

# **ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO**

## **DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y CONSTRUCCIÓN**



### **CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

“CORRELACIÓN Y FUNDAMENTOS DE UTILIZACIÓN DEL MÓDULO DE REACCIÓN EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS, EN FUNCIÓN DE LOS ENSAYOS DE CBR, DCP Y ENSAYO DINÁMICO DE CARGA, CON APLICACIÓN PRÁCTICA EN LA VÍA SALADO-LENTAG EN EL TRAMO DE LAS ABSCISAS 50+000 A LA 55+000.”

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL.**

ELABORADO POR:  
**FERNANDEZ PAUCAR CARLOS GIOVANNY.  
SUAREZ GALARZA MARIA BELEN.**

SANGOLQUÍ, SEPTIEMBRE 2012.

## **RESUMEN**

Para conocer el verdadero alcance del proyecto, se va a citar el objetivo general: establecer la importancia de la utilización del módulo de reacción  $k$ , en el diseño de pavimento rígido, con aplicación práctica en la vía Salado- Lentag en el tramo de las abscisas 50+000 a la 55+000.

Se puede llegar al módulo de reacción  $K$ , mediante correlaciones de otros ensayos simples como el CBR.

El Modulo de Reacción en Pavimentos Rígidos se lo calcula exactamente con el Ensayo de Placa con Carga, pero en el estudio que se realizo se puede observar que las variaciones que existe del ensayo a las correlaciones son muy pequeñas, en la aplicación práctica podemos observar que el espesor del pavimento rígido no es el problema de las fallas en la capa de rodadura.

## **ABSTRACT**

To determine the true scope of the project is to cite the overall objective: to establish the importance of the use of module  $k$  reaction in rigid pavement design, with practical application in Salado-Lentag track in the stretch of the abscissa 50 +000 to 55 +000.

You can reach the reaction module  $K$ , using simple correlations of other tests like CBR.

Reaction Module Rigid Pavements it calculates exactly the charged plate test, but in the study conducted shows that the variations that exist to test the correlations are very small, in practical application we see that rigid pavement thickness is not the problem of the failure surface course.

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por los Srs. FERNANDEZ PAUCAR CARLOS GIOVANNY, Srta. SUAREZ GALARZA MARIA BELEN como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil

Sangolquí, septiembre del 2012

---

ING. FRANCO ROJAS  
DIRECTOR

---

ING. HUGO BONIFAZ  
CODIRECTOR

REVISADO POR

---

ING. JORGE ZÚÑIGA

## DEDICATORIA

A mis padres Carlos Fernández y Clarita Paucar que con sus consejos me han sabido llenar de fortaleza para seguir adelante y realizar una de mis metas.

Al esfuerzo de mis padres que tienen que pasar para darnos la mejor herencia que puede dejar un padre a sus hijos que son la educación y el ejemplo de ser personas luchadoras.

A mis hermanitas Joselyn, Erika, a mis primos que han sido la motivación como hermano y primo mayor para que siempre pensemos que podemos ser mejor que otro pero siempre guardando la sencillez, la humildad y educación que nos inculcan en nuestros hogares.

A mis Abuelitos, Ñaña Lidia, Tíos, Tías “FERNANDEZ PAUCAR” por ser una familia tan unida que siempre están pendientes para darme palabras de aliento y seguir adelante sin permitir que nada pueda interrumpir mis metas.

FERNANDEZ PAUCAR CARLOS GIOVANNY

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios por darme lo más preciado que podemos pedir la salud a mí y a las personas que mas adoro que es mi Padre, mi Madre, mis Hermanas que son el motivo de realizar mis sueños.

Agradezco a mis profesores de la Escuela Politécnica del Ejército en especial Ing. Milton Torres que con sus conocimientos y sus concejos compartidos nos han sabido formar como profesional, como persona sencilla y educada.

Agradezco a mi director y codirector de tesis Ing. Rojas e Ing. Bonifaz que con sus conocimientos, paciencia y concejos ayudaron con la culminación de nuestra carrera

Agradezco a mis amigos Fernando P., Carolina V., Darwin V., Gonzalo L, Belen S. y mis compañeros de universidad que siempre estuvieron para darme motivación de seguir adelante.

FERNANDEZ PAUCAR CARLOS GIOVANNY

**ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORIZACIÓN**

YO, MARIA BELEN SUAREZ GALARZA

Autorizo a la Escuela Politécnica Del Ejercito la publicación, en la biblioteca virtual de la institución del trabajo “CORRELACIÓN Y FUNDAMENTOS DE UTILIZACIÓN DEL MÓDULO DE REACCIÓN EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS, EN FUNCIÓN DE LOS ENSAYOS DE CBR, DCP Y ENSAYO DINÁMICO DE CARGA, CON APLICACIÓN PRÁCTICA EN LA VÍA SALADO-LENTAG EN EL TRAMO DE LAS ABSCISAS 50+000 A LA 55+000.”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Septiembre del 2012

---

MARIA BELEN SUAREZ GALARZA

**ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORIZACIÓN**

YO, GIOVANNY CARLOS FERNANDEZ PAUCAR

Autorizo a la Escuela Politécnica Del Ejercito la publicación, en la biblioteca virtual de la institución del trabajo “CORRELACIÓN Y FUNDAMENTOS DE UTILIZACIÓN DEL MÓDULO DE REACCIÓN EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS, EN FUNCIÓN DE LOS ENSAYOS DE CBR, DCP Y ENSAYO DINÁMICO DE CARGA, CON APLICACIÓN PRÁCTICA EN LA VÍA SALADO-LENTAG EN EL TRAMO DE LAS ABSCISAS 50+000 A LA 55+000.”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Septiembre del 2012

---

GIOVANNY CARLOS FERNANDEZ PAUCAR

# INDICE DE CONTENIDO

## CAPITULO I:

1. Introducción .....	1
1.1. Objetivos .....	1
1.1.1. Objetivo General .....	1
1.1.2. Objetivos Específicos .....	1
1.2. Antecedentes .....	1
1.2.1. Antecedentes prácticos.....	1
1.2.2. Antecedentes Históricos.....	3
1.2.2.1. Ecuación para la deflexión de una losa .....	3
1.2.2.2. Modelo de Westergaard (1920) .....	6

## CAPITULO II:

2. Definiciones de la estructura de pavimento rígido .....	9
2.1. Elementos que integran un pavimento rígido .....	9
2.2. Tipos de Pavimento Rígido. ....	12
2.2.1. Concreto Hidráulico Simple. ....	12
2.2.2. Concreto Hidráulico Reforzado. ....	12
2.2.3. Concreto Hidráulico Reforzado Continuo. ....	12
2.2.4. Concreto Presforzado .....	12
2.3. Materiales necesarios para la Elaboración de una estructura de Pavimento Rígido. ....	13
2.3.1 Cemento .....	13
2.3.2. Agua .....	15

2.3.3. Materiales Pétreos. ....	16
<b>a) Árido Grueso.</b> ....	16
<b>b) Árido Fino.</b> ....	17
2.3.4. Aditivos.....	17
2.3.5. Hormigón .....	19
2.3.6. Membrana De Curado .....	22
a) Humedecimiento con agua .....	22
b) Membranas impermeables .....	22
c) Láminas impermeables de papel o polietileno. ....	23
d) Vapor.....	24
2.3.7. Acero de Refuerzo .....	26
2.3.8. Sellado de Juntas .....	30
a) Cubrejuntas de cobre. ....	31
b) Cubrejuntas de caucho .....	31
2.4. Control de calidad del hormigón.....	32
2.4.1. Norma ASTM C31 .....	32
2.4.2. Norma ASTM C143 .....	36
2.4.3. Temperatura del hormigón fresco (resumen astm c 1064) .....	38
2.5. Mecánica de Suelo de Cimentación.....	41
2.5.1. Introducción.....	41
2.5.2. Propiedades Físicas de los Suelos para Subrasante .....	42
2.5.2.1. Propiedades Iniciales de los Suelos. ....	42
2.5.2.2. Clasificación de Suelos .....	42
2.5.2.3. Relación entre Humedad y Densidad .....	44
2.5.3. Ensayos de resistencia para suelos de subrasante. ....	45

2.5.3.1. Valor soporte california (CBR) .....	46
2.6.Fundamentos del modulo de reacción .....	47
2.6.1. Método del balasto, de Winkler o de viga sobre apoyos elásticos .....	47
2.6.1.1. Objeciones y mejoras al método .....	49
2.6.1.2. Obtención del módulo de Balasto: .....	50

### **CAPÍTULO III:**

3. Determinación del modulo de reacción a través del ensayo de carga con placa.....	54
3.1. Procedimiento a Utilizar.....	55
3.2 Ensayo de placa de carga estática no repetida (LNV 98- 86) (ASSHTO T222-81). .....	57
3.2.1 Equipo necesario. ....	57
a) Diales micrométricos .....	58
b) Viga portal dial. ....	58
c) Placa de ensayo. ....	59
d) Herramientas y accesorios. ....	59
3.2.2. Procedimiento ensayo.....	60
3.2.3. Procedimientos de asentamiento. ....	61
3.2.3.1.Procedimiento N <sup>0</sup> 1. ....	61
3.2.3.2.Procedimiento N 2 .....	62
3.2.4. Procedimientos de carga. ....	62
3.2.4.1.Procedimiento N1.....	62
3.2.4.2. Procedimiento N2. ....	63
3.3 Ensayo de placa de carga repetida (astm 1195) .....	69
3.3.1.Calculos correcciones y gráficos .....	70

3.4 Observaciones a los métodos descritos. ....	71
3.5 Ensayo de la huella .....	73

## **CAPITULO IV:**

4. Correlaciones teóricas para establecer el modulo de reacción de la subrasante. ....	74
4.1 Antecedentes. ....	74
4.2 Con la utilización del CBR .....	74
4.3. El CBR Valor de Soporte California.....	76
4.3.1. Modalidades de ensayos CBR .....	78
4.3.2 Con la utilización del valor del módulo de Elasticidad. ....	78
4.3.2.1. Métodos para determinar el módulo de Elasticidad del suelo de cimentación. ....	78
4.4 EL Penetrometro Dinámico de Cono (DCP) .....	80
4.4.1 Correlacion de DCP con los valores de CBR .....	81
4.5 Ensayo Penetracion Estandar S.P.T. ....	83
4.5.1 Procedimiento del ensayo .....	84
4.5.2 Correcciones del valor N .....	86
4.5.3 Correlación del CBR con los valores de SPT .....	88
4.5.4. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los Diferentes ensayos .....	89
4.6. Corrección del valor de k .....	89
4.6.1. Relación de CBR y el valor aproximado de k .....	89
4.6.2. Ajuste del valor k por presencia de terraplén o fundación rígida .....	90
4.6.3 Corrección del valor de k debido al espesor de la subbase .....	94

4.7.	El modulo de reacción efectivo .....	95
a.	Ejemplo.....	95
4.8.	Factores de pérdida de soporte .....	100

## **CAPITULO V:**

5.	Determinación del modulo de reacción en la subrasante en función de los ensayos de placa realizados en las abscisas 50+000 a la 55+000 de la vía Salado- Lentag.....	101
5.1	Introducción .....	101
5.2	Estudio de la zona. ....	106
5.3	Mapa del Azuay .....	107
5.4	Ensayo de Placa con Carga abscisa km 50+000.....	110
5.5	Ensayo de Placa con Carga abscisa km 51+000.....	114
5.6	Ensayo de Placa con Carga abscisa km 52+000.....	119
5.7	Ensayo de Placa con Carga abscisa km 53+000.....	124
5.8	Ensayo de Placa con Carga abscisa km 54+000 .....	128
5.9	Ensayo de Placa con Carga abscisa km 55+000 .....	133
5.10	Valores de Correlación .....	137

## **CAPITULO VI:**

6.1	Conclusiones.....	139
6.2	Recomendaciones.....	140
6.3	Bibliografía .....	141

## INDICE FIGURAS

- Fig. 2.1. Esquema de tipos de pavimentos
- Fig. 2.2. Distribución de presiones en pavimentos flexibles.
- Fig. 2.3. Distribución de presiones en pavimento rígido
- Fig.2.4. Ensayos de muestra de cilindros de hormigón
- Fig.2.5. Viguetas de hormigón a flexión
- Fig. 2.6. Toma de muestra para asentamiento de hormigón
- Fig. 2.7. Termómetro para ensayo de temperatura de hormigones
- Fig. 2.8. Ubicación distintos suelos
- Fig.2.9. Curvas de humedad- densidad de Proctor.
- Fig. 2.10. Modelo de Winkler
- Fig. 2.11. Vigas elástica con elementos finitos
- Fig. 2.12. Ejemplo de ensayo de placa de carga
- Fig.3.1. Esquema de ensayo de carga con placa
- Fig. 3.2. Equipo de ensayo de placa con carga
- Fig. 3.3. Ensayo de placa con carga con camión
- Fig. 3.4. Gráfico de corrección de curvas presión-deformación.
- Fig. 3.5. Gráfico para corregir  $K_u$  por deformación de placa.
- Fig.4.1. Curvas de penetración "CBR" par distintos tipos de suelo
- Fig. 4.2. Diseño de pavimento con valor de CBR
- Fig. 4.3. Curva granulométrica de una muestra de suelo
- Fig. 4.4. Diagrama triangular de clasificación de los suelos
- Fig. 4.5. Ejemplo Diagrama triangular de clasificación de los suelos
- Fig. 4.6. Esquema del penetrometro dinámico de cono DCP
- Fig. 4.7. Representación grafica de la ecuación  $\text{Log CbR} = 2.20 - 0.98\text{LogX}$

- Fig. 4.8. Curva DCP para una serie de valores, tres capas diferentes.
- Fig. 4.9. Relación entre el CBR calculado desde la prueba de SPT y la prueba directa del CBR in situ
- Fig. 4.10. Ajuste de k por presencia de terraplén o fundación rígida
- Fig. 4.11. Influencia del espesor de la subbase sobre el valor de k
- Fig. 4.12. Abaco para estimar el modulo compuesto de reacción de subrasante considerando una profundidad infinita de una capa rígida.
- Fig. 4.13. Abaco para modificar el módulo de la subrasante para considerar capa rígida cerca de la superficie.
- Fig. 4.14. Daño Relativo del Pavimento Rígido.
- Fig. 4.15. Valor efectivo del módulo de reacción de la subrasante k
- Fig. 4.16. Correlación entre el grado de saturación y k
- Fig. 5.1. Mapa de la Provincia del Azuay
- Fig. 5.2. Imagen de vía Salado Lentag abscisa 50+200
- Fig. 5.3. Imagen de vía Salado Lentag abscisa 50+220
- Fig. 5.4. Imagen vía Salado Lentag con recapeo de Asfalto
- Fig. 5.5. Imagen vía Salado Lentag whitetopping
- Fig. 5.6. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 50+000
- Fig. 5.7. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos Absc. 50+000
- Fig. 5.8. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 51+000
- Fig. 5.9. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos Absc 51+000

- Fig. 5.10. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 52+000
- Fig. 5.11. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos Absc 52+000
- Fig. 5.12. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 53+000
- Fig. 5.13. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos Absc 53+000
- Fig. 5.14. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 54+000
- Fig. 5.15. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos Absc 54+000
- Fig. 5.16. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 55+000
- Fig. 5.17. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos Absc 55+000
- Fig. 5.18. Grafico Modulo de Reacción Vs. Abscisa

## INDICE DE TABLAS

- Tabla 2.1. Impurezas – Agua para Hormigones
- Tabla 2.2. Limitaciones – Agua para Hormigones
- Tabla 2.3. Hormigón –Clase-Usos
- Tabla 2.4. Membrana de curado –Esp. Físicas para láminas impermeables de papel o Polietileno
- Tabla 2.5. Acero de Refuerzo –Dimensiones y Características
- Tabla 2.6. Acero de Refuerzo –Requisitos Físicos
- Tabla 3.1. De diámetros de placas según el tipo de suelo o ensayo
- Tabla 4.1. Valores de pérdidas de soporte
- Tabla 4.2. Aumento de k debido a presencia de subbase granular
- Tabla 4.3. Aumento de k debido a la presencia de subbase de suelo cemento
- Tabla 4.4. Aumento de K debido a la presente de subbase de suelo mejorado con cemento
- Tabla 4.5. Aumento de K debido a la presencia de base de hormigón compactado con rodillo
- Tabla 4.6. Aumento de k debido a la presencia de subbase de concreto asfáltico
- Tabla 4.7. Ejemplo modulo reacción efectivo
- Tabla 4.8. Rangos típicos de factores de pérdida de soporte para varios tipos de materiales
- Tabla 5.1. Ensayo de placa con carga Absc. 50+091
- Tabla 5.2. Ensayo DCP Absc. 50+000
- Tabla 5.3. Valor de numero DCP Absc 50+000

- Tabla 5.4. Valor correlación DCP a CBR Absc 50+000
- Tabla 5.5. Valor correlación CBR a K Absc 50+000
- Tabla 5.6. Ensayo de placa con carga Absc. 51+080
- Tabla 5.7. Ensayo DCP Absc. 51+000
- Tabla 5.8. Valor de numero DCP Absc 51+000
- Tabla 5.9. Valor correlación DCP a CBR Absc 51+000
- Tabla 5.10. Valor correlación CBR a K Absc 51+000
- Tabla 5.11. Ensayo de placa con carga Absc. 52+653
- Tabla 5.12. Ensayo DCP Absc. 52+000
- Tabla 5.1. Valor de numero DCP Absc 52+000
- Tabla 5.14. Valor correlación DCP a CBR Absc 52+000
- Tabla 5.15. Valor correlación CBR a K Absc 52+000
- Tabla 5.16. Ensayo de placa con carga Absc. 53+080
- Tabla 5.17. Ensayo DCP Absc. 53+000
- Tabla 5.18. Valor de numero DCP Absc 53+000
- Tabla 5.19. Valor correlación DCP a CBR Absc 53+000
- Tabla 5.20. Valor correlación CBR a K Absc 53+000
- Tabla 5.21. Ensayo de placa con carga Absc. 54+080
- Tabla 5.22. Ensayo DCP Absc. 54+000
- Tabla 5.23. Valor de numero DCP Absc 54+000
- Tabla 5.24. Valor correlación DCP a CBR Absc 54+000
- Tabla 5.25. Valor correlación CBR a K Absc 54+000
- Tabla 5.26. Ensayo de placa con carga Absc. 55+190
- Tabla 5.27. Ensayo DCP Absc. 55+000
- Tabla 5.28. Valor de numero DCP Absc 55+000

Tabla 5.29. Valor correlación DCP a CBR Absc 55+000

Tabla 5.30. Valor correlación CBR a K Absc 55+000

Tabla 5.31. Valores de Modulo de Reacción con formulas de correlación

Tabla 5.32. Desviación estándar valores de Modulo de reacción

Tabla 5.33. Promedio de Valores de Modulo de reacción

# CAPITULO I

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Objetivos

#### 1.1.1. Objetivo General

Establecer la importancia de la utilización del módulo de reacción en el diseño de pavimento rígido, con la aplicación práctica en la vía Salado -Lentag en el tramo de las abscisa 50+000 a la 55+000.

#### 1.1.2. Objetivos Específicos

- Establecer la base teórica de utilización del módulo de reacción.
- Analizar la base teórica de correlación con otros ensayos.
- Analizar los resultados de los ensayos de prueba de placa realizados y compararlos con los obtenidos en otros procedimientos.
- Estimar los esfuerzos máximos a los cuales está sometido el suelo bajo la losa del pavimento.
- Aplicaciones prácticas.

### 1.2. Antecedentes

#### 1.2.1. Antecedentes Prácticos

El módulo de Reacción K en el diseño de pavimentos rígidos es un parámetro de suma importancia para obtener sus características estructurales.

Este parámetro representa la relación entre la presión que requiere aplicar al suelo para que este, se deforme media pulgada y se representa con:

$$K = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

En donde:

$K$ = módulo de reacción ( $\text{kg}/\text{cm}^2/\text{cm}$ )

$\sigma$ = presión aplicada ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\varepsilon$ = deformación del suelo (cm)

Este concepto fue introducido por Winkler, y posteriormente desarrollado, por Westergaard, discutido y usado por la profesión. Dado que, como se demostrará posteriormente, este parámetro no es una propiedad intrínseca del suelo, hay múltiples modelos para su evaluación y no es posible determinarlo unívocamente con ensayos normalizados.

La subrasante y subbase es definido en términos del módulo de reacción de la subrasante ( $k$ ) de Westergaard. Es igual a la carga en libras por pulgada cuadrada sobre un área de carga (una placa de 30 pulg. de diámetro), dividido por la deflexión en pulgadas para esa carga. Los valores de  $k$  son expresados como libras por pulgada cuadrada, por pulgada ( $\text{psi}/\text{pulg}$ ), es decir como libras por pulgada cúbica ( $\text{pci}$ ).  $\text{Kg}/\text{cm}^2/\text{cm}$ .

Puesto que la carga sobre carga, requiere tiempo, el valor de  $k$  es estimado generalmente por correlación con otros ensayos simples, tal como la razón de soporte de California (California Bering Ratio-CBR) o las pruebas de valores-R. El resultado es válido porque no se requiere la determinación exacta del valor  $k$ , las variaciones normales para un valor estimado no afectarán apreciablemente los requerimientos de espesores del pavimento.

La carretera Experimental AASHTO <sup>1</sup> demuestra convincentemente que la reducción del soporte de la subrasante durante períodos de deshielo afecta poco o nada al espesor requerido del pavimento de hormigón. Esto es cierto porque los períodos breves en los que el valor de k es disminuido durante los deshielos de primavera, son compensados por los períodos largos donde la subrasante está helada y los valores de k son más altos que los asumidos para el diseño. Para evitar los largos y tediosos métodos necesarios para tener en cuenta los cambios estacionales del valor de k, se utiliza, como valor medio razonable el normal de verano u otoño.

No es económico usar subbases no tratadas con el sólo propósito de incrementar los valores de k. Donde sea usada una subbase, se producirá un incremento del valor k que puede ser usado en el diseño del espesor.

### **1.2.2. Antecedente Histórico**

**1.2.2.1 Ecuación para la deflexión de una losa.-** La losa de concreto al ser solicitada por las llantas de un vehículo actúan estructuralmente sufriendo deformaciones pequeñas en comparación con su espesor.

En general los modelos para el diseño de pavimentos de concreto tienen su origen en el análisis de la deflexión de una losa como viga sobre una fundación elástica sometida a cargas verticales. En dicha teoría es necesario suponer que:

1. La viga está compuesta por un material homogéneo y cumple la Ley de Hooke.
2. Se supone que cada sección transversal al eje de la viga, originalmente plana, permanece plana y normal a las fibras longitudinales de la viga, durante el tiempo que dure la sollicitación.

---

<sup>1</sup> Ensayo Experimental realizado en el año de 1970

3. Los esfuerzos normales en la dirección transversal al eje de la viga se consideran insignificantes.
4. Las losas están apoyadas simétricamente y el soporte en el sentido transversal es contante para cada sección.

Las primeras suposiciones permiten expresar la magnitud de los esfuerzos en función de la deflexión y la última permite analizar la losa como si fuera una viga de ancho unitario.

En la fig. 1.1 se observa una viga (losa de ancho unitario) apoyada sobre una fundación elástica, sometida a cargas verticales, en donde se ha supuesto que la fuerza de reacción  $p$  es proporcional al peso de la losa; esto implica que el apoyo cumple con la ley de Hooke. La constante  $k$  es conocida como Módulo de Reacción.

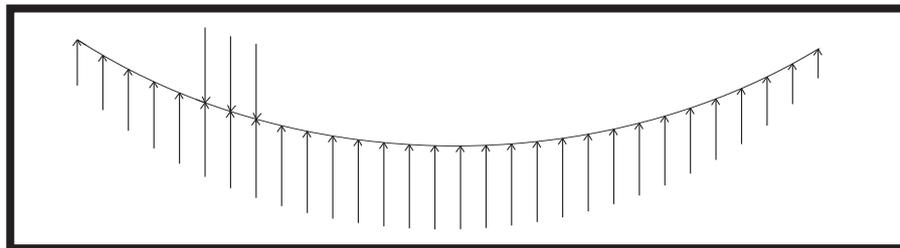


Figura 1.1- Deflexión de una viga sobre una fundación elástica.<sup>2</sup>

Carga externa aplicada  $q$  (kg/cm<sup>2</sup>)

Reacción del suelo

$$p = k \times \text{deflexión}$$

---

<sup>2</sup> Fuente Instituto colombiano de Productores de Cemento, Ing. Cipriano A. Londoño. Funcionamiento de los Pavimentos, Medellín, 1989)

Si se toma un elemento infinitesimal entre dos secciones transversales de la losa y se fijan las condiciones de equilibrio se tiene (ver fig.1.2).

