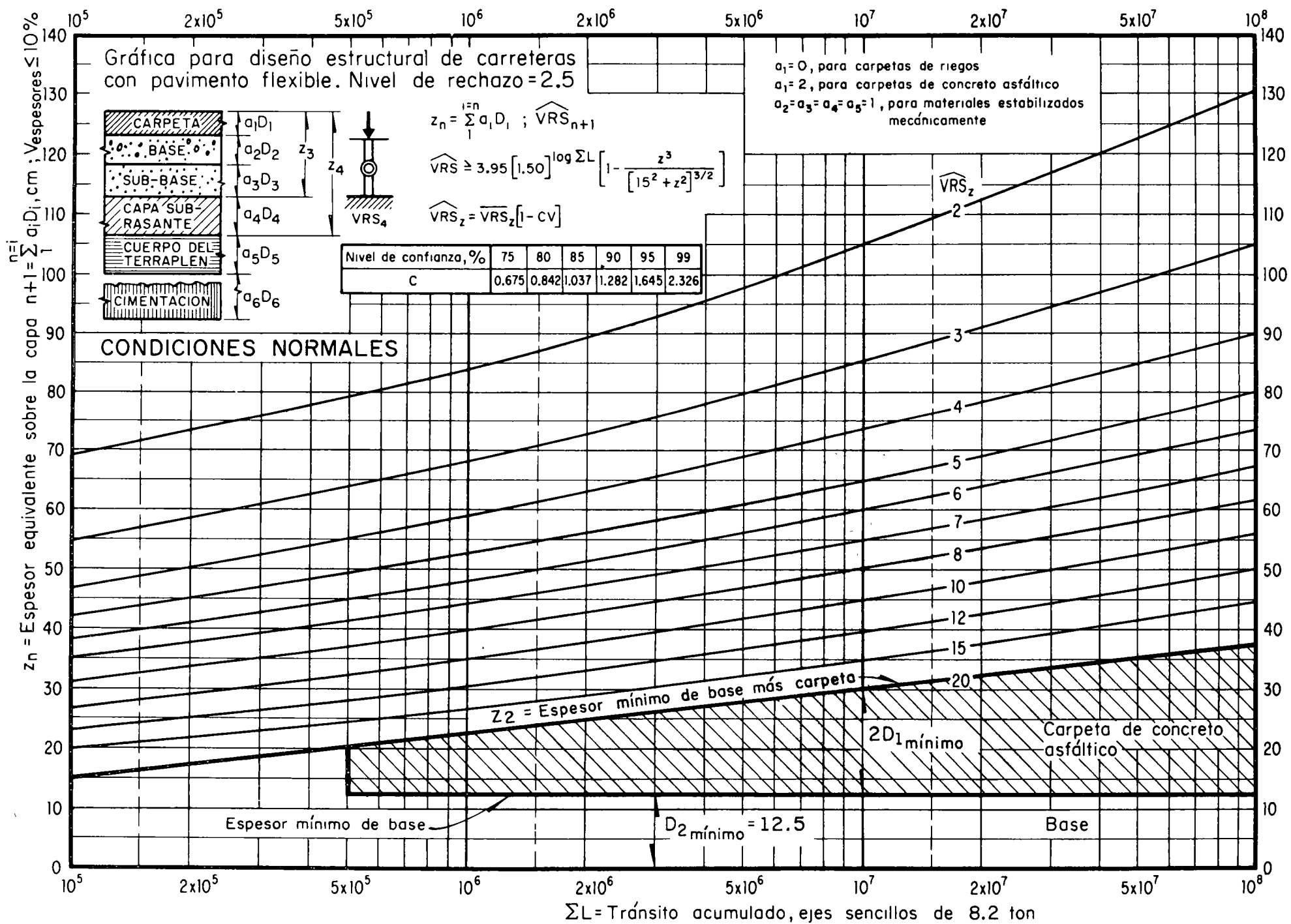