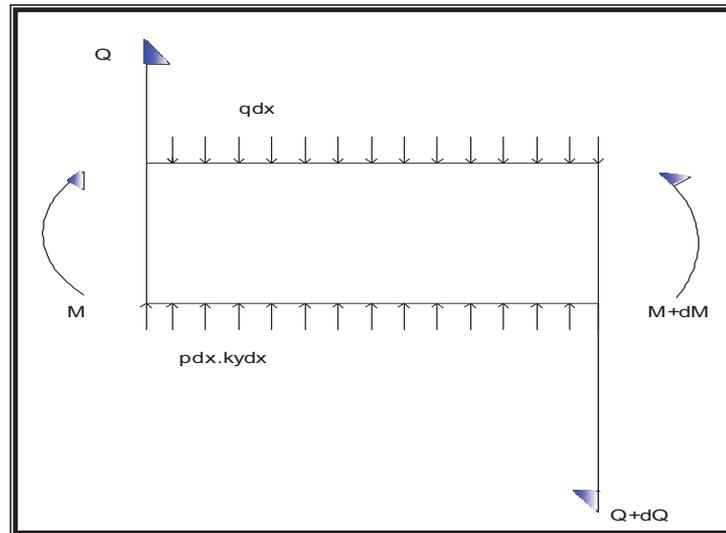


Figura 1.2- Cargas actuando en un elemento infinitesimal.<sup>3</sup>

Donde:

$$Q - (q + Dq) + kydx - qdz = 0 \quad \text{Ecuación 1.1}$$

Luego de simplificar y utilizando la relación  $Q=dM/dx$  se puede escribir:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = ky - q \quad \text{Ecuación 1.2}$$

Utilizando la Ecuación diferencial de la elasticidad para una viga sometida a flexión

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad \text{Ecuación 1.3}$$

Y derivando dos veces se obtiene:

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = - \frac{d^2M}{dx^2} \quad \text{Ecuación 1.4}$$

<sup>3</sup> Fuente: Instituto Colombiano de Productores de Cemento Ing. Ciprino A. Londoño. Funcionamiento de los Pavimentos, Medellín, 1989).

Utilizando la Ecuación 6.2 se encuentra:

$$EI = \frac{d^4y}{dx^4} - ky + q$$

Ecuación 1.5

Que es la ecuación diferencial para la deflexión de una losa apoyada sobre una fundación elástica.

#### **1.2.2.2. MODELO DE WESTERGAARD ( 1920)**

El primer modelo completo desarrollado para describir el comportamiento de los pavimentos de concreto fue el de Westergaard, elaborado en 1920 en el que se supone que:

1. Las losas de concreto están en equilibrio y se comportan como un sólido homogéneo elástico.
2. La reacción del suelo es vertical y proporcional a la deflexión de la losa.
3. La reacción del suelo por unidad de área y en cualquier punto es igual al producto de la constante k (Módulo de Reacción de la Subrasante) por la deflexión de la losa en dicho punto.
4. El espesor de la losa es uniforme.
5. Cuando se está estudiando el caso de una carga aplicada en una esquina de la losa se considera una distribución circular, tangencial a los bordes la losa que conforman la esquina. Cuando la carga está aplicada en un borde, se toma como área de contacto un semicírculo cuyo diámetro coincide con el borde la losa.

El resultado de los estudios de Westergaard se resume en tres casos:

1. El esfuerzo máximo de tracción en la cara inferior de la losa generado por una carga colocada en su interior centro está dado, para  $u = 0.15$  por:

$$\sigma_t = 0.31625 \frac{P}{H^2} \left( 4 \log_{10} \frac{L}{b} + 1.0693 \right) \quad \text{Ecuación 1.6}$$

En donde:

$\sigma_t$ : Esfuerzo de tracción generado por la carga, (kg/cm<sup>2</sup>)

P: Carga total aplicada (kg)

H: Espesor de la losa (cm<sup>2</sup>)

L: Rigidez relativa. Definida por Westergaard como:

$$L = \left( \frac{E.H^3}{12(1-u^2)k} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 1.7}$$

En donde:

U: Módulo de Poisson del concreto.

K: Módulo de reacción de la subrasante

b= Radio equivalente de distribución de presiones en el fondo de la losa, se obtiene así:

$$b = 1.6 \cdot a^2 + H^2 - 0.675 H \quad \text{Ecuación 1.8}$$

En donde: a: Radio del área de aplicación de la carga (cm)

2. El esfuerzo máximo de tracción en la cara inferior de la losa generado por una carga de borde, en dirección paralela a este es:

$$\sigma_t = 0.57185 \frac{P}{2H^2} \left( 4 \log \frac{L}{b} + 0.3593 \right) \quad \text{Ecuación 1.9}$$

En donde las variables tienen el mismo significado que en la Ecuación 1.6

3. El esfuerzo máximo de tracción paralelo a la bisectriz del ángulo de la esquina, cerca del área cargada, en la cara superior de la losa, está dado por:

$$\sigma_t = \frac{3P}{H^2} \left[ 1 - \left( \frac{1.414A}{l} \right)^{0.60} \right] \quad \text{Ecuación 1.10}$$

En los estudios realizados durante los años 30 sobre los pavimentos construidos en el Campo Experimental de Arlington y en la Estación Experimental de Ingeniería de Iowa, Se encontró una buena correlación entre los esfuerzos medidos y los calculados con las ecuaciones de Westergaard, excepto para la carga en la esquina (Ecuación 1.10) en la que los esfuerzos medidos estaban por encima de los pronosticados, debido quizás a que la losa tiende a levantar las puntas perdiéndose la condición de contacto permanente de la losa con la subrasante. Por esto se desarrollaron otras ecuaciones para el cálculo de esfuerzos en las esquinas como la presentada por R.D. Bradbury, E.F. Kelly y M.G.Spangler.

Kelly propuso reemplazar el exponente 0.6 de la Ecuación 1.10 por 1.2.

En 1938 Hogg y D.L. Holl independientemente solucionaron el problema de una losa delgada apoyada sobre un sólido elástico semiinfinito.

## CAPITULO II

### 2. DEFINICIONES DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RIGIDO

#### 2.1. Elementos que integran un pavimento rígido

El pavimento es una estructura que se construye sobre la subrasante que sirve para distribuir las cargas del tráfico hacia el suelo de cimentación y está compuesto por algunos de los siguientes elementos:

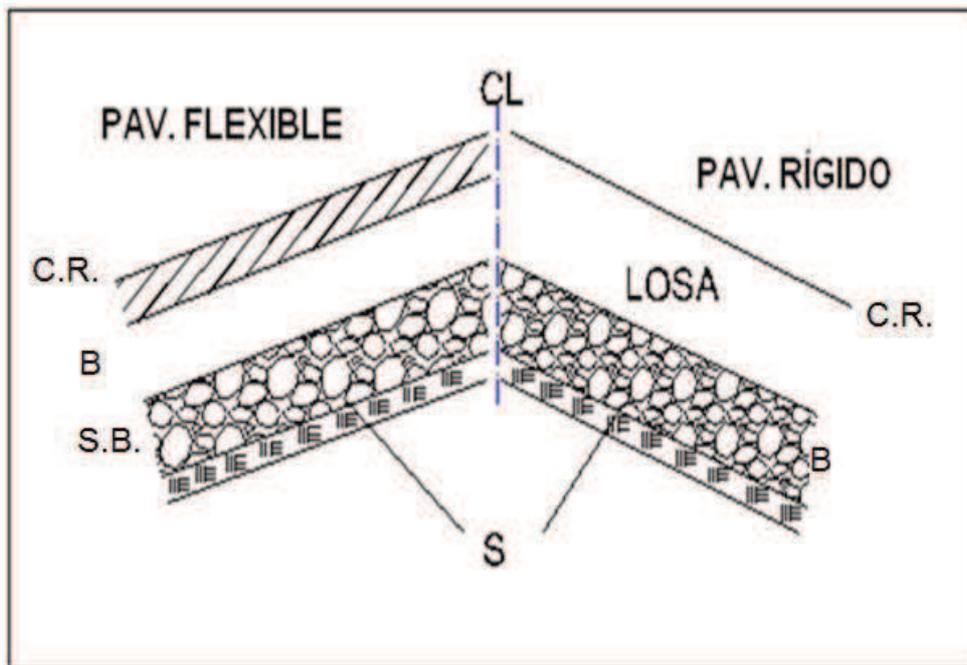


Fig. 2.1: Esquema de tipos de pavimentos.<sup>4</sup>

#### LEYENDA:

C.R = Capa de Rodadura Losa = Hormigón de Cemento Portland.

B = Base

S.B = Sub – Base

CM= Mejoramiento

S = Sub – Rasante

<sup>4</sup> Fuente del Artículo del Ing. Samuel Mora Q., FIC UNI, ASOCCEM.

Las capas de un pavimento suelen ser: capa superficial, capa superior o capa de rodadura, que es la que se encuentran en contacto con el tráfico rodado y que normalmente ha sido elaborada con capas asfálticas o de hormigón de cemento hidráulico. La capa base es la capa que está debajo de la capa superficial y está, normalmente, construida a base de agregados y puede ser estabilizada o no. La capa sub – base es la capa o capas que se encuentra inmediatamente debajo de la capa base. La capa de material de mejoramiento de la subrasante y su utilización depende de la capacidad de carga del suelo de cimentación.

Las cargas aplicadas a los pavimentos se distribuyen al exterior de su estructura de acuerdo a la teoría de Bousinesq.

$\sigma_z = f \cdot \sigma_c =$  factor de inflación

$\sigma_z =$  incremento de presión a una profundidad  $z$

$\sigma_c =$  presión de contacto

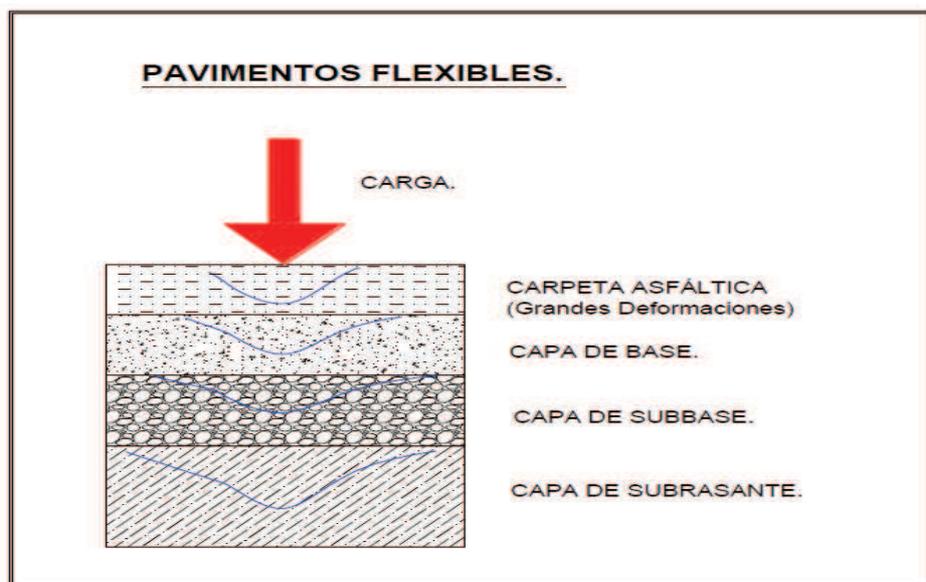


Figura 2.2: Distribución de presiones en pavimentos flexibles.

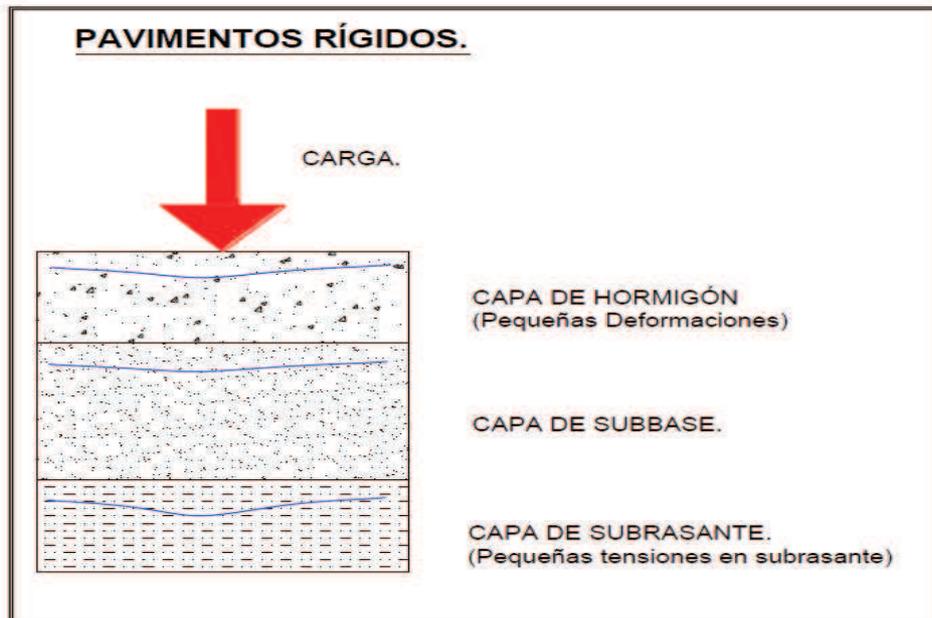


Figura 2.3: Distribución de presiones en pavimento rígido

Como se puede ver los pavimentos flexibles trabajan a compresión y su incremento de presión tiene gran importancia en la capacidad de campo del suelo ya que debe comprimirse el suelo ya que debe cumplirse que:

$$\sigma_z = \sigma_{ad}$$

En donde

$$\sigma_{ad} = \text{presión admisible del suelo}$$

En cambio en los pavimentos rígidos la presión aplicada al suelo  $\sigma_c$  es muy pequeña debido a que la carga del tráfico se distribuye sobre una losa rígida de gran dimensión por lo que esta no tiene mayor influencia en relación a la resistencia.

## **2.2. Tipos de Pavimento Rígido.**

### **2.2.1. Concreto Hidráulico Simple.**

Este tipo de pavimentos son los que no contienen armadura en la losa y el espaciamiento entre juntas es pequeño (entre 2.50 a 4.50 metros ó 8 a 15 pies). Las juntas pueden o no tener dispositivos de transferencia de cargas.

### **2.2.2. Concreto Hidráulico Reforzado.**

Este tipo de pavimento rígido tienen espaciamientos mayores entre juntas (entre 6.10 y 36.60 metros ó 20 a 120 pies) y llevan armadura distribuida en la losa a efecto de controlar y mantener cerradas las fisuras de contracción.

### **2.2.3. Concreto Hidráulico Reforzado Continuo.**

Son pavimentos que tiene armadura continua longitudinal y no tiene juntas transversales, excepto juntas de construcción. La armadura transversal es opcional en este caso. Estos pavimentos tienen más armadura que las juntas armadas y el objetivo de esta armadura es mantener un espaciamiento adecuado entre fisuras y que éstas permanezcan cerradas.

### **2.2.4. Concreto Presforzado**

En los pavimentos presforzados su desarrollo es limitado y la primera experiencia es en el aeropuerto de Orly (París – 1948) se diseñan y construyen sin juntas transversales de contracción y expansión excepto al llegar a un cruce o a una estructura fija, estos pavimentos son de tecnología muy avanzada, y su diseño trata de compensar su costo vs. Disminución de espesor.

En el concreto presforzado existen dos categorías: pretensado o postensado.

Los miembros del concreto pretensado presforzado se producen estirando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto y al endurecerse el concreto fresco, se adhiere el acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto.

En el caso de los miembros de concreto postensado, se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el concreto y de que se haya alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro esto provee resistencia para la deflexión y fisuras del pavimento, también controla el alabeo en los bordes. 5

### **2.3. Materiales necesarios para la Elaboración de una estructura de Pavimento Rígido.**

#### **2.3.1 Cemento**

El cemento Portland podrá ser tipo I o II y deberá cumplir con los requisitos correspondientes establecidos en la sección 802 de las especificaciones generales del MTOP.

#### **CEMENTO PORTLAND**

Las normas establecidas por el MTOP bajo los lineamientos del INEN regirán para todos los procesos constructivos y cuando se requiere alguna especificación no contemplada en esta norma se deberá considerar los requerimientos del AASHTO M 85 "PORTLAND CEMENT".

---

<sup>5</sup> Concreto-Presforzado

Tipos de cemento.- El cemento Portland se clasifica en 5 tipos que, de acuerdo con la norma INEN 152, son los siguientes:

TIPO I Cemento de uso general, al que no se exigen propiedades especiales.

TIPO II Para uso en construcciones de hormigón expuestas a la acción moderada de sulfatos o cuando se requiere de moderado calor de hidratación.

TIPO III Para usarse en construcciones de hormigón, cuando se requiere de alta resistencia inicial.

TIPO IV Para usarse en construcciones de hormigón, cuando se requiere bajo calor de hidratación.

TIPO V Para usarse en construcciones de hormigón, cuando se requiere de alta resistencia a la acción de los sulfatos.

Los cementos de los Tipo IV y V no se hallan comúnmente en el mercado, por lo que su fabricación será sobre pedido, con la debida anticipación.

Los cementos Tipo I, II y III pueden utilizarse con incorporadores de aire, de acuerdo a lo previsto en la Sección 805 de las especificaciones generales del MTOP.

Sí en los planos o documentos contractuales no se indicare el tipo de cemento a usarse en una obra, se entenderá que debe emplearse el cemento Portland del Tipo I.

En cualquier estructura o pavimento se utilizará un solo Tipo de cemento, si de otro modo no se indica en los planos.<sup>6</sup>

---

<sup>6</sup> Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MTOP. (MOP-001-F-2002)

### 2.3.2. Agua

Esta deberá ser limpia y fresca hasta donde sea posible y no deberá contener residuos de aceites, ácidos, sulfatos de magnesio, sodio y calcio (llamados álcalis blandos) sales, limo, materias orgánicas u otras sustancias dañinas y estará asimismo exenta de arcilla, lodo y algas.

El agua que se utilice en la mezcla y en el curado, deberá estar acorde con las exigencias constantes en la sección 804 de las especificaciones generales del MTOP.

Ensayos y Tolerancias.- El agua para la fabricación de morteros y hormigones podrá contener como máximo las siguientes impurezas en porcentajes, que se presentan en la Tabla 804-3.1.

Tabla 2.1: Impurezas – Agua para Hormigones

IMPUREZAS	%
Acidez y alcalinidad calculadas en términos de carbonato de calcio.	0.05
Sólidos orgánicos total.	0.05
Sólidos inorgánicos total.	0.05

Fuente: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MTOP. (MOP-001-F-2002) Tabla 804-3.1

Tabla 2.2: Limitaciones – Agua para Hormigones

DETERMINACION	LIMITACIÓN
PH	Mayor o igual a 5
Sustancias disueltas	Menor o igual 15 gr./ litro
Sulfatos	Menor o igual 1 gr./ litro
Sustancias orgánicas solubles en éter	Menor o igual 15 gr./ litro
Ión cloro	Menor o igual 6 gr./litro
Hidratos de carbono	No deben contener

Fuente: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MTOP. (MOP-001-F-2002) Tabla 804.a-3.1

Es más perjudicial para el hormigón utilizar aguas no adecuadas para su curado que su amasado. Si es necesario el uso de agua destilada para el curado se la debe realizar, si se usa estos dos tipos de agua se debe realizar ensayos de durabilidad, tiempo de fraguado y la resistencia según normas INEN.

### **2.3.3. Materiales Pétreos.**

Los agregados que se utilizarán en la preparación del hormigón tipo “A” para el pavimento, deberán cumplir con los requerimientos de la sección 803 de las especificaciones generales del MTOP, y su granulometría estará determinada en el contrato en base a los límites establecidos en la misma sección.

Alcance y limitaciones.- Esta especificación comprende los áridos naturales y los obtenidos por trituración de grava o piedra naturales.

Definiciones específicas.- Tamaño máximo del agregado: Es la menor dimensión nominal de la abertura del tamiz a través del cual pasa toda la cantidad del árido.

Árido: Material granular que resulta de la disgregación y desgaste de las rocas, o que se obtiene mediante la trituración de ellas.

Se dividen en

- Árido grueso
- Árido fino

#### **c) Árido Grueso.**

Los agregados gruesos para el hormigón de cemento Portland estarán formados por grava, roca triturada o una mezcla de éstas que cumpla con los requisitos de la norma INEN 872. Los agregados se compondrán de partículas o fragmentos resistentes y duros, libres de material vegetal, arcilla u otro material inconveniente, sin exceso de partículas alargadas o planas.

Salvo que las especificaciones particulares designen otra cosa.

Ensayos y Tolerancias.- Las exigencias de granulometría serán comprobadas por el ensayo granulométrico INEN 696. El peso específico de los agregados se determinará de acuerdo al método de ensayo INEN 857.

**d) Árido Fino.**

Los agregados finos para hormigón de cemento Portland estarán formados por arena natural, arena de trituración o una mezcla de ambas. Los agregados finos se compondrán de partículas resistentes y duras, libres de material vegetal u otro material inconveniente.

Los agregados finos provenientes de diferentes minas o fuentes de origen no podrán ser almacenados conjuntamente; se los colocará en depósitos separados, a distancias suficientes, para evitar posibles mezclas entre los materiales de diferentes depósitos.

Los agregados finos obtenidos de diferentes fuentes de origen, no podrán ser utilizados en forma alternada en la misma obra que se está construyendo, sin contar con permiso escrito del Fiscalizador.

Los agregados finos para el hormigón de cemento Portland, deberán cumplir los requerimientos de granulometría especificados

#### **2.3.4. Aditivos**

De utilizarse aditivos para la preparación del hormigón, éstos deberán cumplir los requisitos de la sección 805 de las especificaciones generales del MTOP.

Clases de aditivos.- Según el efecto en la mezcla, se tienen las siguientes clases de aditivos:

- Acelerante
- Retardantes de fraguado

- Reductores de agua
- Reductores de agua de alto rango
- Reductores de agua y acelerantes
- Reductores de agua y retardantes
- Reductores de agua de alto rango y retardantes
- Inclusores de aire
- Impermeabilizantes

Aditivos para hormigón.- Son todos los compuestos distintos al agua, agregados y cemento Portland, que se emplean como ingredientes del hormigón, para mejorar su calidad, modificar el tiempo de fraguado, o para lograr otros objetivos relacionados con la adecuada construcción de obras de hormigón. Los aditivos no deberán producir efectos adversos en cualquier otra característica del hormigón.

Aditivo reductor de agua (plastificante).- Es aquel que permite disminuir la cantidad de agua necesaria para obtener una determinada consistencia del hormigón.

Aditivo retardador.- Es aquel que prolonga el tiempo necesario para el fraguado del hormigón.

Aditivo acelerante.- Es aquel que disminuye el tiempo necesario para el fraguado inicial del hormigón y aumenta la resistencia del mismo a temprana edad.

Aditivo reductor de agua, de alto rango (superplastificante).- Es aquel que reduce la cantidad de agua de mezclado dando al hormigón una consistencia del 12% o mayor que la correspondiente a la mezcla sin aditivo.

Aditivos inclusores de aire.- Aquellos que producen un incremento en el contenido de aire en el hormigón, y mejoran de esta manera su trabajabilidad.

Condiciones Generales.- Para el uso de cualquier aditivo específico, será obligatorio que el Fiscalizador o encargado de su autorización escrita. Los principales casos en los que puede ser conveniente el emplear un aditivo serán:

- Cuando las especificaciones de la construcción de la obra lo establezcan.
- Cuando el laboratorio lo proponga, para corregir deficiencias observadas en los materiales disponibles o para satisfacer requisitos especiales de construcción.

Si un aditivo aprobado ha permanecido almacenado por más de 6 meses, luego de las pruebas de control correspondientes, será muestreado y probado nuevamente antes de ser usado.

Ensayos y Tolerancias.- Los ensayos y tolerancias para aditivos químicos deberán regirse a lo estipulado en la norma ASTM C 494.

### **2.3.5. Hormigón**

El hormigón de cemento Portland será de clase "A" y deberá cumplir con las exigencias de la sección 801 de las especificaciones generales del MTOP. , salvo que en las especificaciones de construcción se especifiquen otras diferentes.

#### **Hormigón de Cemento Portland**

La presente especificación tiene por objeto establecer los requisitos que debe cumplir el hormigón de cemento Portland, para su utilización en la construcción de piezas estructurales de este material, incluyendo los pavimentos rígidos.

Clases de hormigón.- Con la finalidad de establecer una guía en el uso de las diferentes clases de hormigón, cuando no se indican en los planos, se recomienda usar la Tabla 2.3.

Tabla 2.3: Hormigón –Clase-Usos

CLASES Y USOS DE HORMIGONES DE CEMENTO PORTLAND

CLASE	TIPO DE HORMIGÓN	RESISTENCIA ESPECIFICADA A COMPRESIÓN f'c Mpa	RESISTENCIA ESPECIFICADA A TRACCIÓN POR FLEXIÓN MR Mpa	RELACIÓN AGUA/CEMENTO *	USO GENERAL (solamente información)
A	Estructura Especial	> 28	N/A	0.44	Obras de gran envergadura Puentes. Losa superior de alcantarillas de tráfico directo. Elementos prefabricados. Tanques y reservorios.
B	Estructural	Entre 21 y 28	N/A	0.58	Losas, vigas, viguetas, columnas, nervaduras de acero, alcantarillas de cajón, estribos, muros, zapatas armadas.
C	Para elementos trabajando a tracción	N/A	> 3.5	0.46	Pavimentos rígidos, tanques y reservorios cilíndricos o cónicos.
D	Para compactar con rodillo o con pavimentadora	N/A	> 3.5	0.36	Pavimentos, presas de gravedad
E	No estructural	Entre 14 y 18	N/A	0.65	Zapatas sin armar, replantillos, bordillos, contrapisos
F	Ciclópeo	> 12	N/A	0.7	Muros, estribos y plintos no estructurales
G	Relleno fluido	Entre 0.5 y 8	N/A	--	Rellenos para nivelación, bases de pavimentos, rellenos de zanjas y excavaciones

\*Valores referenciales para el diseño

Fuente: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MTOP. (MOP-001-F-2002) Tabla 801-.01

Almacenamiento de agregados.- El manipuleo y almacenamiento de agregados para hormigones se hará en forma tal que se evite la segregación de los tamaños componentes o la mezcla con materiales extraños. El Contratista deberá efectuar el almacenamiento separado de los agregados en silos o plataformas especiales, convenientemente localizadas. Los acopios se prepararán en capas aproximadamente horizontales, de un espesor no mayor de 1,0 metro.

Los agregados que provengan de diferentes fuentes de origen no deberán almacenarse juntos, y cada tamaño o fracción de agregado deberá almacenarse separadamente.

El transporte de los agregados, desde los depósitos de almacenamiento a la planta dosificadora, se efectuará de manera que el manipuleo no altere la granulometría propia de los agregados. No se emplearán los agregados que, durante su manipuleo o transporte, se mezclaren con tierra o material extraño.

### **Almacenamiento de agregados**

Cuando el almacenamiento de los agregados del concreto se realiza a mano, lo más importante es prevenir la contaminación con otros materiales. Para el uso de los agregados es conveniente no remover por lo menos 15 cm. de la parte inferior. El agregado debe ser almacenado en el menor tiempo posible para reducir el contenido libre de humedad.

Para asegurar un concreto uniforme, los agregados almacenados deberían mantenerse en un razonable contenido de humedad uniforme

### **Almacenamiento de aditivos**

Es necesario mantener una lista de presentación y aprovisionamiento de aditivos. Esta lista deberá contener la dosificación para ser usada; además se debería solicitar una certificación de que el material ha sido proporcionado para tal requerimiento. Cuando el caso lo amerite y la Fiscalización lo solicite, es necesario obtener una certificación del laboratorio. En obras de gran importancia se debería solicitar:

- a) El contenido químico, con su peso respectivo y sus tolerancias.
- b) Una muestra de 250 ml de aditivos.
- c) Cada 6 meses certificar la garantía para comprobar que el producto no ha sido cambiado.

El control puede referirse al ASTM C 260 y ASTM C 494. 7

---

<sup>7</sup> Especific. Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MTOP. (MOP-001-2002)

### 2.3.6. Membrana De Curado

Los materiales que se usen para el curado de la losa de hormigón, deberán satisfacer las especificaciones indicadas en la subsección 801-4 de las especificaciones generales del MTOP.

#### **Curado del Hormigón.**

Para el curado correcto del hormigón es necesario que no se permita la evaporación del agua de la mezcla, hasta que el hormigón haya adquirido su resistencia. Se podrá usar para el curado cualquiera de los métodos que se describen a continuación.

- a) **Humedecimiento con agua.-** El agua para curado del hormigón debe ser limpia, libre de aceites, álcalis, ácidos, sales, azúcar, materia orgánica.

Las aguas potables sí son consideradas satisfactorias.

Dentro de lo posible, todas las superficies de hormigón deben mantenerse a una temperatura de más de 10 grados centígrados y en condición húmeda, mediante rociados convenientemente espaciados, por lo menos durante los 7 primeros días después de su colocación, si se ha usado cemento Portland normal, o durante 3 días, si el cemento empleado es de fraguado rápido.

- b) **Membranas impermeables.-** Son aquellos componentes que se rocían sobre todas las superficies expuestas del hormigón fresco, tanto horizontales como verticales, y que forman una fina membrana que impide la pérdida de agua durante el primer período de endurecimiento. También reducen la alta temperatura del concreto expuesto a la radiación del sol.

Los compuestos para formar este tipo de membranas deberán cumplir lo especificado en la norma AASHTO M-148, y se los clasifica en las siguientes categorías:

TIPO 1: Claro o translúcido sin teñir

TIPO 1-D: Claro o translúcido con un teñido temporal

TIPO 2 : Blanco pigmentado

c) **Láminas impermeables de papel o polietileno.**- Son aquellas láminas de polietileno o papel impermeable que se colocan sobre la superficie fresca del hormigón, para evitar la evaporación, durante el período de curado de los hormigones.

Las láminas reflejantes de color blanco son utilizadas, además, como aislantes de temperatura, cuando el hormigón se halla expuesto a las radiaciones solares.

Las láminas impermeables pueden ser de uno de los siguientes tipos:

- Papel impermeable: color natural y blanco.
- Lámina de polietileno: color natural y blanco opaca.
- Lámina de polietileno, color blanco, con trama de fibra de cáñamo

Las láminas impermeables deberán cumplir lo estipulado en la norma AASHTO M-171, cuyos principales requisitos se presentan en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4: Membrana de curado –Esp.Físicas para láminas impermeables de Papel o Polietileno

ESPECIFICACIONES FÍSICAS PARA LAMINAS IMPERMEABLES DE PAPEL O POLIETILENO

TIPO DE MATERIALES		Espesor nominal	RESISTENCIA MINIMA A LA TENSION				% de alargamiento mínimo		% de reflectancia mínimo
			Kg/cm. de ancho		Kg/cm2				
			Medida en dirección de la elaboración						
		mm.	Longitud	Transv.	Longitud	Transv.	Longitud	Transv.	
Papel impermeable	Color Natural		5.4	2.7					
	Blanco		5.4	2.7				50	
Lámina de polietileno	Color natural	0.1			120	85	225	350	
	Blanca	0.1			120	85	225	350	70
Lámina de polietileno blanco Con trama de fibra de cáñamo								70	

Fuente: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MTOP. (MOP-001-F-2002) Tabla 801-4.1

d) **Vapor.-** El curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad u otro proceso aceptado, se emplea para acelerar el tiempo requerido por el hormigón hasta obtener la resistencia especificada y reducir en igual forma su tiempo de curado, el tiempo de curado del hormigón.

Para este procedimiento, después de colocar el hormigón en una cámara adecuada, los elementos o piezas se mantendrán en condición húmeda por un período de 4 horas, antes de aplicar el vapor. Las piezas se colocarán y cubrirán de tal manera que se permita la libre circulación del vapor entre ellos, evitando escapes.

Durante la aplicación del vapor entre ellos, el incremento de la temperatura no deberá exceder de 22 grados centígrados por hora. La temperatura máxima será

de 65 grados centígrados, la cual se mantendrá constante hasta que el hormigón haya desarrollado la resistencia requerida, o durante el tiempo especificado para este tipo de curado.

Protección del pavimento de hormigón.- El pavimento de hormigón se mantendrá a una temperatura no menor de 4 grados centígrados por el lapso de 72 horas. Cuando lo solicite el Fiscalizador, el Contratista deberá remitir por escrito, en líneas generales, los métodos que propone utilizar para la protección del hormigón. Los métodos adoptados deberán ceñirse a lo estipulado en la Sección 409 relacionado con la protección del pavimento.

El nuevo pavimento permitirá rápidamente el tráfico, y si lo autoriza el Fiscalizador, el hormigón deberá ser fabricado con cemento Portland Tipo III. En este caso, el pavimento podrá entrar en servicio tan pronto como el hormigón desarrolle un módulo de ruptura de 39 kg/cm. El módulo de ruptura será determinado de acuerdo con el método de ensayo ASTM C689.

#### **Resistencia y Otros Requisitos.**

Los requisitos de resistencia a la compresión del hormigón consistirán en una resistencia mínima que deberá alcanzar el hormigón antes de la aplicación de las cargas, y si éste es identificado por su resistencia, en una resistencia mínima a la edad de 28 días.

Resistencia del Hormigón.- La resistencia a la compresión del hormigón se determinará en base al ensayo establecido en las normas AASHTO T 22 o ASTM C 39, y la resistencia a la flexión se determinará en base al ensayo establecido en las normas AASHTO T 97 (ASTM C 78) o AASHTO 198 (ASTM C 496) con especímenes de hormigón elaborados y curados de acuerdo con los métodos que se indican en la norma AASHTO T 23 (ASTM C 31) o T 126 (ASTM C 192).

Para cada ensayo de resistencia deben elaborarse por lo menos dos especímenes de ensayo (cilindros o vigas) elaborados con material tomados de la misma mezcla de hormigón. Un ensayo será el resultado del promedio de las resistencias de los especímenes ensayados a la edad especificada.

La resistencia de una clase determinada de hormigón será considerada satisfactoria si cumple con los dos requisitos siguientes:

- a) Para el caso de resistencia a la compresión: El promedio de todos los conjuntos de tres resultados de ensayos consecutivos de resistencia debe ser igual o superior a la resistencia especificada  $f'c$ ; y, ningún resultado individual de resistencia puede estar 3.5 Mpa por debajo de la resistencia especificada  $f'c$ .
- b) Para el caso de resistencia a la tracción por flexión: El promedio de todos los conjuntos de tres resultados de ensayos consecutivos de resistencia debe ser igual o superior al Módulo de Rotura (MR) especificado; y, ningún resultado individual de resistencia puede estar 0,5 Mpa por debajo del MR especificado.

La colocación del hormigón en obra no se efectuará hasta que la mezcla de prueba, de acuerdo al diseño aprobado, haya sido elaborada por el Contratista, ensayada por el Fiscalizador y hallada conforme con los requisitos de resistencia especificada en los planos.

### **2.3.7. Acero de Refuerzo**

Las barras de acero de refuerzo o la malla que se utilice para el mismo objeto; así como los pasadores y barras de unión, cumplirán las exigencias establecidas en la sección 807 de las especificaciones generales del MTOP. Alcance y Limitaciones.- Esta especificación no cubre el acero por emplearse en estructuras

metálicas ni otras piezas metálicas que se emplean en las obras viales, las cuales tienen sus propias especificaciones.

Las barras que se emplean para unir las diferentes losas del pavimento rígido deben cumplir lo aquí especificado.

Definiciones Específicas.- Las siguientes definiciones se aplican de manera específica para el acero de refuerzo:

Barras.- Elementos cilíndricos largos, que conforman el refuerzo de las obras que se construyen en hormigón armado. En estas especificaciones, se emplean las palabras barra y varilla indistintamente, y con el mismo significado.

Descripción.- Salvo que se especifique lo contrario, el refuerzo del hormigón armado estará constituido por barras de acero con resaltes, laminadas en caliente o torcidas en frío, las cuales deben satisfacer los requisitos establecidos en las Normas INEN que se señalan a continuación:

- INEN 102:VARILLAS CON RESALTES DE ACERO AL CARBONO LAMINADAS EN CALIENTE PARA HORMIGÓN ARMADO.
- INEN 104: BARRAS CON RESALTES DE ACERO AL CARBONO TORCIDAS EN FRIO PARA HORMIGÓN ARMADO.

Las barras pasajuntas del pavimento rígido y las requeridas en aquellas partes del refuerzo, como espirales, estribos y armadura de temperatura, en donde se especifique el empleo de barras lisas, deberán cumplir lo establecido en las siguientes Normas INEN:

- INEN 101: BARRAS LISAS DE ACERO AL CARBONO DE SECCION CIRCULAR LAMINADAS EN CALIENTE PARA HORMIGÓN ARMADO
- INEN 103: BARRAS LISAS DE ACERO AL CARBONO TORCIDAS EN FRIO PARA HORMIGÓN ARMADO.

Todas las barras de refuerzo se doblarán lentamente y en frío para darles la forma indicada en los planos, sea cual fuere su diámetro. No se permitirá el uso de barras dobladas en caliente, salvo que lo haya autorizado por escrito el Fiscalizador. Número, disposición, diámetro y grado del refuerzo se indicarán en los planos de la estructura, y no podrá variarse, salvo que haya aceptación escrita del diseñador y la respectiva autorización del Fiscalizador. Los planos indicarán los detalles constructivos tales como traslapes, empalmes, soldaduras, etc.

Requisitos.- Todas las barras de refuerzo, para su colocación en obra, deberán estar libres de defectos de fabricación como fisuras, poros, etc.; además no presentarán óxido, aceite, grasas y, en general, impurezas o contaminantes que puedan afectar su perfecta adherencia al hormigón.

Las Tablas 2.5 y 2.6, resumen los principales requisitos que debe cumplir el acero de refuerzo, tanto en sus dimensiones como en sus características resistentes:

Tabla 2.5: Acero de Refuerzo –Dimensiones y Características

DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS (1)

DIÁMETRO mm.	ÁREA mm.2	PERÍMETRO mm.	MASA Kg/m
6	28	18.9	0.22
8	50	25.1	0.39
10	79	31.4	0.62
12	113	37.7	0.89
14	154	44	1.21
16	201	50.3	1.58
18	254	56.5	2.00
20	314	62.8	2.46
22	380	69.1	2.98
25	491	75.8	3.85
28	616	88	4.83
32	804	100.5	6.31

1) Los valores señalados en la tabla, son nominales.

Fuente: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MTOP. (MOP-001-F-2002) Tabla 807-2.1

Tabla 2.6: Acero de Refuerzo –Requisitos Físicos

REQUISITOS FÍSICOS

Norma INEN	Grado	Resistencia a la Tracción N/mm.2	Limite de Fluencia N/mm.2 <sup>a</sup>	Alargamiento en %	DIAMETRO DE MANDRIL ** Ensayo de Doblado		
					d<14mm.	d<22mm.	d>22mm.
101	A-36	360(37)	235(24)	25	1.5 d	2.0 d	2.0 d
	A-43	430(44)	275(28)	22	3.0 d	3.0 d	3.0 d
	A-51	510(52)	353(36)	21	3.0 d	3.0 d	3.0 d
102	A-28	275(28)	432(44)	22	3.0 d	3.5 d	5.0 d
	A-42	411(42)	618(63)	15	3.5 d	5.0 d	7.0 d
103	AT - 41	615	410(42)	14.5	2.0 d	2.0 d	2.0 d
104	AT - 49	750	490(50)	14.5	2.0 d	2.0 d	2.0 d
	AT - 59	900	590(60)	14.5	2.0 d	2.0 d	2.0 d

\* Entre paréntesis, el valor aproximado en Kgf/mm.2      \*\* d=diámetro de la barra

Fuente: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MTOP. (MOP-001-F-2002) Tabla 807-2.2

Mallas.- Se denominan así a los elementos industrializados de la armadura, que se presentan en forma de paneles rectangulares constituidos por alambres o barras soldadas a máquina, de acuerdo a las especificaciones de los planos para el refuerzo.

Las mallas de alambre estirado en frío, empleadas para refuerzo del hormigón armado, deben cumplir con los requisitos establecidos en las Normas ASTM: A 185 y A 497.

Las mallas de barras de acero deberán cumplir lo especificado en la subsección 807-2 de las especificaciones del MTOP. No se podrán emplear barras de acero trefilado o que no sean soldables, lo cual debe ser certificado por el fabricante para su aceptación. <sup>8</sup>

<sup>8</sup> Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del MTOP. (MOP-001-F-2002)

### **2.3.8. Sellado de Juntas**

El material de relleno para juntas de expansión será premoldeado y sus características serán establecidas en el contrato. El material para el sellado de las juntas deberá satisfacer las exigencias de la sección 806 de las especificaciones generales del MTOP.

#### **Materiales Para Juntas**

La presente especificación tiene por objeto determinar los requisitos y métodos de ensayo que deben cumplir los materiales que se utilizan tanto para cubrir como para rellenar juntas de construcción de las obras viales.

Detalles de instalación.- Cuando se use cintas o bandas de PVC con bulbo central para impermeabilizar juntas, se debe tomar en cuenta los siguientes detalles para su colocación:

- a) El bulbo central se debe colocar en el centro de la junta.
- b) No se colocarán clavos en el bulbo central.
- c) Las cintas deben ser selladas en caliente y no se las debe traslapar.
- d) Para mantener la cinta en su sitio, cuando se vierta el hormigón, esta se la sujetará a distancias no mayores de 30 cm y entre la primera y segunda estría de cada lado.
- e) Para asegurar un buen contacto entre la banda y el hormigón, éste se debe evitar alrededor de la misma.

La plancha de cobre en cada junta deberá ser en lo posible una sola pieza, y si se requiere de más de una pieza, las uniones deberán conectarse mediante soldadura de manera que se forme una unidad completamente hermética contra el paso del agua.

Si se requiere el uso de algún material para sellar la junta, con el objeto de evitar la acumulación de material extraño en la misma, ésta debe estar completamente limpia antes de la colocación.

c) **Cubrejuntas de cobre.**

Los cubrejuntas de cobre estarán formados por tiras de dicho material cuya forma, detalles y espesor se determinarán en los planos.

Requisitos.- Los cubrejuntas de cobre deberán cumplir con los requisitos estipulados en la norma AASHTO M 138. 806-2.03.

Ensayos y tolerancias.- Las dimensiones, pesos y variaciones permisibles estarán de acuerdo a lo estipulado en la norma ASTM B 248.

El material empleado para cubrejuntas de cobre no será de estructura granular ni quebradiza, características que se determinarán de acuerdo al método de ensayo de quebradización estipulado en la norma ASTM B 577. La resistividad eléctrica del material se determinará de acuerdo con el método de ensayo estipulado por la norma ASTM B 193. 806-3.

d) **Cubrejuntas de caucho**

Los cubrejuntas de caucho podrán ser del tipo moldeado o estirado, de caucho natural o sintético o una mezcla de ambos y no tendrán porosidades u otros defectos. Su presentación podrá ser en forma de láminas y de bandas o cintas, según se requiera en la obra.

Requisitos.- Los cubrejuntas de caucho natural deberán cumplir las siguientes exigencias:

- a) Resistencia a la tensión mínima: 246,6 kg/cm
- b) Alargamiento en la ruptura: 550%
- c) Dureza Shore: de 55 hasta 65

d) Los esfuerzos unitarios para el 300% y 500% de aglomeramiento no deberán ser inferiores a 78 y 197 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente.

Los cubrejuntas de caucho sintético deberán cumplir las siguientes exigencias:

- a) Resistencia a la tensión mínima: 176 kg/cm
- b) Alargamiento en la ruptura: 425%
- c) Dureza Shore: de 50 hasta 70 <sup>7</sup>

## **2.4. CONTROL DE CALIDAD DEL HORMIGON**

### **2.4.1. Norma ASTM C31**

Este ensayo de concreto se realiza por compactadas mediante varillado y que además contengan mezclas con agregado grueso de 2" como tamaño máximo. La norma ASTM C31 también contempla los procedimientos para obtención de muestras "tipo viga", las que se compactan mediante vibrado y también para el muestreo de concretos preparados con agregados de diámetros mayores a la de 2".

#### **Equipo necesario:**

**Moldes:** deben ser de acero, hierro forjado, PVC ú otro material no absorbente y que no reaccione con el cemento. Antes de usarse los moldes deben ser cubiertos ligeramente con aceite mineral o un agente separador de encofrado no reactivo.

**Varilla:** debe ser de fierro liso diámetro 5/8" (16mm), de 60 cm de largo y con una de sus extremos boleados.

**Mazo:** debe usarse un mazo de goma que pese entre 0.60 y 0.80 Kg.

**Equipo adicional:** badilejo, plancha de metal y depósito que contenga el íntegro

de la mezcla a colocar en la probeta (una carretilla de obra cumple este requerimiento).

**Muestreo:**

1. Deben ser cilindros de concreto vaciado y fraguado en posición vertical, de altura igual a dos veces el diámetro, siendo el espécimen estándar de 6×12 (15x30) pulgadas, ó de 4×8 pulgadas para agregado de tamaño máximo que no excede las 2".
2. Las muestras deben ser obtenidas al azar. Se deberá obtener una muestra por cada 120 m<sup>3</sup> de concreto producido ó 500 m<sup>2</sup> de superficie.
3. Colocar el molde sobre una superficie rígida, horizontal, nivelada y libre de vibración.
4. Colocar el concreto en el molde, depositándolo con cuidado alrededor del borde.
5. Llenar el molde en tres capas de igual volumen. En la última capa agregar la cantidad de concreto suficiente para que el molde quede lleno después de la compactación. Cada capa se debe compactar con 25 penetraciones de la varilla. Después de compactar cada capa golpear a los lados del molde ligeramente de 10 a 15 veces con el mazo de goma para liberar las burbujas de aire que puedan estar atrapadas.
6. Enrasar el exceso de concreto con la varilla de compactación y completar con una llana metálica para mejorar el acabado superior. Debe darse el menor número de pasadas para obtener una superficie lisa y acabada.

7. Identificar los especímenes con la información correcta respecto a la fecha, tipo de mezcla y lugar de colocación.

8. Después de elaboradas las probetas se transportarán al lugar de almacenamiento donde deberán permanecer sin ser perturbados durante el periodo de curado inicial.

9. No deben transcurrir más de 15 minutos entre las operaciones de muestreo y moldeo del pastón de concreto. Se deben preparar al menos (02) probetas de ensayo de cada muestra para evaluar la resistencia a la compresión en determinada edad por el promedio. Lo usual es evaluar resistencias a los 7 y 28 días.

**Desmoldado:**

Las probetas se retirarán de los moldes entre las 18 y 24 horas después de moldeadas. Hecho esto se marcarán en la cara circular de la probeta las anotaciones de la tarjeta de identificación del molde. Luego de esto deben pasar a curado.

**Curado:**

1. Después de desmoldar las probetas y antes de que transcurran 30 minutos después de haber removido los moldes, almacene las probetas en condiciones adecuadas de humedad, siempre cubiertas por agua a una temperatura de entre 23 y 25°C. Deben mantenerse las probetas en las mismas condiciones de la estructura origen (protección, humedad, temperatura, etc).

2. El laboratorio, además de certificar la resistencia, debe dejar constancia del peso y dimensiones de las probetas, de la fecha y hora del ensayo.



Fig.2.4 Ensayos de muestra de cilindros de hormigón

### **ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN:**

Se efectúa habitualmente sobre vigas de forma prismática de sección transversal cuadrada, confeccionadas con hormigón simple, de 15 cm de lado y 53 cm de largo. La colocación del hormigón se efectúa en 2 capas de igual altura y para la compactación se emplea la misma varilla que para las probetas de compresión. La cantidad de golpes por capa es de 1 por cada 15cm<sup>2</sup> de sección horizontal. El ensayo se efectúa colocando la viga sobre dos apoyos distanciados 45cm entre si y 4 cm de los extremos.

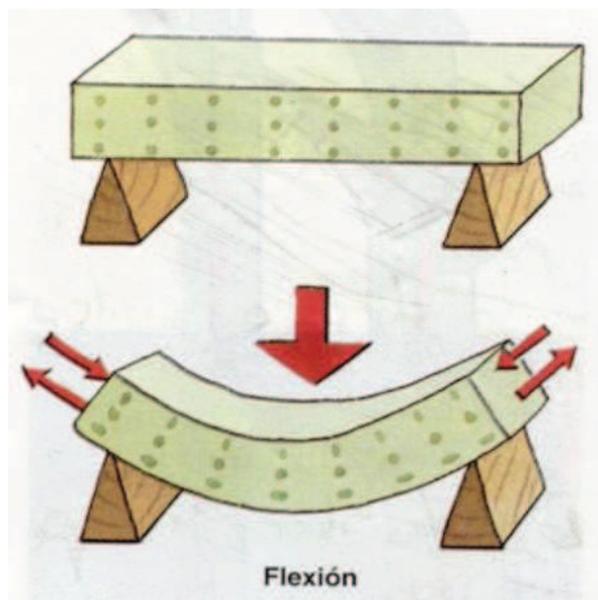


Fig.2.5 Viguetas de hormigón a flexión

Las cargas se aplican en los tercios de la distancia entre apoyos (o sea que quedan 15cm entre si y a la misma distancia de los apoyos).

El dispositivo indicado en el croquis puede materializarse en lugares donde no se disponga de prensa, ya que consiste en una simple palanca (para una relación:  $a + b / a = 10$ , la fuerza a aplicar  $F$ , en los hormigones comunes oscila entre 200 y 400 kg.

#### **2.4.2. ASTM C143**

El método cubre la determinación del asentamiento del hormigón tanto en el laboratorio como en el campo. Consiste en colocar una muestra de hormigón recién mezclado (se compacta por varillado) dentro de un molde en forma de cono truncado. El molde se levanta, y se deja que el hormigón se desplome. Se mide la distancia vertical al centro desplazado y se registra el valor del asentamiento del hormigón.