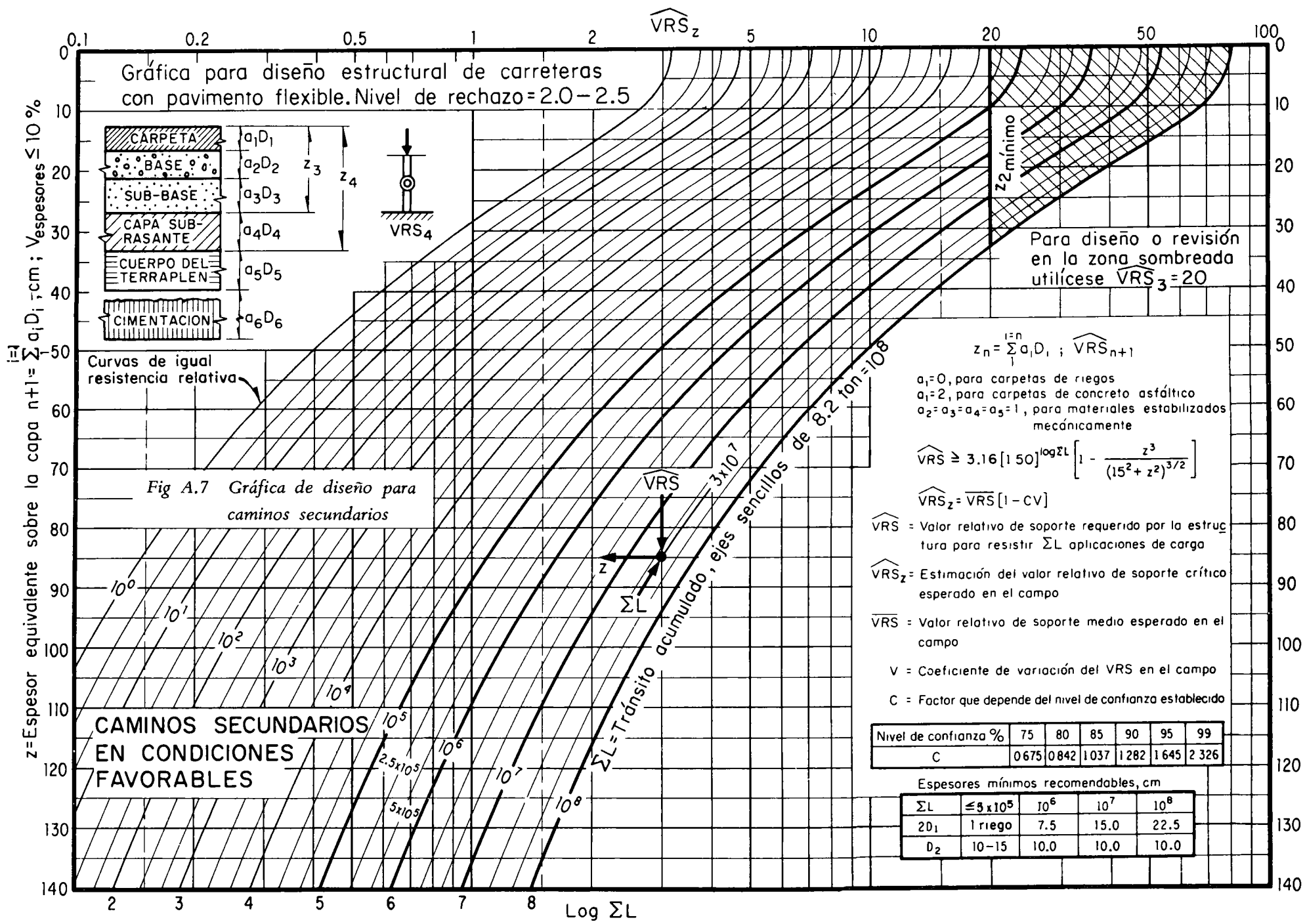