Este ensayo fue originalmente desarrollado para proporcionar un método de monitoreo o control de la consistencia del concreto no endurecido. Bajo condiciones de laboratorio con estricto control de todos los materiales del concreto, el revenimiento es generalmente encontrado debido al incremento proporcional del contenido de agua que tiene la mezcla y por lo tanto esta inversamente relacionado con la resistencia del concreto.

#### **MATERIALES**

- Cemento
- Arena

- Piedra
- Agua
- Cono de metal

## PROCEDIMIENTO

- El molde se coloca sobre una superficie plana no absorbente, con la abertura más pequeña hacia arriba. Posteriormente el molde se presiona hacia abajo, cogiendo las agarraderas, con el objeto de que al colocar la mezcla, ésta no se salga por la parte inferior del molde.
- Se llena el cono en 3 capas, cada una aproximadamente con una tercera parte del volumen total del molde. Cada capa se apisona 25 veces con una varilla lisa de 16mm de diámetro y más o menos 60cm de largo. La introducción de la varilla se debe hacer en diferentes sitios de la superficie con el fin de que la compactación sea homogénea en la sección transversal.
- Después de realizar el apisonamiento en la última capa, es necesario alisarse a ras la superficie; luego, se quita la mezcla que cayó al suelo alrededor de la base del molde, dejando limpia la zona aledaña.
- Inmediatamente después se retira el molde, alzándolo cuidadosamente en un tiempo no más de 5 a 10 segundos, en dirección vertical sin movimientos circulares o laterales y sin tocar la mezcla con el molde cuando éste se haya separado del concreto fresco.
- Todo este proceso de llenar el cono y retirarlo debe tomar no más de 2 ½ minutos

- Se mide la diferencia de altura entre el molde y del concreto fresco asentado, valor que será determinante de la consistencia del concreto ensayado.



Fig. 2.6. Toma de muestra para asentamiento de hormigón

### 2.4.3. TEMPERATURA DEL HORMIGÓN FRESCO (RESUMEN ASTM C 1064)

Este método de prueba permite medir la temperatura de mezclas de hormigón recién mezclado, dosificado con cemento pórtland. Puede usarse para verificar que el hormigón satisfaga requerimientos específicos de temperatura.

En hormigones con tamaño máximo de agregado mayor a 3 pulgadas (75 mm) podrá requerir hasta 20 minutos para transferir el calor del agregado al mortero.

#### EQUIPO.

**Recipiente.-** Debe estar elaborado de un material no absorbente y debe tener dimensiones tales que permitan un recubrimiento de al menos 3 pulgadas (75 mm) de hormigón en todas las direcciones alrededor del sensor medidor de

temperatura. La cantidad de hormigón que debe cubrir, tiene que ser mínimo tres veces el tamaño máximo del agregado grueso.

**Medidor de temperatura.**- Debe de ser calibrado para medir la temperatura del hormigón recién mezclado con una variación de  $\pm 1^{\circ}\text{F}$  ( $\pm 0.5^{\circ}\text{C}$ ), dentro de un rango entre  $30^{\circ}\text{F}$  a  $120^{\circ}\text{F}$  ( $0^{\circ}\text{C}$  a  $50^{\circ}\text{C}$ ). El dispositivo que mide la temperatura (sensor) requerirá la inmersión de 3 pulgadas (75 mm) o más en el hormigón, durante la operación.

**Calibración del medidor de temperatura.**- El aparato medidor de temperatura debe calibrarse anualmente o cuando se tenga duda de su grado de exactitud.

La calibración de los medidores de temperatura puede ser realizada en aceite u otras inmersiones que tenga densidad uniforme, si este esta provisto para:

- Mantener la temperatura de la inmersión constante en ( $0.2^{\circ}\text{C}$ ) durante el período de la prueba.
- Mantener la temperatura y el medidor de temperatura inmersos por un mínimo de cinco minutos antes de tomar lectura.
- Mover continuamente la cantidad de agua para mantener la temperatura uniforme.
- Abrir poco a poco la tapa del termómetro para evitar la adherencia de líquido en las paredes del vidrio si la temperatura disminuye.

## **PROCEDIMIENTO**

1. Obtener una muestra de hormigón dentro de un contenedor no absorbente, de tamaño suficiente para proveer un mínimo de 3 pulg. ( 75 mm) de hormigón alrededor del sensor de temperatura en todas las direcciones.

2. Utilizar un termómetro con una exactitud de  $\pm 1^{\circ} \text{ F}$  ( $\pm 0.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ), e intervalo de temperatura de  $30^{\circ}\text{F}$  a  $120^{\circ}\text{F}$  ( $0$  o a  $50^{\circ}\text{C}$ ).
3. Colocar el termómetro dentro de la muestra cubriendo el sensor con un mínimo de 3 pulg. (75 mm) en todas las direcciones. Cierre desde la izquierda presionando con delicadeza el concreto alrededor del medidor de temperatura en la superficie del concreto para así prevenir que la temperatura ambiente afecte la lectura en el instrumento.
4. Tomar la lectura de temperatura después de un tiempo mínimo de 2 minutos o hasta que la lectura se estabilice, luego lea y registre.
5. Completar la medición de la temperatura dentro de 5 minutos siguientes a la obtención de la muestra compuesta. Excepto para concretos que contiene un tamaño máximo nominal de agregado mayor a 3 pulgadas (75 mm).
6. Registrar la temperatura con una precisión de  $1^{\circ}\text{F}$  ( $.5^{\circ}\text{C}$ )

#### **CONSIDERACIONES GENERALES.**

**Tiempo:** 5 minutos para realizar el ensayo y mínimo 2 minutos para que la lectura se estabilice. En el caso de hormigones con agregados mayores a 3 pulgadas se podrá requerir hasta 20 minutos.



Fig. 2.7. Termómetro para ensayo de temperatura de hormigones

## **2.5. Mecánica de Suelo de Cimentación**

### **2.5.1. Introducción**

En la década del 40, el concepto de diseño de pavimentos estaba basado en las propiedades ingenieriles del suelo de cimentación. Estas propiedades eran la clasificación de suelos, plasticidad, resistencia al corte, susceptibilidad a las heladas y drenaje.

Desde las postrimerías de la década del 50, se puso más énfasis en las propiedades fundamentales de los suelos y se idearon ensayos para caracterizarlos mejor. Las estáticas o de baja velocidad de deformación tales como el CBR, compresión simple son remplazados por ensayos dinámicos y de repetición de cargas tales como el ensayo del módulo resiliente, que representan mucho mejor lo que sucede bajo un pavimento en los concerniente a tensiones y deformaciones.

Las propiedades de los suelos pueden dividirse en dos categorías:

1. Propiedades físicas: son usadas para selección de materiales, especificaciones constructivas y control de calidad.
2. Propiedades ingenieriles: dan una estimación de la calidad de los materiales para caminos. La calidad de los suelos para subrasantes se puede relacionar con el módulo resiliente, el módulo de Poisson, el valor soporte del suelo y el módulo de reacción de la subrasante.

## **2.5.2. Propiedades Físicas de los Suelos para Subrasante**

### **2.5.2.1. Propiedades Iniciales de los Suelos.**

Las propiedades de los suelos bajo la subrasante son uno de los datos más importantes en el diseño de un pavimento. Estas propiedades siempre estarán presentes aunque cambien mediante tratamientos especiales tales como estabilización, compactación, etc. Para conocer estas propiedades es necesario un muestreo muy amplio que abarque toda la traza, del proyecto. Las probetas se llevan a laboratorio para ser ensayadas (granulometría, humedad, límites de Atterberg, contenido de humedad óptimo, CBR y clasificación).

### **2.5.2.2. Clasificación de Suelos**

La clasificación de suelos es un indicador universalmente aceptado de las propiedades físicas de los suelos. La clasificación que mejor se adapta para reflejar las propiedades de un suelo como subrasante es la de la AASHTO. Sus variables de entrada son la granulometría y plasticidad.

En general un suelo, de acuerdo a su granulometría, se divide en:

- Grava: tamaño < 76.2 mm (3") hasta tamiz No. 10(2mm),
- Arena gruesa: tamaño < 2mm, tamiz No.10 hasta tamiz No. 40 (0.425mm),
- Arena fina: tamaño <0.425mm tamiz No.40 hasta tamiz No.200 (0.075 mm),
- Limos y arcillas: tamaños menores de 0.075 mm ( pasa tamiz 200).

Según AASHTO, un suelo fino es aquel que tiene más del 35% que pasa el tamiz No. 200 y se denominan comúnmente: A-4; A-5; A-6; A-7.

Dos suelos finos con granulometría muy similar pueden tener propiedades muy diferentes según se su plasticidad, la que se analiza sobre la fracción que pasa el tamiz No.40. Esta propiedad se analiza con los límites de Atterberg (AASHTO T-89 y T-90) que son:

- Límite líquido  $\omega_l$  o LL: porcentaje de humedad máximo que puede tener un suelo para poder ser amasado.
- Límite plástico  $\omega_p$  o LP: porcentaje de humedad mínimo que puede tener un suelo para ser amasado.
- Límite de contracción  $\omega_s$  o LS: porcentaje de humedad por debajo del cual el suelo no pierde más volumen.

En ingeniería vial interesan principalmente el LL o LP, cuya diferencia es el índice de plasticidad, que indica la plasticidad del material o sea el rango de humedades dentro del cual el suelo puede ser amasado.

Resumiendo, se puede decir que para suelos gruesos la propiedad más importante es la granulometría, mientras que para suelos finos es la plasticidad.

En la figura 2.4 se ve la ubicación de los distintos suelos finos, de acuerdo al gráfico de plasticidades de la AASHTO.

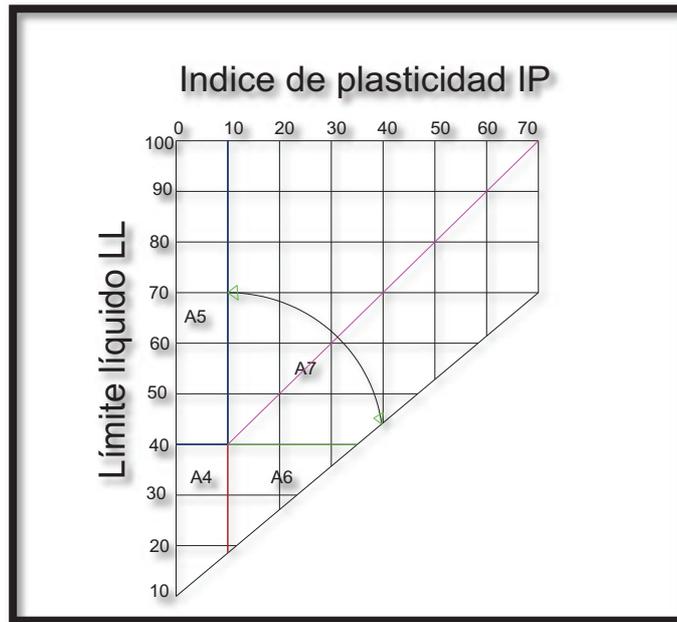


Fig. 2.8 Ubicación distintos suelos

Fuente: ensayo AASHTO T-99

### 2.5.2.3. Relación entre Humedad y Densidad

La relación entre humedad y densidad para un suelo compactado juega un papel muy importante en las propiedades del mismo, especialmente en cuanto a su resistencia y deformabilidad. Así los ensayos Proctor T- 99 (estándar) y T-180 (modificado) que permiten determinar la humedad óptima, es decir la humedad a la que el suelo alcanza su densidad máxima y por lo tanto presenta sus mejores propiedades mecánicas. El valor de esta humedad óptima depende de la energía de compactación brindada al suelo, y en caso de incrementarse esta, la humedad óptima será menor y la densidad seca máxima mayor, corriéndose el pico de la curva hacia arriba y a la derecha. (Figura 2.5)

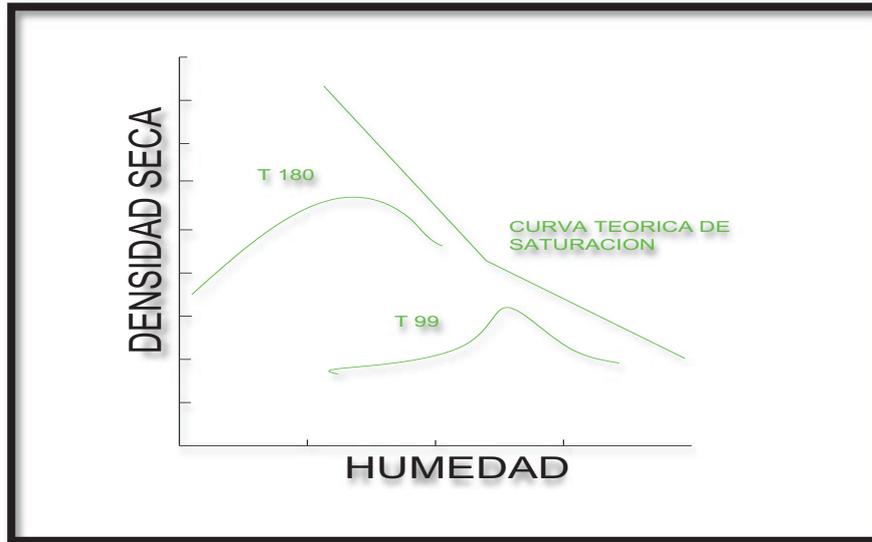


Fig.2.9. Curvas de humedad- densidad de Proctor.  
Fuente: ensayo AASHTO T-99,

Los suelos expansivos son aquellos en los que su volumen se incrementa a mayores contenidos de humedad y requieren especial atención. Para prevenir los potenciales problemas asociados con este tipo de materiales, es importante que ellos no sean sobre- compactados por el lado seco del porcentaje de humedad óptimo. Se recomienda que este tipo de suelos se compacten por el lado húmedo ligeramente en exceso de la humedad óptima determinada por el ensayo AASHTO T-99, lo cual minimizará a probabilidad de hinchamiento.

Para cualquier procedimiento de diseño, reconocer los efectos de los cambios en las relaciones de humedad- densidad en el diseño resultante es importante. Debido a la variabilidad presente en los procesos constructivos, el Método AASHTO cuenta con una variable separada para tomar en cuenta esta variabilidad.

### 2.5.3. ENSAYOS DE RESISTENCIA PARA SUELOS DE SUBRASANTE.

Los ensayos destinados a medir la resistencia de un suelo frente a cargas dinámicas de tránsito son muy variados, siendo los más comunes:

- Relación de valor soporte california (CBR)
- Valor de resistencia de Hveem (valor R)
- Ensayo de placa de carga (valor k)
- Penetración dinámica con cono.
- Módulo resiliente.

### 2.5.3.1. VALOR SOPORTE CALIFORNIA (CBR)

Mide la resistencia del suelo a la penetración de un pistón de 1935 mm<sup>2</sup> (3 pulg<sup>2</sup>) de área de una probeta de 15 cm (6 pulg) de diámetro y 12.5 cm (5 pulg) de altura, con una velocidad de 1.27 mm/min (0.05 pulg/min). La fuerza requerida el pistón dentro del suelo se mide a determinados intervalos de penetración. Estas fuerzas se comparan con las necesarias para producir iguales penetraciones en una muestra patrón que es una piedra partida bien graduada. El CBR es, por definición:

$$CBR = \frac{\text{carga que produce una penetración de 2.5mm en el suelo.}}{\text{carga que produce una penetración de 2.5mm en la muestra patrón.}}$$

Y se mide en porcentaje, el cual es muy variable, 2 a 3 % para arcillas plásticas a 70% o más para materiales granulares de buena calidad.

Los suelos finos son compactados a la humedad óptima antes de ser ensayados. Los suelos granulares se compactan a diferentes contenidos de humedad por encima y por debajo del óptimo. Las muestras se sumergen en agua durante 96 horas antes del ensayo para simular las condiciones de saturación y tener así los CBR en las condiciones más críticas. Se pueden agregar pesos a la superficie de la probeta para simular las sobrecargas debidas al peso del paquete estructural.

Dado que este ensayo es, por naturaleza arbitrario, tiene bastantes limitaciones, pero sus mayores ventajas son su simpleza y la gran cantidad de datos existentes y acumulados permiten una buena correlación..

El método "CBR" para diseño de pavimentos fue uno de los primeros en usarse. Se basa en que a menor valor de CBR de subrasante, se requieren mayores espesores de pavimento para protegerlo a las sollicitaciones de tránsito.

## 2.6. FUNDAMENTOS DEL MODULO DE REACCION

### 2.6.1. MÉTODO DEL BALASTO, DE WINKLER O DE VIGA SOBRE APOYOS ELÁSTICOS:

Uno de los métodos de cálculo más utilizado para modelizar la interacción entre estructuras de cimentación y terreno es el que supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos-muelles o bielas biarticuladas cuya rigidez, denominada módulo o coeficiente de balasto (K), se corresponde con el cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento ( $\delta$ ):

$$K = q / \delta$$

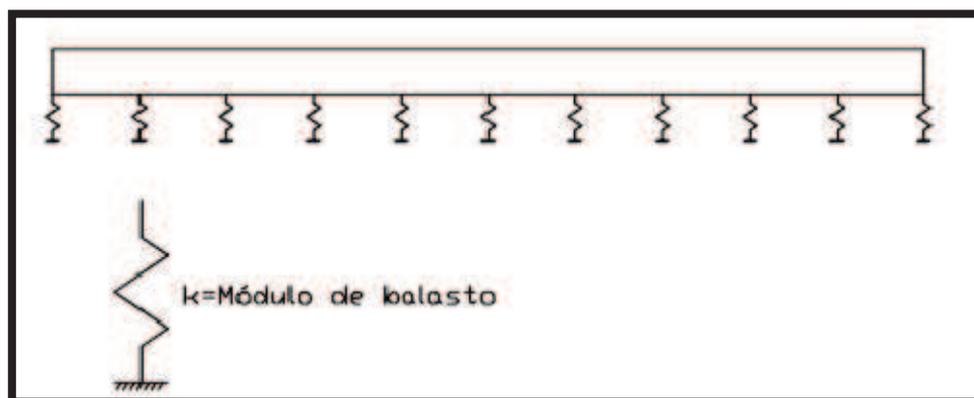


Figura 2.10. modelo de winkler

El nombre Balasto viene, como sabemos, de que fue precisamente en el análisis de la construcción del ferrocarril donde se utilizó por primera vez esta teoría.

El balasto es la capa de grava que se tiende sobre la explanación de los ferrocarriles para asentar y sujetar las traviesas. A este modelo de interacción se le conoce generalmente como modelo de Winkler debido al nombre de su creador, y tiene múltiples aplicaciones, no sólo en el campo de las cimentaciones, sino en cualquier problema que pudiese adaptarse a este modelo.

La aplicación de la teoría del módulo de balasto ha ganado aceptación en los últimos tiempos, dado que permite una fácil asimilación de la interacción suelo-estructura por los métodos matriciales de cálculo.

En la práctica habitual del cálculo de cimentaciones veremos aplicar la teoría de Winkler al cálculo de elementos tales como vigas flotantes o de cimentación y losas de cimentación que trabajan sobre un corte horizontal de terreno, pero también para elementos tales como pantallas para excavaciones o tablestacas que trabajan sobre un corte vertical. Se habla, por tanto, de módulo de balasto vertical y de módulo de balasto horizontal, si bien el concepto es el mismo.

La ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de la clásica solución de viga flotante o viga sobre fundación elástica (beam on elastic foundation) y que, por tanto, es el resultado de suponer la viga discretizada en infinitas barras de longitud diferencial con nudos en sus extremos, es la siguiente:

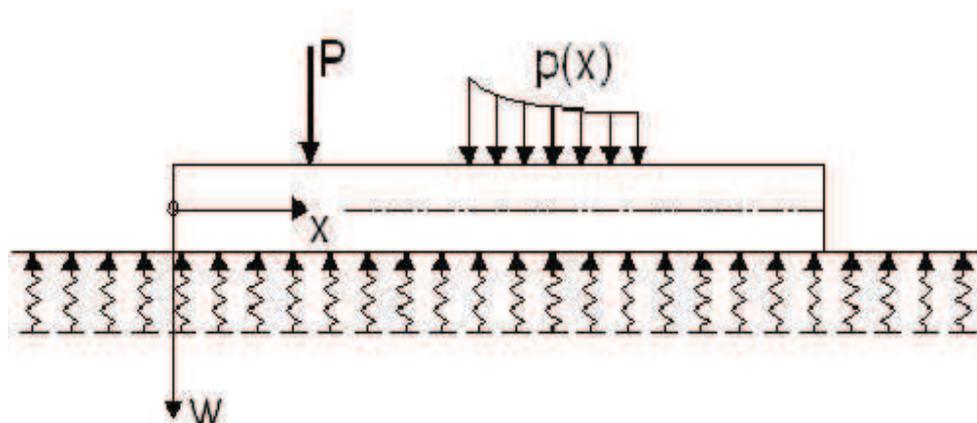


Fig 2.11 Vigas elástica con elementos finitos

$$p - k \cdot w(x) = (E \cdot I) d^4 w / dx^4$$

siendo:

$w(x)$ : el asiento de la viga [m].

$x$ : coordenada [m].

$k$ : el módulo de balasto [kN/m<sup>3</sup>]

$p$ : la carga por unidad de longitud [kN/m]

$E$ : el módulo de elasticidad de la losa [kN/m<sup>2</sup>]

$I$ : la inercia de la viga respecto al eje que pasa por su centro de gravedad [m<sup>4</sup>]

En el caso de la losa la ecuación tiene una forma parecida:

$$d^4 w / dx^4 + 2 d^4 w / dx^2 dy^2 + d^4 w / dy^4 + (k \cdot w - p) 12(1 - \nu^2) / (E \cdot t^3) = 0,$$

siendo:

$w(x,y)$ : el asiento de la losa [m],

$y$ : las coordenadas [m].

$k$ : el módulo de balasto [kN/m<sup>3</sup>]

$q$ : la carga por unidad de área [kN/m<sup>2</sup>]

$\nu$ : el coeficiente de Poisson [-]

$E$ : el módulo de elasticidad de la losa [kN/m<sup>2</sup>]

$t$ : el espesor de la losa [m]

#### 2.6.1.1. Objeciones y mejoras al método:

En general, el método de Winkler se puede aplicar al cálculo de cimentaciones rígidas y flexibles, si bien en el caso de cimentaciones rígidas las normas suelen

permitir la utilización de leyes de tensiones lineales del terreno más simplificadas, dejándose la obligatoriedad del método del balasto para el cálculo de elementos flexibles en los que la distribución de tensiones es irregular. Sin embargo, existen varias objeciones al modelo que le hacen poco fiable.

Por ello, algunos autores recomiendan hacer un estudio de su sensibilidad. El ACI (1993), por ejemplo, variar el valor de  $k$  desde la mitad hasta cinco o diez veces del calculado y basar el diseño estructural en el peor de los resultados obtenidos de ésta manera. Métodos como el Acoplado (Coupled method), que usa muelles que conectan los nudos adyacentes, permiten que los movimientos de cada nudo sea dependientes del resto y obtienen resultados más cercanos a la realidad, pero suponen un aumento considerable en el tiempo de cálculo, además de requerir una implementación específica en los programas de cálculo generales (que, sin embargo, se adaptan fácilmente al método de Winkler). Mejora esta última cuestión el denominado Método Pseudoacoplado (Pseudo-Coupled Method) que divide el elemento de cimentación en distintas zonas a las que varía su módulo de balasto.

El balasto se hace mayor en las zonas extremas, por ejemplo, el doble del valor en el contorno que en la zona central. También el ancho de las zonas se hace disminuir al acercarse a los extremos, todo ello con el objeto de aumentar las tensiones en los bordes de las cimentaciones ya que se comprobó que el modelo de Winkler obtiene tensiones mas bajas que las constatadas con otros métodos de dichos puntos.

#### **2.6.1.2. Obtención del módulo de Balasto:**

El módulo de balasto vertical para una zapata o una losa se puede definir de tres maneras:

1. A partir de ensayo de Placa de Carga realizado sobre el terreno, siendo habitual que dicha placa sea cuadrada de 30x30 cm (1 pie x 1 pie), o bien circular de diámetros 30, 60 y 76,2 cm. Así el coeficiente que aparece referenciado en el estudio geotécnico viene generalmente representado por una (k) letra adoptada en la bibliografía para el módulo y el correspondiente subíndice que identifica a la placa con que se realizó el ensayo -k30, k60, etc. En la figura 2.12 se puede observar un ejemplo de ensayo de placa de carga y el resultado de módulo de balasto, k30 en este caso al tratarse de una placa de 30 cm, que se obtiene:

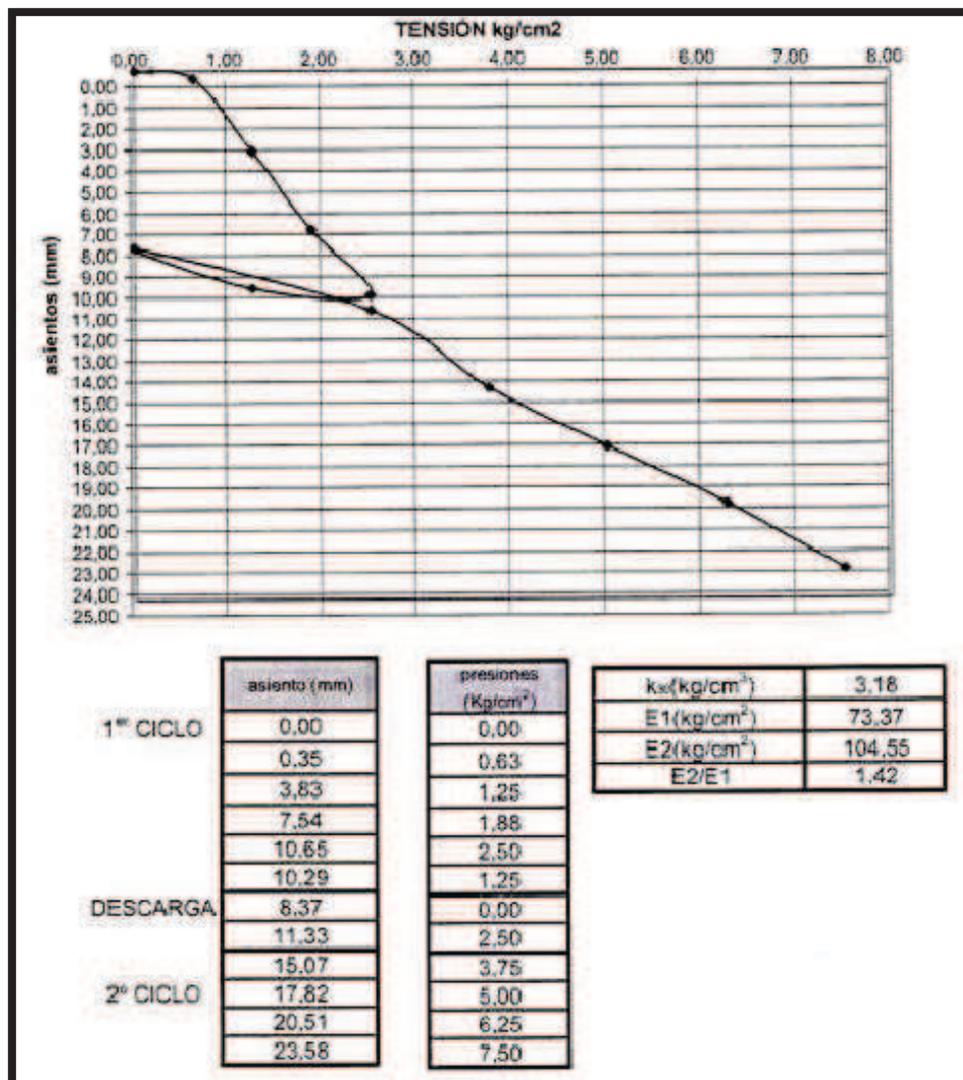


Fig. 2.12 Ejemplo de ensayo de placa de carga

En el caso de losas la profundidad de influencia de la placa es mucho menor que la de la losa real (bulbo de presiones en función del ancho de la cimentación), con lo que se puede inducir a errores debidos a bajadas de rigidez de estratos inferiores pero activos.

En el caso de rocas las pruebas realizadas con una placa grande estarán más afectadas por la fisuración que las hechas con placa pequeña.

Se define a continuación un:

Método simplificado para el cálculo del módulo de balasto de una losa de cimentación rectangular a partir del ensayo de placa de carga de 30x30cm. Dada una losa rectangular y un coeficiente de balasto obtenido mediante ensayo de placa de carga de 30x30cm definimos:

$b$ : ancho equivalente de la zapata (m). Es un parámetro que depende de la rigidez de la estructura, y de la rigidez de la cimentación. En el caso de losas un valor aproximado para  $b$  puede ser la luz media entre pilares, en ella se pueden consultar los apartados de losas semiflexibles, con grandes luces entre pilares y con pequeñas luces entre pilares (es precisamente para este caso cuando es adecuado tomar como ancho equivalente la luz media entre pilares). El tomar  $b$  como ancho de la losa conduce a módulos de balasto excesivamente bajos.

$l$ : lado mayor o longitud de la losa (m)

$k_{s,30}$ : coeficiente de balasto obtenido en placa de 30x30cm (kN/m<sup>3</sup>).

$k_s$ , cuadrada: coeficiente de balasto de la zapata cuadrada (kN/m<sup>3</sup>).

$k_s$ , rectangular: coeficiente de balasto de la zapata rectangular (kN/m<sup>3</sup>).

Para el cálculo del coeficiente o módulo de balasto de la zapata rectangular será necesario primero calcular el de la cuadrada.

El módulo de balasto de la zapata rectangular (l y b en m) en función del de la losa cuadrada se define por (Terzaghi 1955):

$$k_{s,\text{rectangular}} = \left(\frac{2}{3}\right) k_{s,\text{cuadrado}} \left[ 1 + \frac{b}{2l} \right]$$

donde  $k_s$ , cuadrada se determina en función del tipo de suelo y del ensayo de placa de carga de 30x30

## CAPÍTULO III

### DETERMINACION DEL MODULO DE REACCION A TRAVES DEL ENSAYO DE CARGA CON PLACA

#### 3. INTRODUCCIÓN

El ensayo para determinar el Módulo de Reacción de la Subrasante, llamado también Ensayo de Placa, tiene por objetivo determinar la presión que hay que ejercer sobre el suelo para que se presente una deformación dada, que para el caso específico de los pavimentos es de 13 mm.

El equipo para realizar el ensayo se describe en: las normas ASTM D -1196 Y AASHTO T-222.

Para evitar que la placa se defleccione, se ponen sobre ésta, otras de menores diámetros con el fin de aumentar su rigidez. La carga se aplica con la ayuda de un gato hidráulico apoyado en un camión que sirve como estructura de reacción. La deflexión se obtiene promediando las lecturas de los tres o cuatro, extensómetros colocados sobre la placa a 120° o 90°, según la cantidad utilizada. Para que las lecturas sean correctas los extensómetros se deben apoyar contra un puente, cuyos soportes estén por fuera del área que se deforma durante la aplicación de las cargas.

Se sabe que el asentamiento bajo cargas aplicadas en áreas circulares aumenta, para presiones constantes, con el diámetro del área cargada. Con el fin de unificar los resultados de los ensayos de placa utilizados en el diseño de pavimentos, se ha establecido que la presión se ejerza a través de un área cuyo diámetro sea igual a 760 mm, pues se ha observado que a partir de este tamaño la variación en

las presiones se reduce con respecto a las que se presentan para diámetros menores.

### 3.1. Procedimiento a Utilizar

Este valor se determina cargando un plato o placa de carga (fig .3.1) y midiendo la presión necesaria para producir una deformación dada, k es el cociente de presión aplicada y deflexión del plato de carga.

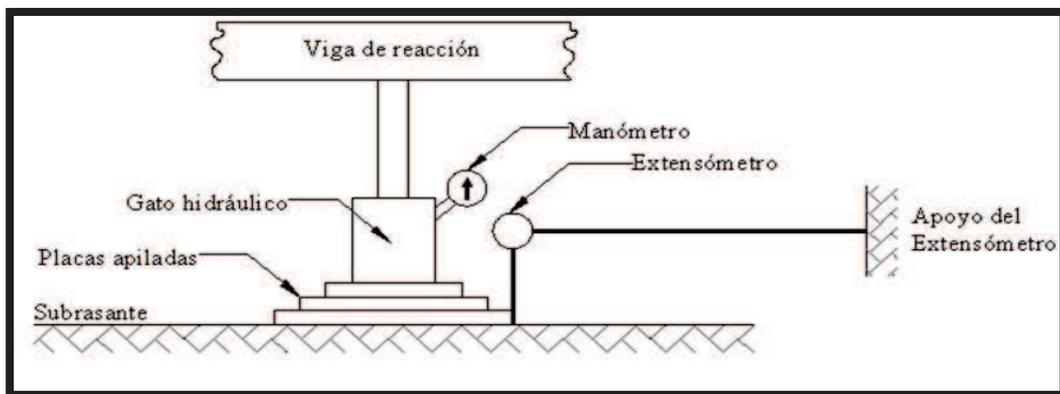


Figura 3.1 Esquema de ensayo de carga con placa  
Fuente: (Manual de Pavimentos Cap. 4 Ing. Milton Torres)

$$k = \frac{P}{\Delta}$$

Este ensayo se hace en el campo y dado que es un ensayo realizado in situ, no puede ser hecho a diferentes densidades y contenidos de humedad para considerar las distintas condiciones de servicio, por lo que se recomienda que el valor k de campo sea ajustado para considerar las condiciones más desfavorables de la subrasante. Este factor de corrección se obtiene como el cociente de la deformación a 10 psi (68,9 Kpa o 0.7 Kg/cm<sup>2</sup>) de presión para un suelo no saturado y saturado.

$$k_{\text{corregido}} = \frac{d}{d_{\text{saturado}}} k_{\text{saturado}}$$

El valor de  $k$  depende del tamaño del plato de carga. Los de 96cm (36") se usan para pavimentos rígidos, mientras que para pavimentos flexibles se usan de 30.5 a 45.7cm (12 a 18pulg.)

Los ensayos de placa de carga permiten determinar las características resistencia - deformación de un terreno. Consisten en colocar una placa sobre el suelo natural, aplicar una serie de cargas y medir las deformaciones. El resultado del ensayo se representa en un diagrama tensión deformación.

A partir de este ensayo se pueden obtener numerosos datos entre los que se destacan:

- Obtención de la capacidad de carga del suelo para un asentamiento determinado.
- Determinación del módulo de reacción ó coeficiente de Balasto ( $K$ ).
- Determinación de las características de la curva carga contra deformación del suelo.
- Obtención del coeficiente de elasticidad del suelo ( $E$ ).
- Realización de estudios sobre la estabilidad de pavimentos ó bases de caminos ya existentes.

La información proporcionada es posible usarla en la evaluación y diseño de pavimentos de tipo rígido ó flexible de carreteras y / o aeropuertos y aplicarse tanto a suelos en estado natural como compactados.

Algunos términos utilizados en este ensayo son:

- Módulo de reacción. Es la presión que ha de transmitirse a la placa para producir al suelo una deformación prefijada.
- Deflexión. Es el descenso vertical de una superficie debido a la aplicación de una carga sobre ella .
- Deflexión residual. Es la diferencia entre el nivel original de una superficie y su posición final a consecuencia de la aplicación y retiro de una o más cargas en la superficie.
- Deflexión elástica. Es la recuperación de la deformación vertical que tiene lugar cuando la carga se retira de la superficie.

### 3.2 Ensayo de placa de carga estática no repetida (LNV 98- 86) (ASSHTO T222-81).

#### 3.2.1 Equipo necesario.

Elementos de reacción. Un camión, remolque ó combinación de ambos, un marco anclado u otra estructura pesada con suficiente masa para producir la reacción deseada sobre la superficie a ensayar. Si se usan vehículos, las ruedas deben estar a lo menos a 2,5 mts., desde la circunferencia de la placa de carga de mayor diámetro usada.

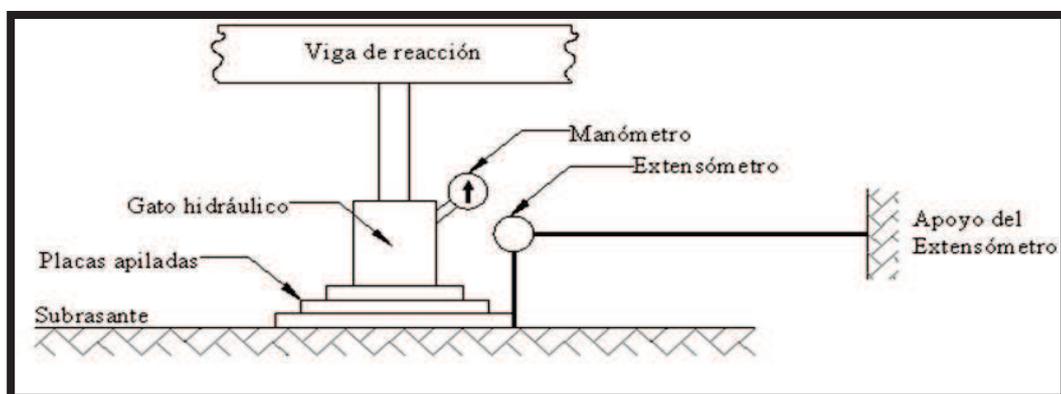


Figura 3.2 Equipo de ensayo de placa con carga  
Fuente: (Manual de Pavimentos Cap. 4 Ing. Milton Torres)

Conjunto hidráulico de carga provisto de un dispositivo de apoyo esférico, capaz de aplicar y retirar la carga en incrementos. La gata deberá tener la capacidad suficiente para aplicar la carga máxima necesaria y deberá estar equipada con un medidor calibrado con precisión suficiente que indicara la magnitud de la carga aplicada

**a) Diales micrométricos:** tres o mas, graduados en unidades de 0,025mm. (0,001”) y capaces de registrar una deflexión acumulada de a lo menos 25mm.

**b) Viga portal dial,** La viga deberá estar formada por un tubo o cañerías de 60mm de diámetro o un ángulo de 75<sup>o</sup> 75' 6” mm. De un largo mínimo de 4,75mts. La viga se apoyará en soportes ubicados a más de 2 metros desde el borde de la placa de ensayo o rueda más cercana, o soporte. El sistema completo de medición de deflexión debe protegerse de los rayos directos del sol.



Fig. 3.3 ensayo de reacción con camión

**c) Placa de ensayo.** Juego de placas de acero de menos de 25mm. De espesor, confeccionadas de modo de poder disponerse en forma piramidal para asegurar su rigidez. Los diámetros de la placa deben variar entre 150mm. A 760mm. (6" a 30") los diámetros en las placas adyacentes a la distribución piramidal no deberá exceder los 150mm. Pueden usarse placas de aleación de aluminio de 40mm., de espesor en lugar de placas de acero. En la tabla 3.1 se indica el diámetro de la placa de ensayo según el tipo de suelo y ensayo requerido.

**d) Herramientas y accesorios.** Nivel de burbuja para preparar la superficie a ensayar y las necesarias para operar el equipo y contar una probeta de suelo no perturbado en un anillo de ensayo de consolidación, balanzas, horno y diversas herramientas para determinar humedad en el terreno.

TIPO DE SUELO O ENSAYO	DIAMETRO DE LA PLACA (cm)	CONTRACARGA APROXIMADA (ton)
Suelo granulares finos	30	10
Suelo granulares gruesos	75	30
Ensayo con gran precisión	75 o 60	30 o 20
Ensayos rápidos menos precisos	40 o 30	15 o 20
Determinación del modulo de reacción	75	30

Tabla 3.1 de diámetros de placas según el tipo de suelo o ensayo  
Fuente: (espinece R., 1979).

### **3.2.2. PROCEDIMIENTO ENSAYO**

#### **Preparación del área de ensayo**

Para un ensayo de carga no confinado efectuado directamente sobre una superficie natural de subrasante, se debe despejar el área de suelo a ensayar de cualquier material suelto. Esta área deberá ser a lo menos dos veces el diámetro de la placa, de modo de evitar que se activen posibles sobrecargas o efectos de confinamiento

Para un ensayo de carga no confinado cuando la subrasante sea construida con materiales de relleno, deberá realizarse un terraplén o cancha de prueba de no menos de 75cm. De altura, utilizando el material a emplear en el relleno, compactado con el contenido de humedad y densidad especificada para la etapa de construcción.

Para un ensayo de carga confinada, el diámetro del área circular de la excavación debe ser el suficiente que permita el correcto acomodo de la placa seleccionada. Con el fin de evitar pérdidas de humedad del terreno, este deberá cubrirse con plástico o papel impermeable hasta dos metros desde la circunferencia de la placa de ensayo durante todo el tiempo que dure la prueba. Además con el objeto que la placa logre un apoyo uniforme con la superficie del terreno, este se nivelara con una delegada capa de arena y yeso, o bien solo de arena.

#### **Colocación de las placas, diales y otros**

**Placa de ensayo.** Deberá centrarse cuidadosamente bajo el dispositivo de reacción y se ajusta a nivel. Sobre ella se colocara las placas menores

concéntricas distribuidas en forma piramidal. Sobre la última placa dispuesta, se centra la gata hidráulica.

**Anillo de acero.** Si se usa un anillo para medir la carga aplicada, este deberá colocarse entre la gata hidráulica y la rótula que a su vez apoya contra el dispositivo de reacción de carga. Este dispositivo debe ser lo suficientemente largo de modo que sus soportes queden a lo menos a 2,5 metros de la placa de ensayo. Una viga de acero, entre dos camiones cargados otorgan un buen dispositivo de reacción.

**Diales.** Los diales micrométricos utilizados para medir la deformación del suelo bajo la acción de la carga (generalmente son tres), deben apoyarse sobre la placa de ensayo a no más de 6mm desde el borde, dispuestos en 120° uno del otro. Los micrómetros deben estar asegurados a una estructura (viga portal dial) cuyo soporte están a 2 metros desde el borde de la placa de ensayo.

**3.2.3. Procedimientos de asentamiento.** Para asentar el equipo se emplea alguno de los métodos establecidos.

**3.2.3.1. Procedimiento N<sup>o</sup>1.** Apoyar el sistema de carga y la placa soportante mediante la aplicación de una carga de 3,2 KN. (7Kpa), cuando el espesor de diseño de pavimento sea menor a 380mm o una carga de 6,4KN (14Kpa), cuando el espesor de diseño de pavimentos sea de 380mm o más. Una vez que se haya producido el total de la deformación debido a esta carga de apoyo se toman las lecturas de los tres diales micrométricos y se registran como lectura cero (la carga de apoyo también se considera como carga cero).

Una carga cíclica menor a la carga de asentamiento se puede emplear para asegurar un buen apoyo de los aparatos y la placa de ensayo.

**3.2.3.2.Procedimiento N 2** : Después de instalar adecuadamente el equipo, con toda la carga muerta actuando ( gata, placas, etc.), la placa y el conjunto deben asentarse con una rápida aplicación y descarga, de una carga suficiente para producir una deflexión de no menos de 0.25mm. y no mayor a 0.50 mm. Indicada por los diales se estabilicen luego de la descarga, se reasienta la placa con la mitad de la carga que produjo la deflexión anterior ente 0.25 y 0.50 mm. Finalmente se ajusta cuidadosamente cada dial a su marca cero.

**3.2.4. Procedimientos de carga.** Sin retirar la carga del asiento, debe aplicarse la carga de ensayo por alguno de los métodos establecidos.

**3.2.4.1.Procedimiento N1:** Las cargas se aplican a velocidad moderada en incrementos uniformes. La magnitud de cada incremento de carga será tal que permita obtener un suficiente número de puntos no menos de 6 para poder dibujar la curva carga-deflexión con precisión. Después que cada incremento de carga haya sido aplicado, debe ser mantenido hasta que una razón de deflexión, de no más de 0.25 mm/ min, se logre para tres minutos consecutivos. Debe registrarse la carga y las lecturas finales para cada incremento de carga, continuando con este procedimiento hasta que se obtenga la deflexión total deseada o hasta que la capacidad de carga del equipo sea alcanzada cualquiera que ocurra primero. En este punto se debe mantener la carga hasta que el aumento de deflexión no exceda a 0.025 mm/min, durante tres minutos consecutivos.

Se registra la deflexión total y luego se disminuye la carga hasta el valor que fue empleada para ajustar en cero los diales. Esta carga se mantiene hasta que la

razón de recuperación no exceda 0.025 mm. Para tres minutos consecutivos y se registra la deflexión a la carga de ajuste cero. Cada conjunto de lecturas deberá promediarse y ese valor registrado será la lectura de asentamiento promedio.

**3.2.4.2. Procedimiento N2.** Se aplican dos incrementos de carga de 16 KN.35 Kpa. Cada uno los que se mantienen hasta que la razón de deformación en ambos sea inferior a 0,025mm/min. Tomando las lecturas de los tres diales micrométricos al final de cada incremento, a completar los 32KN 70Kpa de carga, se determina la deflexión promedio computando el movimiento total entre cero y 70 Kpa para cada dial.

**Pasos finales.** Una vez calculado el valor de  $K_u$ , si este es menor a 56, el ensayo está terminado y la carga puede retirarse. Si  $K_u > 56$ , se aplican incrementos adicionales de carga de 16 KN (35Kpa) hasta alcanzar 96KN (210 Kpa), permitiendo que cada uno de los incrementos de carga permanezcan hasta que la razón de deformación sea menor a 0.025mm/min. Deben leerse los tres diales micrométricos al final del proceso en cada incremento de carga.

Finalmente, se toma una muestra inalterada del suelo ensayado para realizar en laboratorio la corrección por saturación. La muestra se toma del costado de la placa si el terreno es cohesivo y si es granular que descansa sobre suelo cohesivo, se toma del material cohesivo bajo la placa.

### **Cálculos**

Calcular el módulo de reacción no corregido del suelo ( $K_u$ ), mediante la siguiente expresión:

$$K_u = 70 \text{ Kpa} / \text{deflexión promedio en mm.}$$

Donde

$K_u$  = módulo de reacción del suelo no corregido por saturación (Mpa/m)

Calcular el módulo de elasticidad (E) o deformación elástica del suelo mediante la siguiente expresión:

$$E = \frac{q}{s} * \frac{D}{4} * (1 - u^2) * \pi$$

Donde:

S= asiento de la placa en producido por una carga en cm

q= carga aplicada (kgs/cm<sup>2</sup>)

D= diámetro de la placa (cm)

u= coeficiente de Poisson del suelo

q/s= tangente a la curva carga deformación del ensayo.

Correcciones y gráficos

**Curva carga-deformación.** Como antes se señaló si  $K_u < 56$  Mpa/m, el ensayo está terminado y no es necesario trazar la curva de carga-deformación. En caso contrario, si  $K_u > 56$  Mpa/m, es necesaria la curva y debe corregirse por efectos como asentamiento deficiente de las placas, comportamiento carga deformación no lineal o falla por corte.

La carga unitaria (70 o 210 Kpa. Dependiendo del valor de  $K_u$ ) se dibuja en función de la deflexión promedio de cada incremento de carga. La deflexión se obtiene de las lecturas de cada dial entre cero y el final de cada incremento de carga.

Si la relación carga-deformación corresponde a una línea recta que no pasa por el origen la curva deberá corregirse. Generalmente la curva carga- deformación se aproximará a una línea recta entre las cargas unitarias de 70 y 210 Kpa.

La corrección consiste en dibujar una línea recta paralela a la porción recta de la curva trazada y que pase por el origen. Si la curva no es lineal en toda su extensión, la corrección de la línea recta se basará en la pendiente promedio de la curva a través de a lo menos tres puntos en la región de la curva que tenga menor curvatura (figura 3.4).

Si la curva carga- deformaición es innecesaria  $K_u < 56$  Mpa/m, la deflexión promedio, es el promedio de la deflexión total registrada en cada uno de los tres diales entre el cero y el término del incremento de carga. Si se requiere la curva, la deflexión promedio será el valor obtenido de la curva corregida para una carga de 70 Kpa.