Fig A.6 Gráfica de diseño para condiciones normales



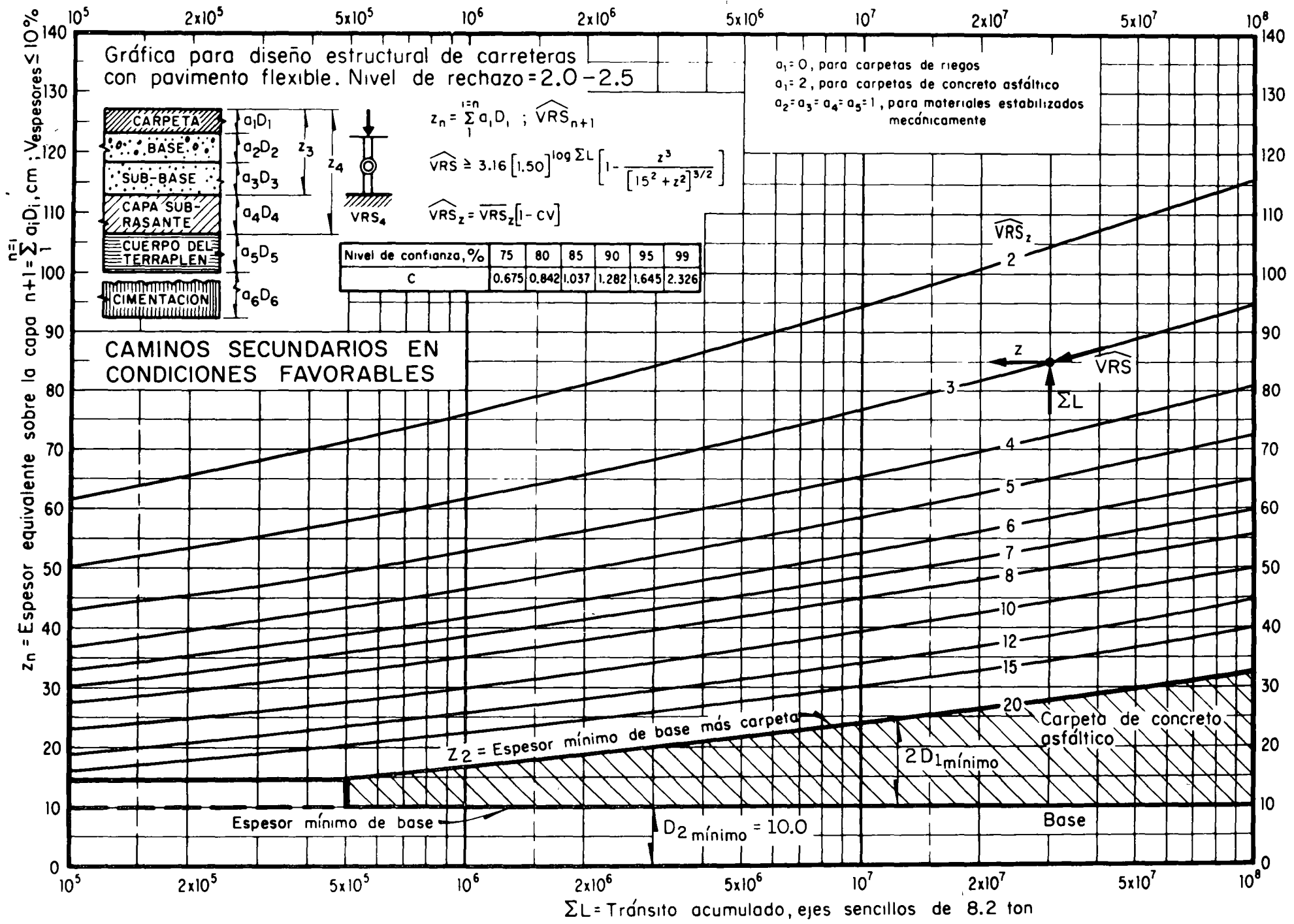


Fig A.8 Gráfica de diseño para caminos secundarios

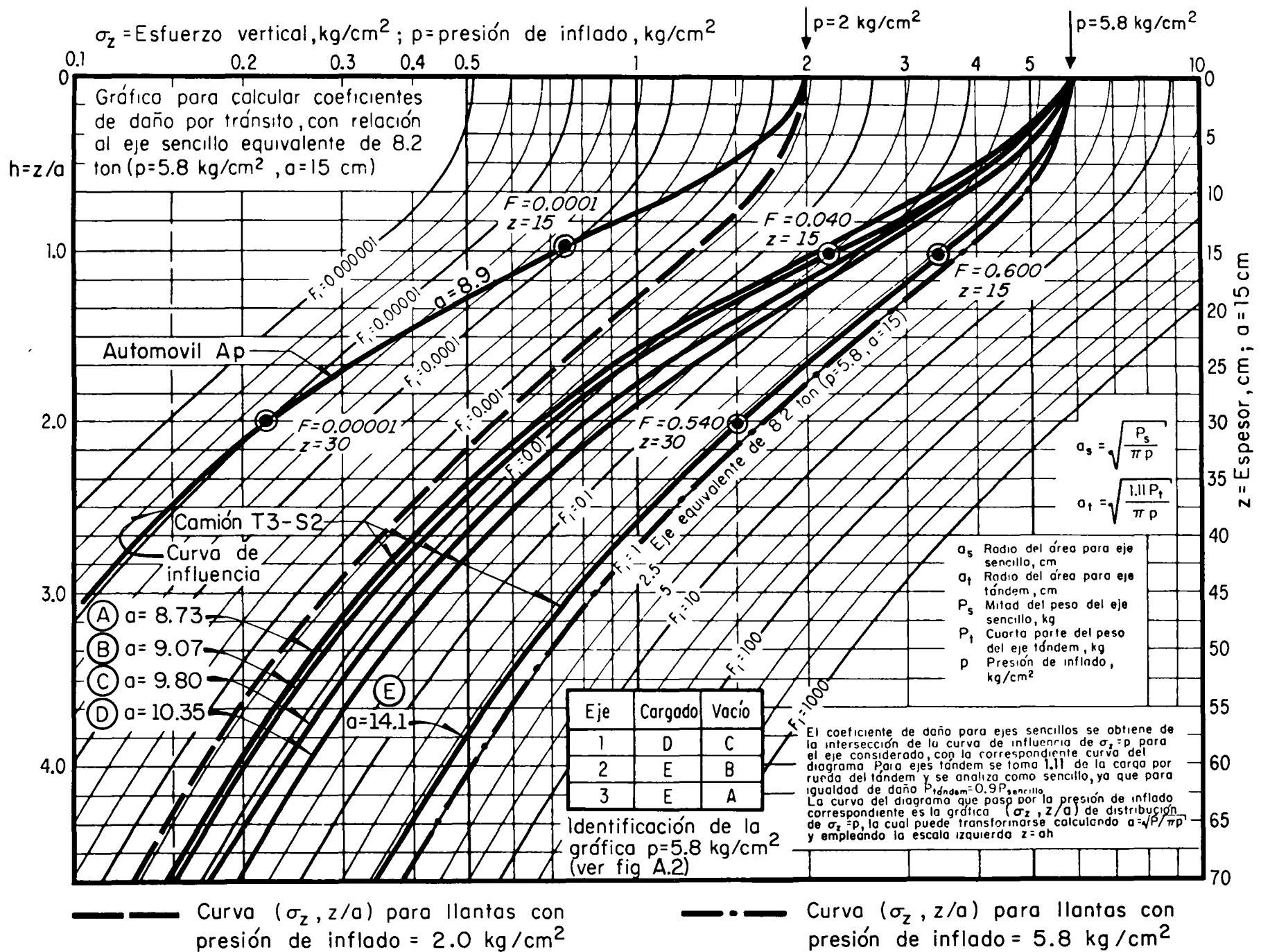
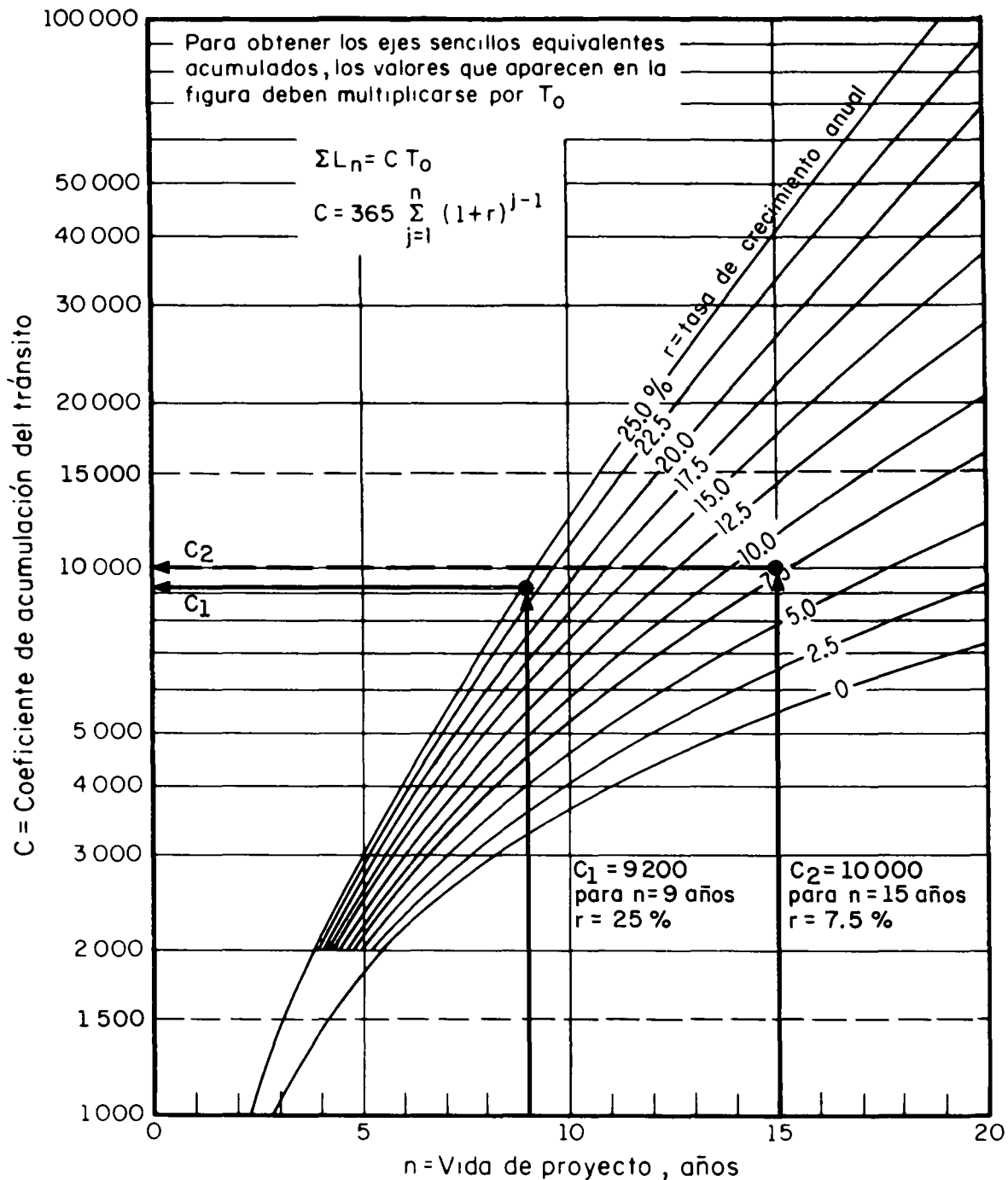