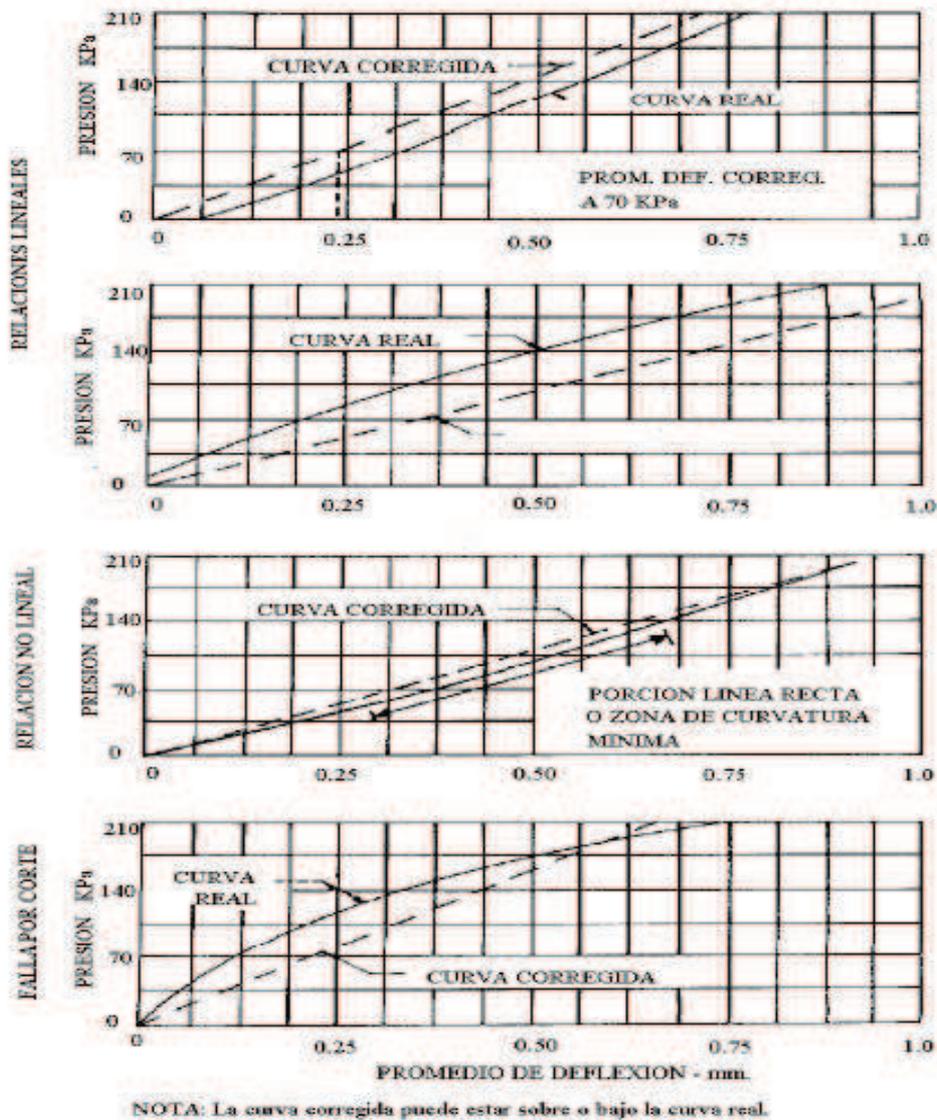


Figura 3.4 Gráfico de corrección de curvas presión-deformación.  
Fuente: Geotecnia LNV. , 1993 .

El valor de  $K_u$  calculado anteriormente  $K_u > 56$  Mpa/m, debe ser corregido por flexión de las placas soportantes. Esta flexión redonda en una mayor deflexión entre el centro de la placa que en el borde donde se miden las deflexiones, por lo tanto el valor de  $K_u$  es mayor que el real. La corrección se hace por medio de un grafico figura 3.5, donde se entra con el valor de  $K_u$  por la ordenada y se proyecta horizontalmente hasta interceptar la curva dibujada. Luego el valor de  $K_u$

corregido es determinado proyectando verticalmente la intersección del gráfico y leyendo su valor en la abscisa.

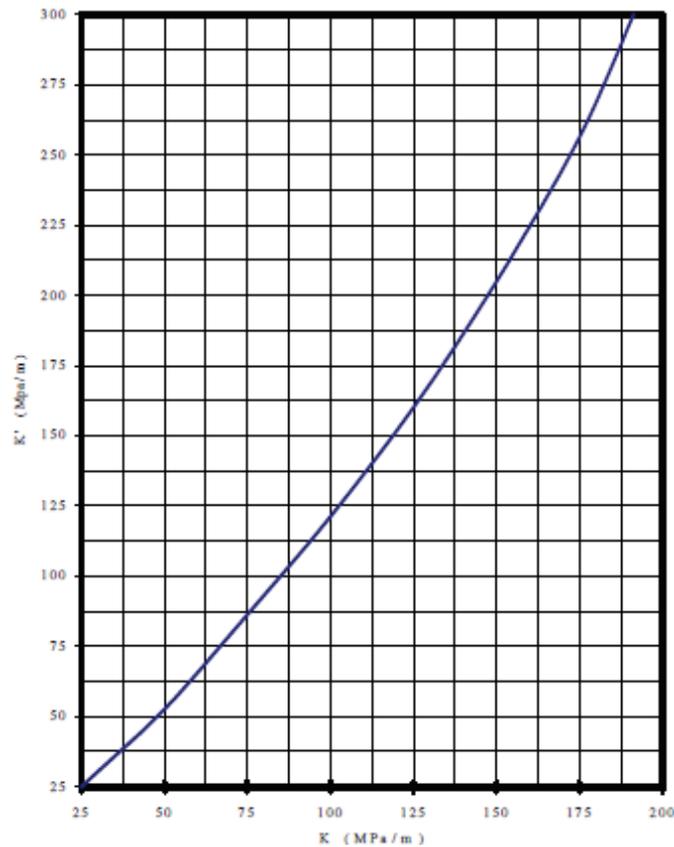


Fig. 3.5 Gráfico para corregir  $K_u$  por deformación de placa.  
Fuente: Geotecnia LNV.,1993 .

Corrección por saturación del suelo. El diseño de pavimentos se basa generalmente en el módulo de reacción del suelo saturado. Como no es factible saturar el suelo en el momento del ensayo, ni tampoco el suelo en estado natural se presenta en ese estado, se debe corregir para estimar el valor en el caso de que el suelo estuviera saturado. Si el ensayo se realiza sobre un suelo cohesivo, no es necesaria la corrección por saturación.

En cambio si el ensayo se ejecuta sobre material no cohesivo, pero que descansa sobre material cohesivo, la corrección debe realizarse con ensayos sobre el material cohesivo.

El factor de corrección por saturación es la razón de deformación entre una probeta de consolidación con humedad natural y la deformación de una probeta saturada, ambas bajo una presión de 70 Kpa. Cada probeta se someterá a la misma carga de asentamiento 7 a 14 Kpa. Usada en el ensayo de terreno.

La carga de asentamiento se mantiene aplicada sobre la probeta que tiene humedad natural hasta que se produzca toda la deformación. En ese momento se realiza la lectura cero del dial de deformación vertical. Sin retirar la carga de asentamiento se aplica una carga adicional de 70 Kpa. Y una vez completada la deformación, se toma la lectura del dial de deformación vertical.

La otra muestra se deja saturando en el consolidómetro bajo la carga de asentamiento de 7 a 14 Kpa. Una vez saturada se registra la lectura cero. Al igual que en el caso anterior, se aplica una carga adicional de 70 Kpa. Sin retirar la carga de asentamiento. La carga adicional se mantiene hasta completar la deformación tras lo cual se registra la lectura final del dial. Si el suelo es propenso al hinchamiento, el anillo del consolidómetro no debe quedar completamente lleno, sino dejando una huelga de 1,5mm. Para permitir el hinchamiento.

La corrección por saturación será aplicada en proporción a la deformación de dos probetas bajo una carga unitaria de 70 Kpa., mediante la siguiente expresión:

$$K = Ku * \left( \frac{d}{ds} + \frac{b}{1905} * \left( 1 - \frac{d}{ds} \right) \right) \left( \frac{Mpa}{m} \right)$$

Donde:

K= Módulo de reacción del suelo corregido por flexión de las placas.

Ku= Módulo de reacción del suelo no corregido por saturación (Mpa/m)

$d$ = deformación de una provea en consolidación con el contenido de humedad del terreno, bajo una carga de 70 Kpa.(mm).

$d_s$ = deformación de una probeta saturada en consolidación bajo una carga unitaria de 70 Kpa. (mm).

$b$ = espesor del material granular (mm).

En ningún caso el valor de  $d/d_s$  a usar en la fórmula anterior será mayor que uno. Esta fórmula es aplicable para el cálculo de  $K$  corregido halla o no capa granular. Sin embargo, si el espesor de ésta es igual o mayor que 1.90 m., no será necesario la corrección por saturación del suelo cohesivo subyacente.

### **3.3 ENSAYO DE PLACA DE CARGA REPETIDA (ASTM 1195)**

Con el mismo equipo descrito en el método anterior, se debe centrar la placa del diámetro seleccionado bajo el dispositivo de reacción y se acomodan las placas de diámetros menores concéntricas sobre la placa principal. Se ajusta la placa a nivel con una delgada capa de arena y yeso, o arena fina, evitando la pérdida de humedad del terreno circundante. Las demás recomendaciones expuestas anteriormente también son válidas en este caso.

Luego de instalar el equipo, la placa debe asentarse con una rápida aplicación y descarga, de una carga capaz de producir una deflexión no inferior a 0.25 mm. Y no mayor que 0.50 mm. Indicada en los diales. Cuando las agujas de los diales se estabilicen, se reasientan las placas con la aplicación de la mitad de la carga anterior. Una vez que los diales se hallan estabilizado nuevamente se debe ajustar cada dial en cero.

Se aplica una carga que produzca una deflexión aproximada a 1 mm. Esta deberá mantenerse constante hasta que la razón de deflexión sea 0,025mm/min o menos, durante tres minutos consecutivos. Luego debe retirarse completamente la carga observando que la razón de recuperación sea de 0,025mm/min o menos, para tres minutos consecutivos.

La carga se aplicará y retirará durante 6 veces, las lecturas se registran a cada minuto en los diales apoyados sobre la placa. Se registra la lectura de los diales ubicados más allá del perímetro de la placa de ensayo justo antes de aplicar y antes de retirar la carga, para cada aplicación.

La carga se debe aumentar para alcanzar una deflexión aproximada de 5mm. Procediendo como se describió en el párrafo anterior, es decir, manteniendo constante la carga hasta que la razón de deflexión sea 0,025mm/min o menos, durante tres minutos consecutivos, tiempo después del cual se retira la carga observando que la razón de recuperación sea 0.025 mm/min o menos, para tres minutos consecutivos, nuevamente se aumenta la carga para producir ahora una deflexión aproximada de 10 mm.

En todos los casos la lectura final deberá cumplir la razón de 0,025mm/min o menos, durante tres minutos consecutivos.

### **3.3.1. Calculos correcciones y gráficos**

Para cada repetición de carga, se determina la deflexión, en la cual se cumple que la razón de deflexión sea exactamente 0,025 mm/min (0,001 pulg/min).

La carga se corrige como la lectura del manómetro de la gata hidráulica por medio de su curva de calibración para cada gata y manómetro empleado. A las cargas

corregidas se les suma la carga de ajuste y las cargas muertas del equipo tales como, el peso de las placas de apoyo y de la gata hidráulica. La suma de todas las cargas, es la carga total corregida.

Debe determinarse gráficamente el punto cero para corrección de la carga aplicada y deflexión. Se requiere el peso de la gata, de los discos usados y de la carga corregida de la gata a la cual los diales se ajustaron en cero al comenzar el ensayo. Se dibuja la deflexión corregida para la cual la razón de deformación es exactamente 0,025 mm/min contra el número de repeticiones donde cada carga corregida. Gráficos similares pueden ser preparados con la deflexión residual corregida y deflexión elástica, dibujados en función del número de repeticiones de carga corregida.

### **3.4 OBSERVACIONES A LOS METODOS DESCRITOS.**

Se recomienda un mínimo de cuatro placas de distintos tamaños para ensayos con fines de evaluación y diseño de pavimentos. Si es únicamente para evaluar, se puede usar una placa simple que proporcione un área igual a la de contacto de neumáticos que corresponda a la combinación más crítica de carga por rueda y de presión de inflado que pueda considerarse. Si se desea obtener información referente a la variación del soporte, como por ejemplo la determinación del soporte relativo de un terreno a través de un período anual, puede emplearse cualquier placa simple.

Debe conservarse la distancia establecida desde el centro de las placas a los diales de deformación para evitar que los efectos de deformaciones del terreno adyacente al ensayo no influyan en los resultados.

Se deben evitar las vibraciones que puedan afectar a los diales y alteraciones de estos. De ser posible, todas las lecturas deben ser comprobadas por un segundo operador cada vez que sea leída por el primero.

Se producen ciertas limitaciones debidas principalmente a que:

- El suelo no es un material elástico, homogéneo e isótropo
- El módulo de elasticidad  $E$  es obtenido estimando la otra constante del suelo, es decir, el módulo de Poisson ( $\nu$ ).
- Se registrará la temperatura ambiente a intervalos de media hora.

Algunos valores del coeficiente de Poisson  $\nu$  usados comúnmente para determinar el módulo de elasticidad son  $\nu=0,42$  para arcillas y  $\nu= 0.30$  para arenas y limos.

En la tabla 3.26 se indican los valores aproximados del módulo de balasto  $K$  para una placa circular de diámetro 75 cm. Según José Calavera.

Para llevarlo a cabo se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Construir una gran calicata en zanja ala profundidad deseada,
- Las paredes del pozo deben quedar perfectamente verticales,
- No deben existir grietas,
- Dejar el material lo más inalterado posible para el correcto asentamiento de la placa de 30 cm. Sobre la cual se miden las deformaciones,
- Entre la placa y el terreno colocar papel filtro grueso para disminuir la rugosidad de la pared del pozo contra la placa y permitir el flujo de la presión de poros,

- La placa de 1.20m se usa para da la reacción apoyada en el otro extremo del pozo. El sistema debe estar bien nivelado.

### **3.5 ENSAYO DE LA HUELLA**

Aunque este ensayo no se ha difundido en nuestro país, es conveniente mencionarlo ya que plantea ciertas ventajas. Su uso se encuentra determinado en la norma suiza SNV 670365 (1972) y consiste en medir el asiento medio de diez puntos de una alineación de 10 metros ubicados sobre un terraplén. El asiento se produce debido al paso de un camión con un carga de 10 toneladas en la rueda gemela trasera.

Según Escario, Corral y Serrano (1980), el ensayo de la huella es unas cinco veces más rápido y menos costoso que el de placa de carga, dependiendo de la disponibilidad de vehículos y equipos, además estos autores han establecido algunas correlaciones entre el ensayo de huella y el de placa de carga.

El ensayo de huella es particularmente indicado para suelos con partículas gruesas, en los que otros ensayos son poco representativos.

## CAPITULO 4

### 4. CORRELACIONES TEORICAS PARA ESTABLECER EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE.

#### 4.1 ANTECEDENTES.

Como se indico anteriormente existe dificultad para establecer k en el diseño de pavimentos nuevos en vista de que la ejecución del ensayo en el campo no es posible debido a que no se ha realizado aun el movimiento de tierras y no se ha realizado la re conformación de la subrasante, por esos motivos para establecer su valor es necesario realizar otros ensayos y por medio de correlaciones prácticas obtener su dimensión.

A continuación se indican algunos procedimientos con este objeto.

#### 4.2 Con la utilización del CBR

En este caso se seguirá el siguiente procedimiento:

- a. Determinación de la profundidad del estrato rígido Z (m);
- b. Determinación del coeficiente de asentamiento de la subrasante, o mediante el uso de correlaciones, como se muestra en la las ecuaciones:

$$k_o = 0.25 + 5.15 \cdot \log CBR \quad \text{para } CBR \leq 10\%;$$

$$k_o = 4.51 + 0.89(\log CBR)^{4.34} \quad \text{para } CBR > 10\%;$$

*Fuente : Normas Basileras 1987*

*$k_o$  = coeficiente de asentamiento del suelo (kgf/cm<sup>2</sup>/cm)*

- c. La corrección de  $k_o$  debido a la presencia de sub base, de acuerdo con el ábaco correspondiente (ábacos más adelante), la determinación de K1.
- d. Corrección de k1, por la presencia de estratos rígidos a una profundidad z

por debajo de 3 m, obteniéndose  $k_2$ , de acuerdo con:

$$k_2 = F_z * k_1$$

en los que:

$k_1$  = coeficiente de asentamiento corregido por la presencia de una sub-base (tablas en paginas más adelante);

$k_2$  = coeficiente de asentamiento corregido por la presencia de un estrato rígido a una profundidad  $z$  en metros;

$F_z$  = factor de corrección calculado mediante la fórmula;

$$f_z = e^{0.386 * (3-z) * (k_1)^{-0.294}}$$

Cálculo del factor de daño relativo  $U$ , con la fórmula:

$$u = 1.28 * 10^{(-0.029 k_2)}$$

- e. Cálculo del coeficiente de asentamiento efectivo  $k_3$ , en función de la pérdida en promedio  $U$ , de acuerdo con la fórmula:

$$k_3 = 30.7 - 34.5 * \log u$$

- f. Calcular el coeficiente de asentamiento de proyecto  $k_d$ , considerando la pérdida de soporte por las ecuaciones requeridas, el valor de la pérdida de soporte,  $PS$ , de acuerdo con el tipo de base inferior.

$$k_d = F_{ps} * k_3$$

en los que:

$k_d$  = coeficiente de asentamiento corregido por la pérdida de carga

$k_3$  = coeficiente de asentamiento efectivo

$F_{ps}$  = factor pérdida de soporte

Tipo de Material de la base	LS
Base granular tratada con cemento E = 6,9 a 13,8 GPa ( $1 \cdot 10^6$ a $2 \cdot 10^6$ psi)	0,0 – 1,0
Mezclas de agregados con cemento E = 2,4 a 6,9 GPa ( $3,5 \cdot 10^5$ a $1,10^6$ psi)	0,0 – 1,0
Base tratada con asfalto E = 2,4 a 6,9 GPa ( $3,5 \cdot 10^5$ a $1 \cdot 10^6$ psi)	0,0 – 1,0
Mezclas bituminosas estabilizadas E = 276 a 2070 MPa ( $4 \cdot 10^4$ a $3 \cdot 10^5$ psi)	0,0 – 1,0
Estabilizado con cal E = 138 a 483 MPa ( $2 \cdot 10^4$ a $7 \cdot 10^4$ psi)	1,0 – 3,0
Base granular no tratada E = 103 – 310 MPa ( $1,5 \cdot 10^4$ a $4,5 \cdot 10^4$ psi)	1,0 – 3,0
Materiales naturales de Subrasante E = 21 a 276 MPa ( $3 \cdot 10^3$ a $4 \cdot 10^4$ psi)	2,0 – 3,0

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

Tabla 4.1 Valores de perdidas de soporte

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

### 4.3. EL CBR VALOR DE SOPORTE CALIFORNIA

Se mide en porcentaje, el cual es muy variable, 2 a 3 % para arcillas plásticas a 70% o más para materiales granulares de buena calidad en la figura 4.1 se indica curvas de penetración para distintos tipos de suelo.

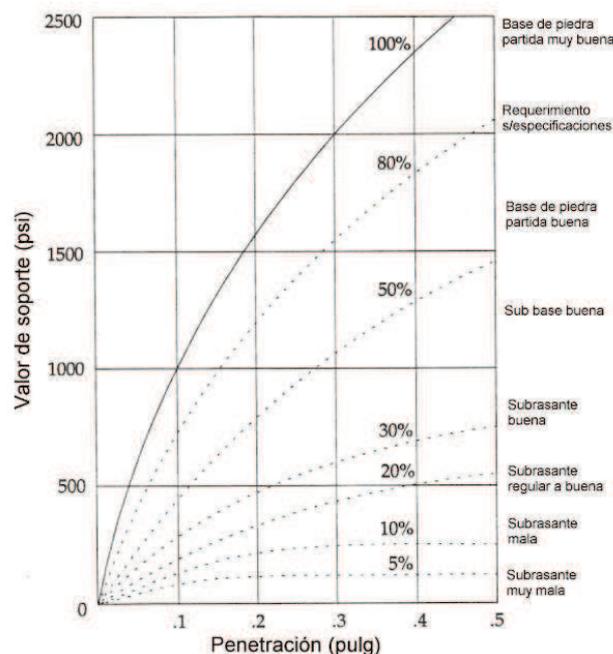


Fig.4.1. Curvas de penetración “CBR” par distintos tipos de suelo  
Fuente: Normas Brasileiras 1987

Los suelos son compactados a la humedad óptima antes de ser ensayados. Los suelos granulares se compactan a diferentes contenidos de humedad por encima y por debajo del óptimo. Las muestras se sumergen en agua durante 96 horas antes del ensayo para simular las condiciones de saturación y tener así los CBR en las condiciones más críticas. Se pueden agregar pesos a la superficie de la probeta para simular las sobre cargas debidas al peso del paquete estructural.

Dado que este ensayo es, por naturaleza arbitrario, tiene bastantes limitaciones, pero sus mayores ventajas son su simpleza y la gran cantidad de datos existentes y acumulados permiten una buena correlación. Para diseño de pavimentos, la figura 4.2 provee una buena estimación del CBR.

El método "CBR" para el diseño de pavimentos fue uno de los primeros en usarse. Se basa en que a menor valor de CBR de subrasante se requiere mayores espesores de pavimento para protegerlo de las sollicitaciones de tránsito.

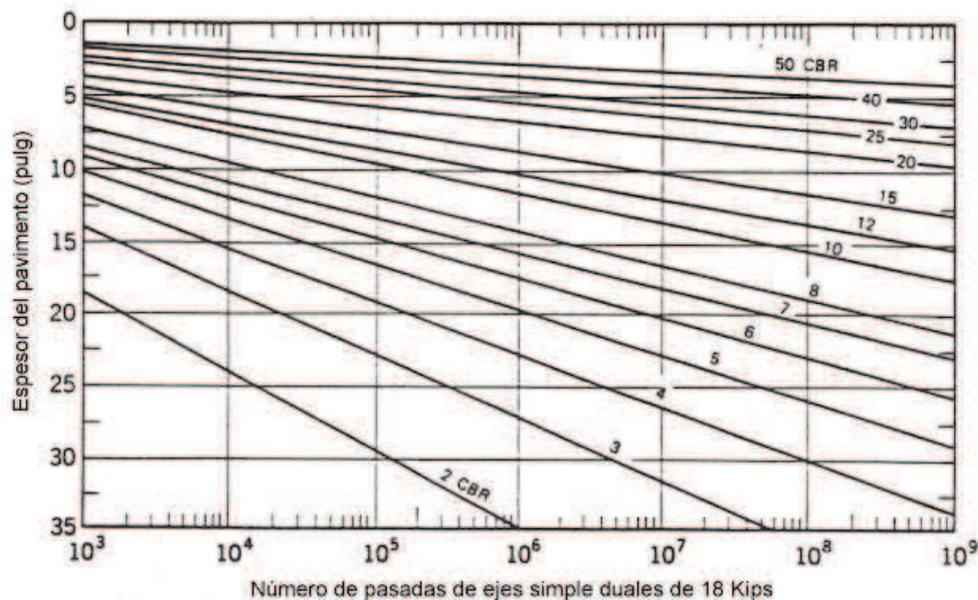


Fig. 4.2 diseño de pavimento con valor de CBR

Fuente: Normas Brasileiras 1987

### 4.3.1 Modalidades de ensayos CBR

**CBR de Laboratorio:** Se recomienda su ejecución cuando las condiciones en la subrasante se van alterar durante la construcción.

**CBR con muestras inalteradas.** Se recomienda sobre suelos finos y arenosos cuando las condiciones de la subrasante no se van alterar.

**CBR de campo.** Se realiza directamente sobre la subrasante terminada, sobre los suelos finos y arenosos, o cuando las condiciones de la subrasante no se van alterar durante la construcción. Valor con el cual aplicando las siguientes correlaciones podemos estimar el módulo de elasticidad.

### 4.3.2 Con la utilización del valor del módulo de Elasticidad.

Según diversos autores consultados se establece una relación entre el CBR y el módulo de elasticidad de los suelos en los siguientes valores:

$$E_s (\text{Kg/cm}^2) = 100 \times \text{CBR} \text{-----} \text{CBR} > 10\%$$

$$E_s (\text{Kg/cm}^2) = 50 \times \text{CBR} \text{-----} \text{CBR} < 10\%$$

Fuente: Manual de Pavimentos Ing. Torres Milton

#### 4.3.2.1. Métodos para determinar el módulo de Elasticidad del suelo de Cimentación.

##### Método CRR mediante la clasificación trilinear de suelo:

Para utilizar este método se procede a realizar el análisis granulométrico determinado en la curva granulométrica los porcentajes de arenas, limos y arcillas. En la figura 4.3

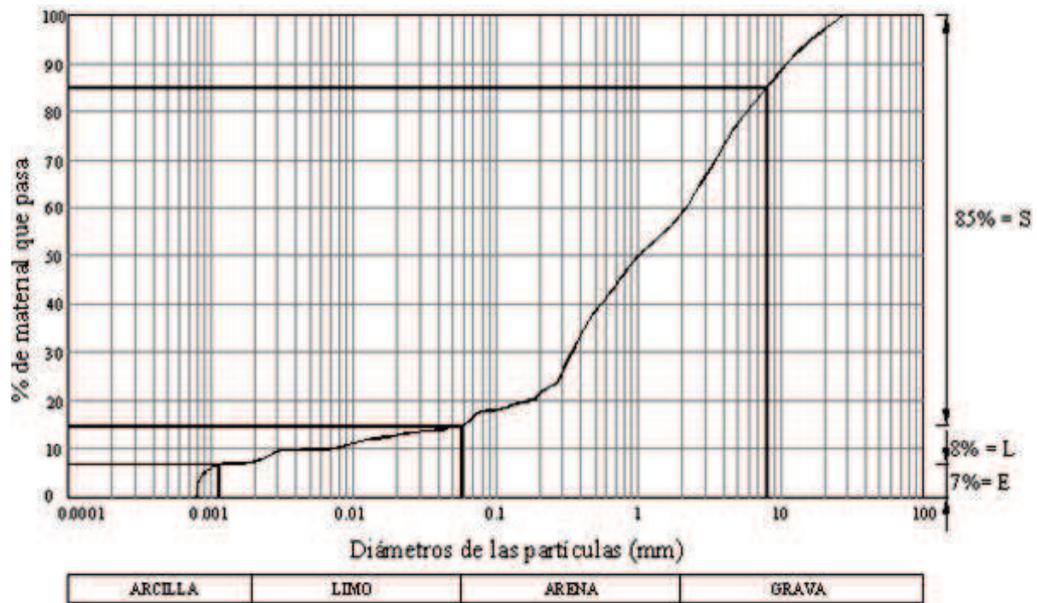


Fig. 4.3 Curva granulométrica de una muestra de suelo

Con los porcentajes obtenidos ubicamos estos porcentajes en el diagrama triangular de clasificación de los suelos figura 4.4 y obtenemos el tipo de suelo.