Fig A.9 Ejemplo



ΣL_n tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton

C coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r

T_0 tránsito medio diario por carril en el primer año de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton

$$T_0 = \Sigma N_i F_i + \Sigma N'_i F'_i$$

N_i, N'_i promedio diario por carril de vehículos tipo i (cargados o descargados, respectivamente), durante el primer año de servicio

F_i, F'_i coeficiente de daño relativo producido por cada viaje del vehículo i (cargado o descargado, respectivamente), ejes equivalentes de 8.2 ton

Fig A.10 Ejemplo



Tabla para cálculo del tránsito acumulado en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton



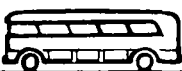


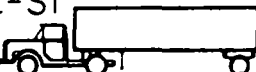
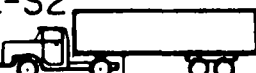
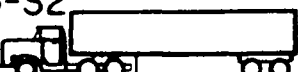
Carretera San Luis Potosí - Trancoso

Tromo Salinas - Trancoso

Fecha Promedios 1964

Notas _____

Fig. A.11 Ejemplo

TIPO DE VEHICULO	Número de vehículos en ambas direcciones	Coeficiente de distribución	Número de vehículos en el carril de proyecto	Coeficiente de vehículos cargados o vacíos	Número de vehículos cargados o vacíos por carril N_i, N_j	Coeficientes de daño por tránsito, F_i, F_j		Número de ejes equivalentes de 8.2 ton, $N_i F_i, N_j F_j$	
						z=0 cm	z=15 cm	z=0 cm	z=15 cm
Ap 	123.64	0.5	61.82	C= 1.00	61.82	0.005	0	0.31	0
				V= 0.00	0	0.005	0	0.31	0
Ac 	52.44	0.5	26.22	C= 0.30	7.87	0.34	0.042	2.68	0.33
				V= 0.70	18.39	0.34	0.001	6.24	0.02
B 	35.22	0.5	17.61	C= 1.00	17.61	2.0	1.150	35.22	20.22
				V= 0.00	0	2.0	0.640	0	0
C2 	99.90	0.5	49.95	C= 0.63	31.47	0.88	0.465	27.69	14.63
				V= 0.37	18.48	0.88	0.027	16.26	0.439
C3 	26.40	0.5	13.20	C= 0.79	10.43	0.88	0.675	9.18	6.20
				V= 0.21	2.77	0.88	0.044	2.44	0.12
T2-S1 	9.18	0.5	4.59	C= 0.79	3.63	3.0	1.740	10.89	6.31
				V= 0.21	0.96	3.0	0.140	2.88	0.13
T2-S2 	17.80	0.5	8.90	C= 0.78	6.94	4.0	1.570	27.76	10.90
				V= 0.22	1.96	4.0	0.210	7.76	0.41
T3-S2 	18.38	0.5	9.19	C= 0.79	7.26	5.0	1.300	36.30	9.44
				V= 0.21	1.93	5.0	0.150	9.65	0.29
Total			191.48					195.57	69.47

NÚMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %
2	50
4	40-50
6 o más	30-40

$T_0, T_0' =$ Tránsito equivalente inicial

Años de servicio, $n = 9$ Tasa de crecimiento anual, $r = 25\%$

Coeficiente de acumulación del tránsito, $C = 9200$ (Fig A.10)

Tránsito acumulado, $\sum L_n = CT_0 = 1799244$ (z=0) $\sum L_n' = CT_0' = 639124$ (z=15)

Cálculo del tránsito equivalente acumulado