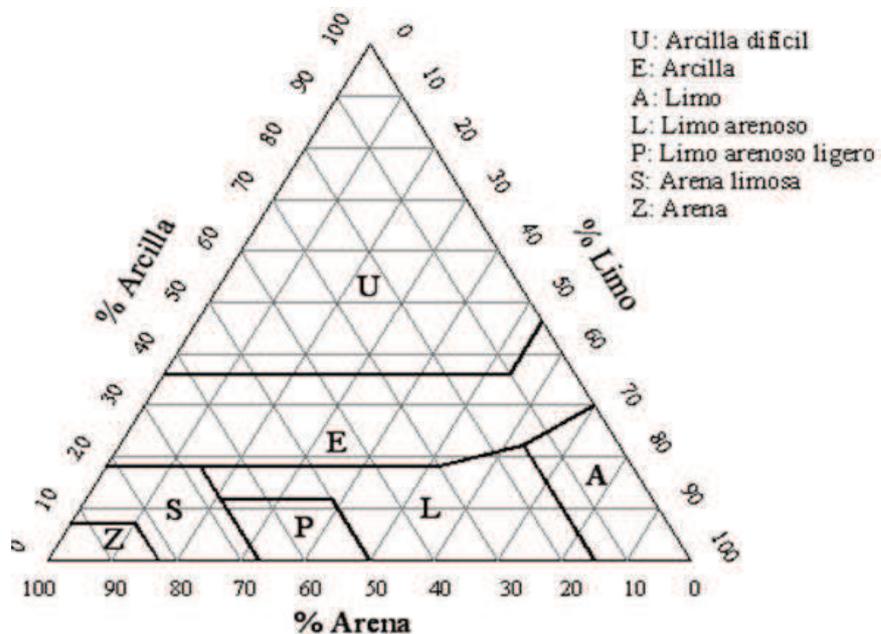


Fig. 4.4 Diagrama triangular de clasificación de los suelos

Con el tipo de suelo obtenido y relacionándolo con el sistema de drenaje, entramos al cuadro siguiente:

## DETERMINAMOS EL VALOR DE Es.

**Ejemplo de cálculo.-** Obtenemos un suelo que en el análisis granulométrico se determinan los siguientes porcentajes de material:

Material grueso= 85%

Limo= 8%

Arcilla= 7%

Es un suelo tipo Z, que nos da un  $E_s = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2$ .

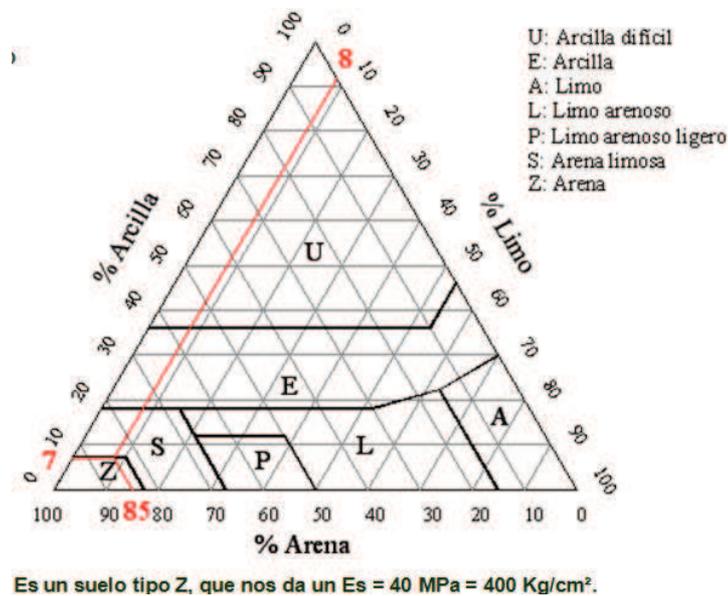


Fig. 4.5 Ejemplo Diagrama triangular de clasificación de los suelos

## 4.4 EL PENETROMETRO DINAMICO DE CONO (DCP)

Este ensayo se basa en dejar caer una masa de 10 Kg desde una altura de 50 cm y determinar el N (número de golpes) necesario para introducir en el suelo la punta del barrenado una longitud de 10 cm (E) caracterizándose la capa de suelo atravesada por el hundimiento medio medido por el golpe.

$$X = \frac{E}{N}$$

E= penetración (cm)

N= numero de golpes

X= Valor de DCP (u)

#### 4.4.1 CORRELACION DE DCP CON LOS VALORES DE CBR

Dentro de los suelos finos desde las arcillas a los suelos arenosos finos, el C.R.R. de Bélgica estableció una correlación entre las penetraciones medias por golpe, en una capa de 10 cm de suelo y el CBR de la capa atravesada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\text{Log CBR} = 2.58 - 1.32 \text{ Log}X$$

Germán Martínez Romero de la E.P.N. Ecuador en su tesis de grado estableció la siguiente correlación:

$$\text{Log CBR} = 2.2 - 0.98 \text{ Log}X$$

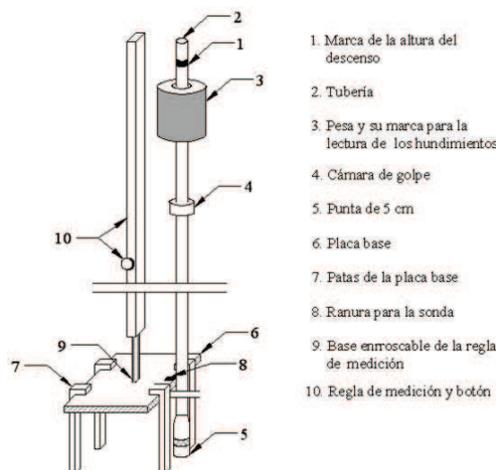


Figura 4.6 Esquema del penetrometro dinámico de cono DCP

Fuente: Manual de pavimentos Ing. Milton torres

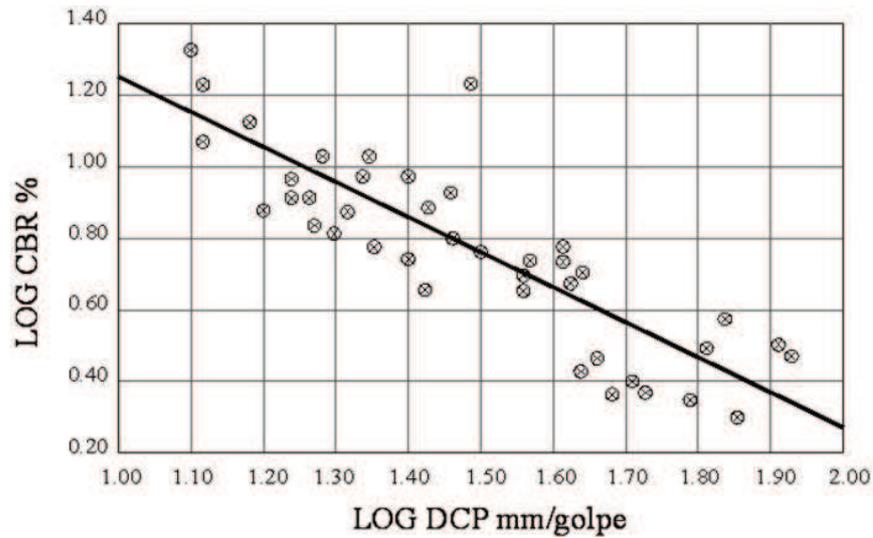


Fig. 4.7 Representación grafica de la ecuación  $\text{LogCBR} = 2.20 - 0.98\text{LogX}$

Fuente: Manual de pavimentos Ing. Milton torres

Este ensayo se ejecuta hincando el cono dentro del pavimento o subrasante levantando y dejando caer un martillo. Se registra la penetración para cada caída y se la denomina tasa de penetración (penetration rate =PR), en mm/ golpe.

El CBR está relacionado con PR por:

$$CBR = \frac{405.3}{PR^{1.259}}$$

Para conos a 60°

Según Livneh y Harrison

$$CBR = 2.20 - 0.71 \log (DCP)^{1.5} \text{ para conos a } 30^\circ$$

Siendo:

PR= tasa de penetración en mm/golpe

DCP= tasa de penetración en pulg/ golpe

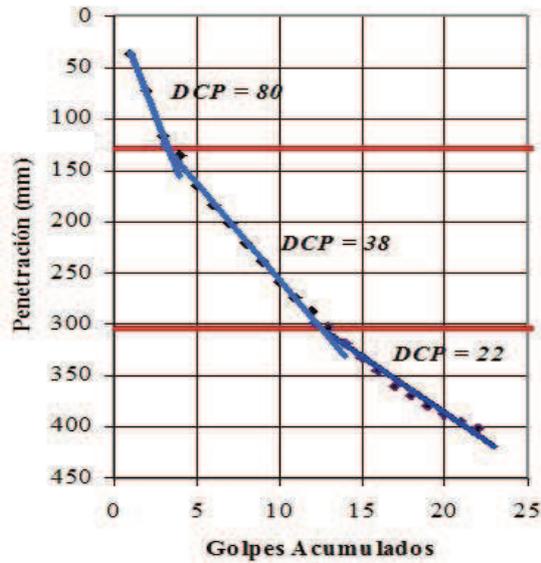


Fig. 4.8 - Curva DCP para una serie de valores, tres capas diferentes.

Fuente: Manual de pavimentos Ing. Milton torres

### Número DCP

Este número representa la penetración obtenida por golpe y se expresa en mm/golpe; es el valor de la pendiente de la curva DCP para la capa en estudio, mientras más vertical sea la gradiente, menor será la resistencia del suelo.

### 4.5 ENSAYO PENETRACION ESTANDAR S.P.T.

El ensayo de penetración estándar (SPT), desarrollado por Terzagui a finales de los años 20, es el ensayo in situ más popular y económico para obtener información geotécnica de la subrasante.

Se estima que el 85 % a 90 % de los diseños de las cimentaciones convencionales de Norte y Sur América se basan en los valores de N medidos en el SPT

A pesar de que el ensayo se estandarizó desde 1958 como el ASTM D-1586, y que se han venido realizando revisiones periódicamente, las evaluaciones realizadas en Norteamérica indican que son muchas las variables que influyen en los valores de N

Entre otras:

- El tipo y estado de los equipos de perforación
- La destreza de los operadores
- El tipo y estado de las cucharas muestreadoras
- La dimensión y estado del varillaje
- La forma y tamaño del cabezote
- etc..

#### **4.5.1 Procedimiento del ensayo**

El ensayo en si consiste en hincar el tubo partido para que penetre 30 cm (1PIE) en el terreno, ayudados de un martillo de 140 lbs de peso y una altura de caída de 75 cm, contabilizándose el número de golpes “N”.

1. Para efectuar la prueba el muestreador se enrosca al extremo de la tubería de perforación y se baja hasta la profundidad donde se encuentra el manto arena sobre el cual se va hacer la prueba. Previamente el fondo del pozo debe haberse limpiado cuidadosamente para garantizar que el material no este alterado.
2. Se coloca el martillo en posición guiado por la tubería de perforación, elevándolo con un cable accionado manual o mecánicamente, el cual se encuentra suspendido del trípode con polea

3. Se marca el extremo superior de la tubería de perforación en tres partes, cada una de 15 cm para la posterior observación del avance del muestreador bajo el impacto del martillo.
4. Se deja caer el martillo sobre el cabezote de la tubería de perforación y se contabiliza el número de golpes aplicado con la altura de caída especificada, para cada uno de los segmentos de 15cm marcados. No se tienen en cuenta los golpes para el primer segmento puesto que es el de penetración inicial al terreno. Se suman los golpes aplicados para que penetre el tubo en el segundo y tercer segmento, obteniéndose así el valor de "N".
5. Se lleva a la superficie el muestreador y se abre; debe registrarse la longitud de la muestra recobrada, su peso y describir sus características en cuanto a color, uniformidad etc.
6. Repítase los pasos anteriores cuantas veces sea necesario para determinar la variación de los parámetros de resistencia con la profundidad o con el número de estratos.

Debe tenerse en cuenta lo siguiente:

El ensayo es aplicable solo a suelos arenosos.

Si en un manto de arena existen bajos contenido de grava, tan solo una de ellas puede invalidar el ensayo.

En arenas muy finas situadas bajo el nivel freático el valor de "N" debe corregirse pues resultaría mayor que el dado por una arena seca, debido a la baja permeabilidad de ésta, que impide que el agua emigre a través de

los huecos al producirse el impacto. Empíricamente se ha encontrado que en estos casos el valor de N puede corregirse mediante la siguiente expresión aplicable cuando la penetración sea mayor de 15 golpes en arenas finas y saturadas.

$$N_{60}' = 15 + 1/2 ( N - 15 )$$

N': valor corregido del índice de penetración y

N: valor obtenido en el ensayo.

#### **4.5.2 Correcciones del valor N**

Aunque se denomina "estándar", el ensayo tiene muchas variantes y fuentes de diferencia, en especial la energía que llega al tomamuestras, entre las cuales sobresalen (Bowles, 1988):

1. Equipos producidos por diferentes fabricantes
2. Diferentes configuraciones del martillo de hinca, de las cuales tres son las más comunes
  - a) El antiguo de pesa con varilla de guía interna
  - b) El martillo anular ("donut")
  - c) El de seguridad
3. La forma de control de la altura de caída:
  - a) Si es manual, cómo se controla la caída

- b) Si es con la manila en la polea del equipo depende de: el diámetro y condición de la manila, el diámetro y condición de la polea, del número de vueltas de la manila en la polea y de la altura
  - c) Si hay o no revestimiento interno en el tomamuestras, el cual normalmente no se usa.
4. La cercanía del revestimiento externo al sitio de ensayo, el cual debe estar alejado.
  5. La longitud de la varilla desde el sitio de golpe y el tomamuestras.
  6. El diámetro de la perforación
  7. La presión de confinamiento efectiva al tomamuestras, la cual depende del esfuerzo vertical efectivo en el sitio del ensayo.

Para casi todas estas variantes hay factores de corrección a la energía teórica de referencia  $E_r$  y el valor de  $N$  de campo debe corregirse de la siguiente forma (Bowles, 1988):

$$N_{crr} = N \times C_n \times h_1 \times h_2 \times h_3 \times h_4$$

En la cual:

$N_{crr}$  = valor de  $N$  corregido

$N$  = valor de  $N$  de campo

$C_n$  = factor de corrección por confinamiento efectivo

$h_1$  = factor por energía del martillo ( $0.45 \leq h_1 \leq 1$ )

$h_2$  = factor por longitud de la varilla ( $0.75 \leq h_2 \leq 1$ )

$h_3$  = factor por revestimiento interno de tomamuestras ( $0.8 \leq h_3 \leq 1$ )

$h_4$  = factor por diámetro de la perforación ( $> 1$  para  $D > 5''$ , = 1.15 para  $D=8''$ )

Más se le considera a los factores de  $h_1$  y  $h_c$ , los otros por estandarizar se hace uso de valor igual a 1.

#### 4.5.3 Correlación del CBR con los valores de SPT

La ecuación que correlaciona los resultados del S.P.T. con los valores de C.B.R. , se presenta bajo la siguiente expresión, Livnenlshai (1987):

$$\text{Log CBR} = -5.13 + 6.55 (\text{Log SPT})^{0.26}$$

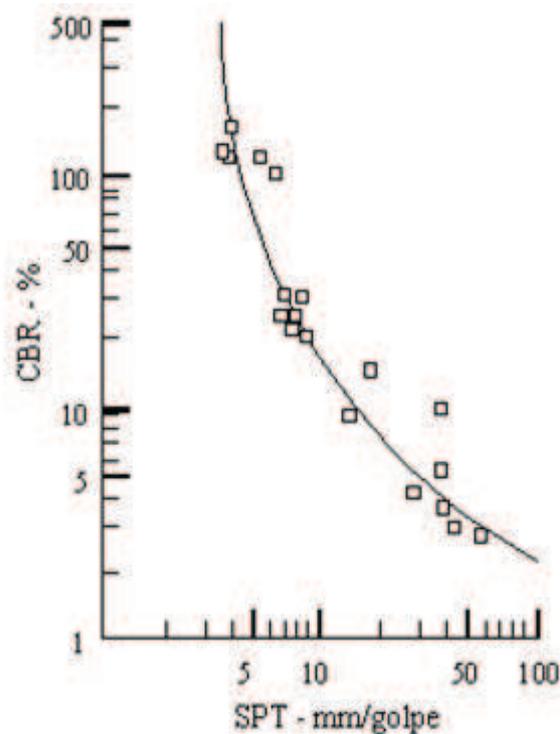


Fig. 4.9 Relación entre el CBR calculado desde la prueba de SPT y la prueba directa del CBR in situ

#### 4.5.4. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos

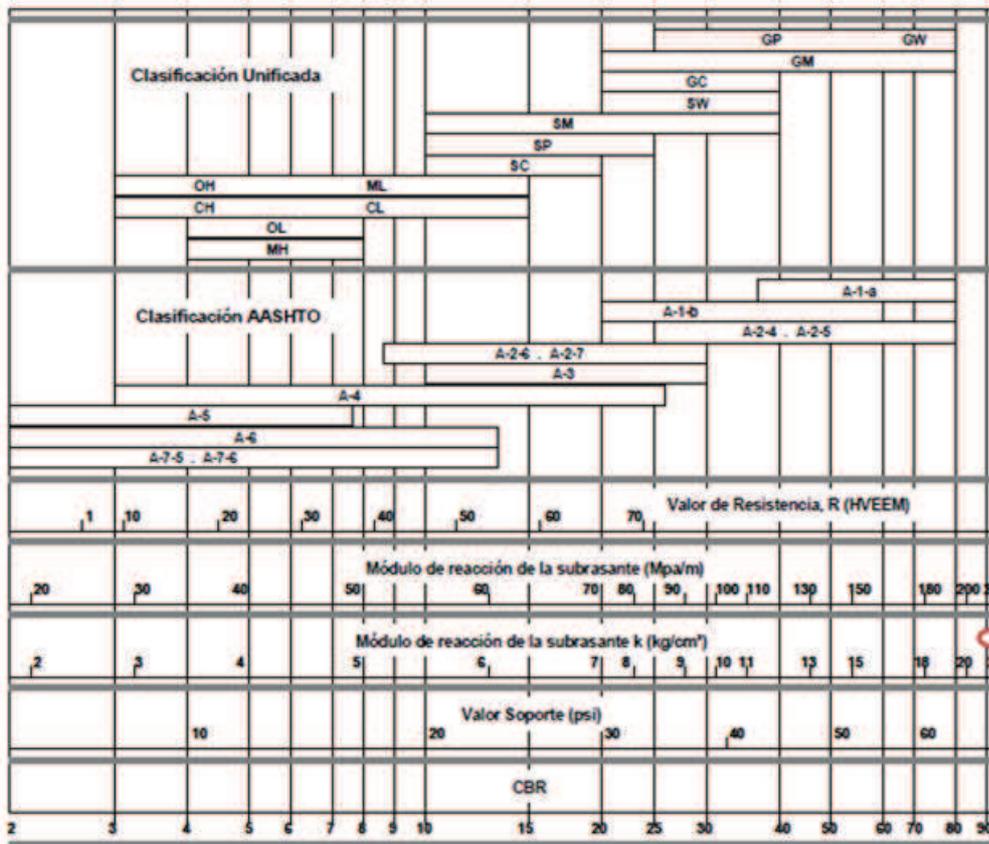


Fig. 4.9.1 correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos

Fuente: manual centroamericano para diseño de pavimentos. capítulo 4  
Ing. Jorge Coronado Iturbide

## 5.6. CORRECCIÓN DEL VALOR DE K

### 4.6.1 RELACION DE CBR Y EL VALOR APROXIMADO DE K

En caso de que se utilicen terraplenes altos con suelos mejores a los suelos de subrasante, es también posible incrementar el valor de "k" por presencia del terraplén, el cual también permite realizar correcciones si la profundidad de la roca madre es inferior a los 3.30m (a todo lo largo del sector considerado).

A continuación se reproduce el ábaco de la Guía AASHTO 97 que permite efectuar estas correcciones.

Este factor debe utilizarse únicamente cuando se usan valores de k que tomen en cuenta el aporte de la capa base y fundación rígida. El uso del ábaco de la figura 4.10 para considerar el aporte de la capa base de pavimento rígido ha sido cuestionado en diversas ocasiones, puesto que proporciona valores irrealmente alto, los que luego son corregidos de alguna manera mediante el factor de la pérdida de soporte, sin embargo, el suplemento AASHTO- 97 señala que en el AASHTO Road Test los pavimentos fallaron principalmente por pérdida de soporte, motivo por el cual este factor no debería considerarse.

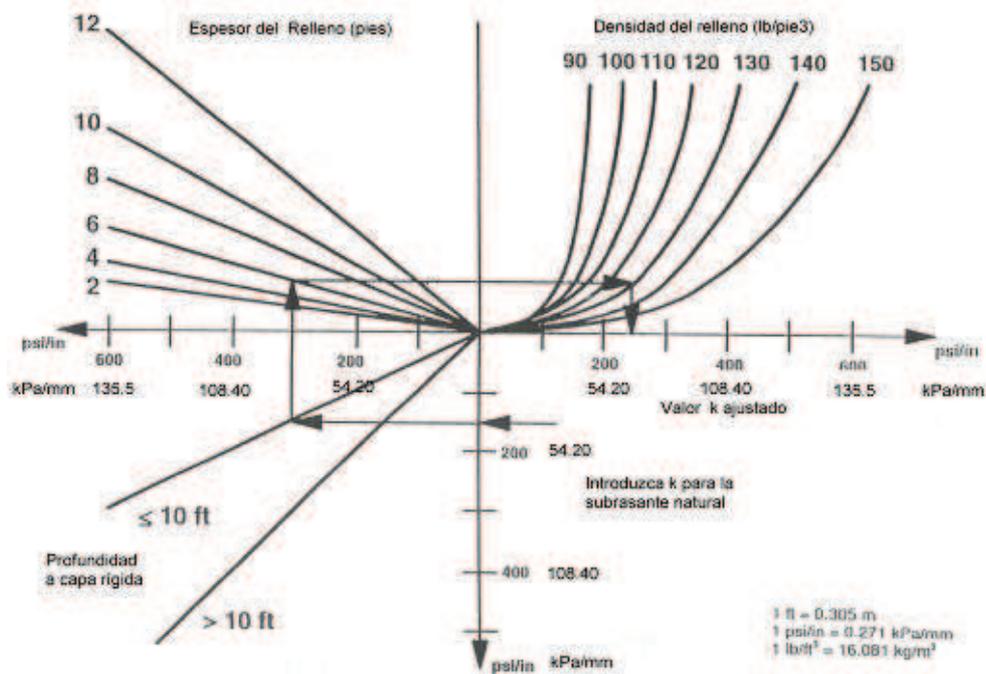


Fig. 4.10 Ajuste de k por presencia de terraplén o fundación rígida

Fuente: Guía AASHTO 97

#### 4.6.2 Ajuste del valor k por presencia de terraplén o fundación rígida

En ese sentido, resulta más conveniente utilizar el k de la subrasante efectivo con correcciones por humedad y si se tiene una capa base de excelentes características, corregir su aporte mediante las tablas desarrolladas por el Ing.

Marcio Rocha por la Asociación Brasileira de Cemento Portland como una guía. Es importante destacar que los valores corresponden al caso de bases granulares con piedra partida y altos valores de CBR, de manera que no se puede aplicar directamente a bases de CBR medio con cantos rodados. Igualmente las bases de suelo- cemento corresponden a valores altos.

En las tablas 4.2 a 4.5 se muestra el efecto del aumento del valor de  $k$  por presencia de una subbase. En la tabla 4.2 se tiene el aumento de  $k$  por la presencia de una subbase granular, siendo este incremento poco significativo, se exigen grandes espesores de la subbase( mayor a 30 cm). Para subbases de suelo-cemento, el aumento de  $k$  es más significativo, tal como se muestra en la tabla 4.3 si se trata de un suelo mejorado con cemento, donde se tienen características mecánicas y elásticas inferiores a los suelo-cementos, se tienen incrementos de  $k$  menores, más parecidos a los de subbases granulares como se refleja en la tabla 4.4. Las subbases de grava tratada, tienen valores similares a los de suelo-cemento. En la tabla 4.5, se muestran los valores correspondientes a subbases de hormigón compactado con rodillo. La tabla de 4.6 se refiere a bases de concreto asfáltico, siguiendo la teoría de capas múltiples, presentando esta tabla de forma experimental, pudiendo usarse además como cálculo en sobrecarpetas sobre pavimentos de asfalto existentes.

Tabla 4.2 Aumento de k debido a presencia de subbase granular

Valor de soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:			
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm	30 cm
2	16	19	22	27	33
3	24	27	31	37	45
4	30	34	38	44	54
5	34	38	42	49	59
6	38	42	46	53	65
7	41	45	50	56	69
8	44	48	53	60	72
9	47	52	56	63	76
10	49	54	58	65	79
11	51	56	60	67	81
12	53	58	62	69	84
13	54	59	63	70	85
14	56	61	65	72	87
15	57	62	66	73	88
16	59	64	68	75	91
17	60	65	69	76	92
18	61	66	70	77	93
19	62	67	71	78	94
20	63	68	73	79	96

Fuente: Normas Brasileiras 1987

Tabla 4.3 Aumento de k debido a la presencia de subbase de suelo cemento

Valor soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm
2	16	50	66	89
3	24	69	91	122
4	30	81	108	145
5	34	90	119	160
6	38	98	130	174
7	41	103	138	185
8	44	109	146	195
9	47	115	153	205
10	49	119	158	212
11	51	122	163	218
12	53	126	168	225
13	54	128	171	229
14	56	131	176	235
15	57	133	178	239
16	59	137	183	245
17	60	139	185	248
18	61	140	188	251
19	62	142	190	255
20	63	144	192	258

Fuente: Normas Brasileiras 1987

Tabla 4.4 Aumento de K debido a la presente de subbase de suelo mejorado con cemento

Valor soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm
2	16	36	54	69
3	24	50	72	91
4	30	60	84	107
5	34	66	92	117
6	38	73	99	126
7	41	77	105	133
8	44	82	110	140
9	47	86	115	146
10	49	89	119	151
11	51	92	122	155
12	53	95	125	159
13	54	96	127	162
14	56	99	130	166
15	57	101	132	168
16	59	103	135	172
17	60	105	137	174
18	61	106	139	176
19	62	108	140	178
20	63	109	141	180

Fuente: Normas Brasileiras 1987

Tabla 4.5 Aumento de K debido a la presencia de base de hormigón compactado con rodillo

Valor soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a:		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	12.5cm	15 cm
2	16	65	77	98
3	24	87	101	126
4	30	101	118	145
5	34	111	128	158
6	38	120	138	169
7	41	127	145	177
8	44	133	152	186
9	47	140	159	194
10	49	144	164	199
11	51	148	168	204
12	53	152	173	209
13	54	154	175	211
14	56	158	179	216
15	57	160	182	219
16	59	164	186	224
17	60	166	188	226
18	61	168	190	229
19	62	170	192	231
20	63	172	194	233

Fuente: Normas Brasileiras 1987

Tabla 4.6 Aumento de k debido a la presencia de subbase de concreto asfáltico

Valor de soporte de subrasante		Valor soporte sobre el sistema estructural (MPa/m), para espesor de base iguales a		
CBR (%)	K (MPa/m)	10 cm	12.5 cm	15 cm
2	16	22	30	47
3	24	32	44	53
4	30	40	55	66
5	34	45	61	74
6	38	50	69	83
7	41	55	75	90
8	44	55	75	90
9	47	63	86	103
10	49	66	90	108
11	51	69	95	113
12	53	72	98	118
13	54	73	100	120
14	56	76	103	123
15	57	77	105	126
16	59	80	109	130
17	60	82	111	132
18	61	83	113	135
19	62	85	115	137
20	63	86	117	139

Fuente: Normas Brasileiras 1987

#### 4.6.3 Corrección del valor de k debido al espesor de la subbase

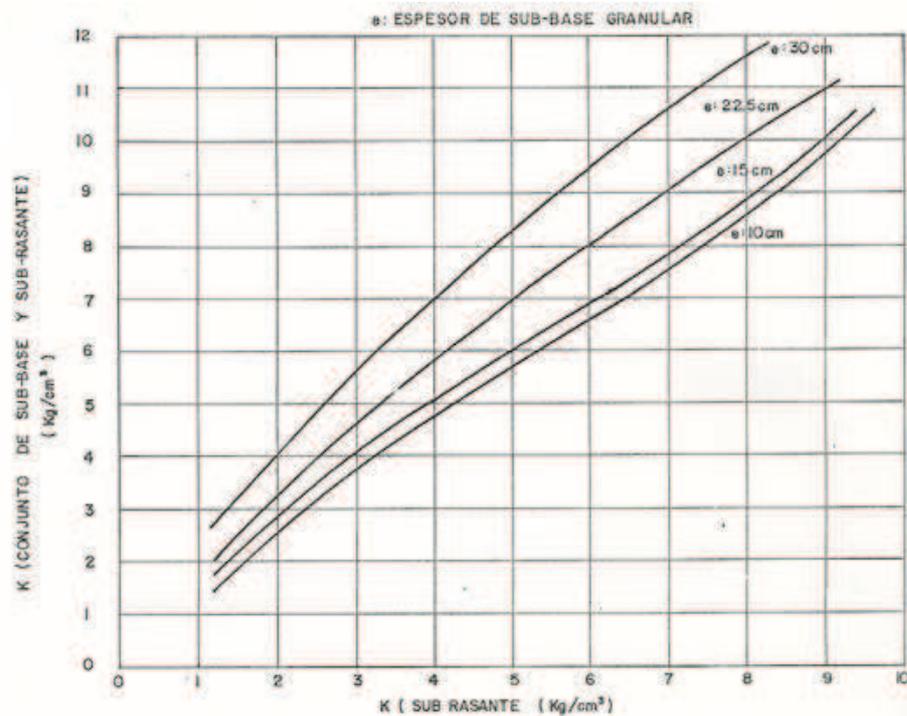


Fig. 4.11 Influencia del espesor de la subbase sobre el valor de k  
Fuente: Normas Brasileiras 1987

## 5.7. EL MODULO DE REACCIÓN EFECTIVO

Para la determinación del Módulo Efectivo  $k$  para el diseño de pavimentos rígidos.

El procedimiento requiere de 8 pasos:

1. Identificar las combinaciones o niveles de factores que deben ser considerados e introducirlos en el encabezamiento de la tabla 4.7
  - Tipo de sub bases con resistencias y valores del módulo.
  - Espesor de sub base.
  - Pérdida de soporte  $LS$
  - Profundidad a la fundación rígida.
  - Espesor de losa estimada.

### a) Ejemplo

Tipo de sub base: Granular

Espesor (pulg): 6

Pérdida de soporte  $LS$ : 1

Profundidad a la fundación rígida (pies): 5

Espesor de losa proyectado (pulg): 9

Mes	Módulo de subrasante $M_s$ (psi) (MPa)	Módulo de subbase $E_{ss}$ (psi) (MPa)	Valor compuesto de $k$ (pci) (kPa/mm)	Valor de $k$ en fundación rígida (pci) (kPa/mm)	Daño relativo $u_r$
1	2	3	4	5	6
Enero	20000 (137.8)	50000 (344.5)	1100 (298.1)	1350 (365.9)	0.35
Febrero	20000 (137.8)	50000 (344.5)	1100 (298.1)	1350 (365.9)	0.35
Marzo	2500 (17.2)	15000 (103.3)	160 (43.4)	230 (62.3)	0.86
Abril	4000 (27.6)	15000 (103.3)	230 (62.3)	300 (81.3)	0.78
Mayo	4000 (27.6)	15000 (103.3)	230 (62.3)	300 (81.3)	0.78
Junio	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Julio	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Agosto	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Septiembre	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Octubre	7000 (48.2)	20000 (137.8)	410 (111.1)	540(146.3)	0.60
Noviembre	4000 (27.6)	15000 (103.3)	230 (62.3)	300 (81.3)	0.78
Diciembre	20000 (137.8)	50000 (344.5)	1100 (298.1)	1350 (365.9)	0.35
				$\Sigma u_r$	7.25

Tabla 4.7 Ejemplo modulo reacción efectivo

Promedio

$$u_f = \sum u_r / n =$$

$$u_f = 7.25 / 12$$

$$u_f = 0.60$$

Módulo efectivo de reacción de subrasante  $k$  (pci) = 540

Corrección por pérdida de soporte  $k$  (pci) = 170

$$k \text{ (kPa/mm)} = 46.1$$

Para cada combinación de estos factores se debe hacer una tabla separada y determinar el correspondiente módulo de reacción de subrasante.

2. Identificar el módulo resiliente de la subrasante por mes y escribirlo.
3. Establecer valores de módulo resiliente para subbase mensual.
4. Estimar el valor de  $k$  por efecto combinado de subrasante y subbase para cada mes suponiendo que la subrasante tiene espesor infinito figura 4.12
5. Poner el valor de  $k$  que incluya el efecto de la fundación rígida cercana a la superficie, si se encuentra a menos de 3 m de profundidad. Esto se hace con el ábaco de la figura 4.13. Este valor se pone en la columna 5.
6. Se estima el espesor de losa requerida y con la figura 4.14 se determina el daño relativo en función de  $k$  para cada mes. Este valor de  $u_f$  se pone en la columna 6.
7. Se suman todos los valores de  $u_f$  y se saca el promedio. El valor efectivo de  $k$  es el que corresponde al valor medio de  $u_f$  para el espesor de losa proyectado ( ver figura 4.14).
8. Se ajusta el valor efectivo de  $k$  para tener en cuenta la pérdida de soporte de la subbase, LS, por erosión. Este ajuste se hace por medio de la figura 4.15 con este valor calculado se procede al diseño del pavimento rígido.

Ábaco para estimar el módulo compuesto de reacción de subrasante, considerando una profundidad infinita de una capa rígida

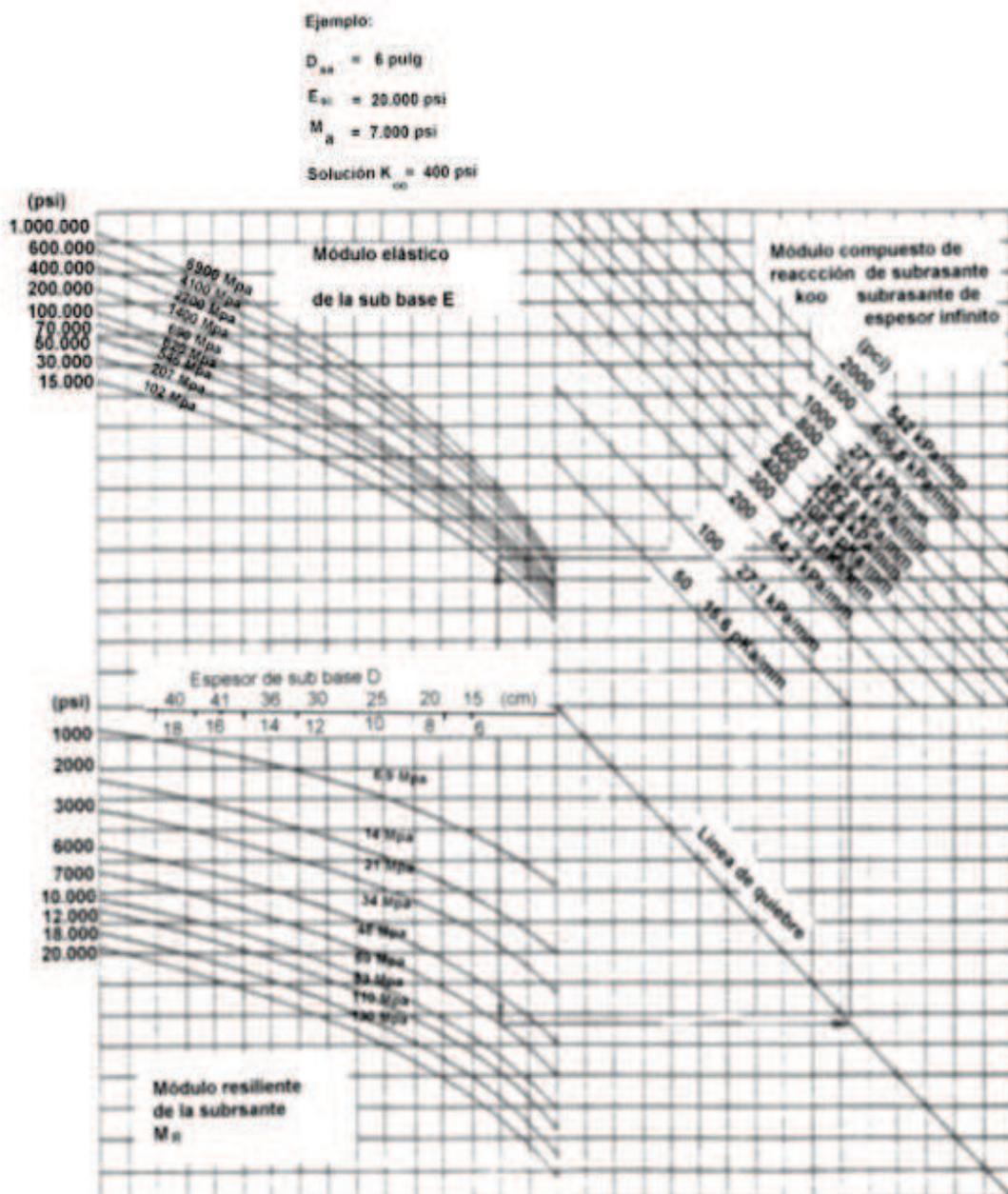


Figura 4.12. Ábaco para estimar el módulo compuesto de reacción de subrasante, considerando una profundidad infinita de una capa rígida

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993

Abaco para modificar el módulo de la subrasante para considerar capa rígida cerca de la superficie.

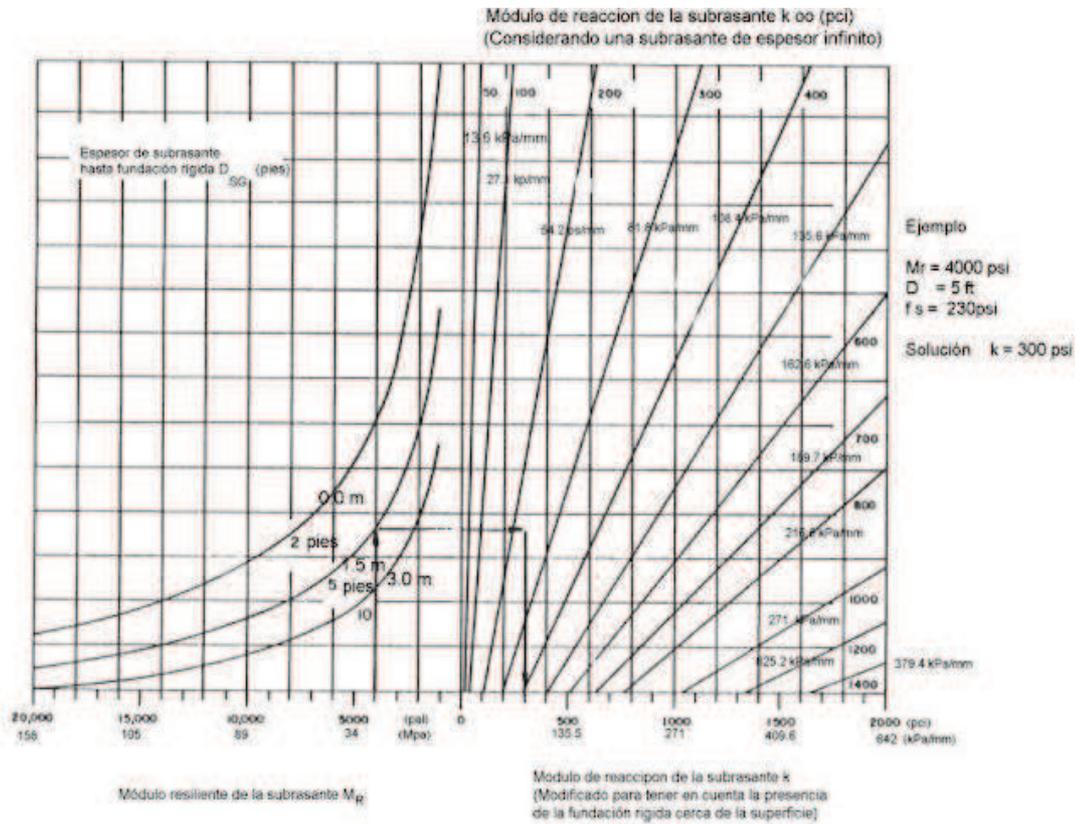


Figura 4.13 Abaco para modificar el módulo de la subrasante para considerar capa rígida cerca de la superficie.

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

**Abaco para determinar el daño relativo en pavimentos rígidos basado en el espesor de losa y valor soporte**

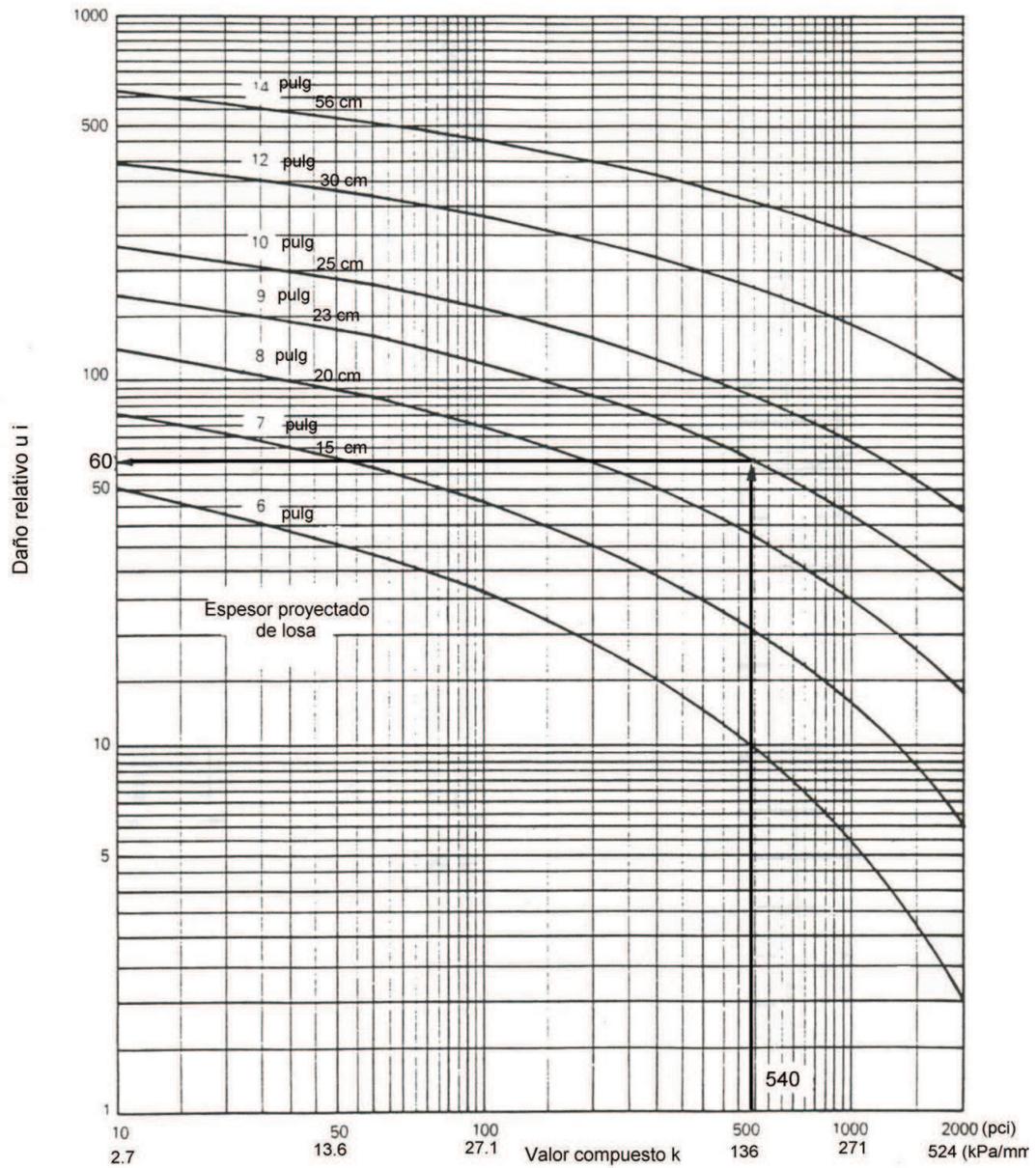


Figura. 4.14 Daño Relativo del Pavimento Rígido.  
Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993.

## Valor efectivo del módulo de reacción de la subrasante k

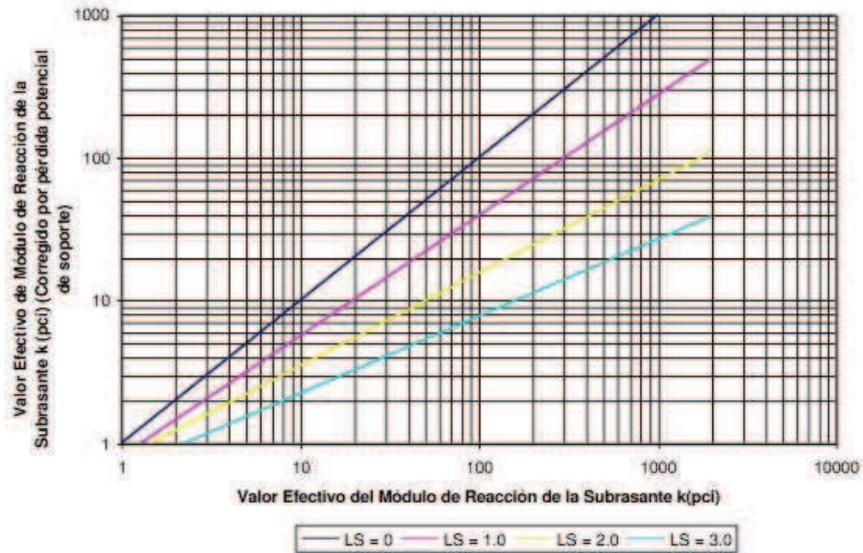


Figura 4.15 Valor efectivo del módulo de reacción de la subrasante k

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO, 1993

### 5.8. Factores de pérdida de soporte

El factor de pérdida de soporte está incluido en el diseño de un pavimento rígido para cuantificar la potencial pérdida de soporte producido por la erosión de la subbase y los movimientos verticales diferenciales. La siguiente tabla provee algunos valores de pérdida de soporte dependiendo el tipo de material. Si varios tipos de base o subbase son considerados en el diseño, entonces los valores deben ser determinados para cada tipo.

Tipo de material	Módulo de elasticidad ó módulo resiliente [psi]	Factor de pérdida de soporte
Base granular tratada con cemento	1,000,000 – 2,000,000	0.0 – 1.0
Mezclas de agregado con cemento	500,000 – 1,000,000	0.0 – 1.0
Base tratada con asfalto	350,000 – 1,000,000	0.0 – 1.0
Mezclas bituminosas estabilizadas	40,000 – 300,000	0.0 – 1.0
Limo estabilizado	20,000 – 70,000	1.0 – 3.0
Material granular	15,000 – 45,000	1.0 – 3.0
Subrasante natural	3,000 – 40,000	2.0 – 3.0

Tabla 4.8 rangos típicos de factores de pérdida de soporte para varios tipos de materiales

La Guía AASHTO – 93 presenta procedimientos para incrementar el valor de “k” por efecto de la presencia de una base rígida y por la presencia de la roca madre si ésta se encuentra a escasa profundidad. Si se sigue este procedimiento, también debe realizarse la reducción de capacidad portante debido al factor de “pérdida de soporte” (loss of support), sin embargo, varios autores, entre ellos la ACPA (American Concrete Pavement Association) consideran que el procedimiento proporciona en inicio valores irreales excesivamente altos que luego son corregidos mediante el coeficiente de pérdida de soporte para obtener valores más razonables, sin embargo, castigando excesivamente los valores encontrados.

En este sentido, AASHTO 97 indica que no se debería usar un factor de pérdida de soporte, ya que los pavimentos de AASHTO Road Test fallaron justamente por bombeo de finos, de manera que este efecto se encuentra ya en las ecuaciones de diseño. Las correcciones por efecto de base proporcionan valores irrealmente altos en relación con los medidos mediante estudios de deflexiones, motivo por el cual no se recomienda su aplicación directa.

Otra correlación para la determinación directa del valor “k”, es permitido el uso de correlaciones derivadas de otras propiedades del suelo natural de fundación.

$$k \text{ (kPa/m)} = \frac{Mr \text{ (kPa)}}{0.493}$$

$$k \text{ (psi/in)} = \frac{Mr \text{ (psi)}}{19.4}$$

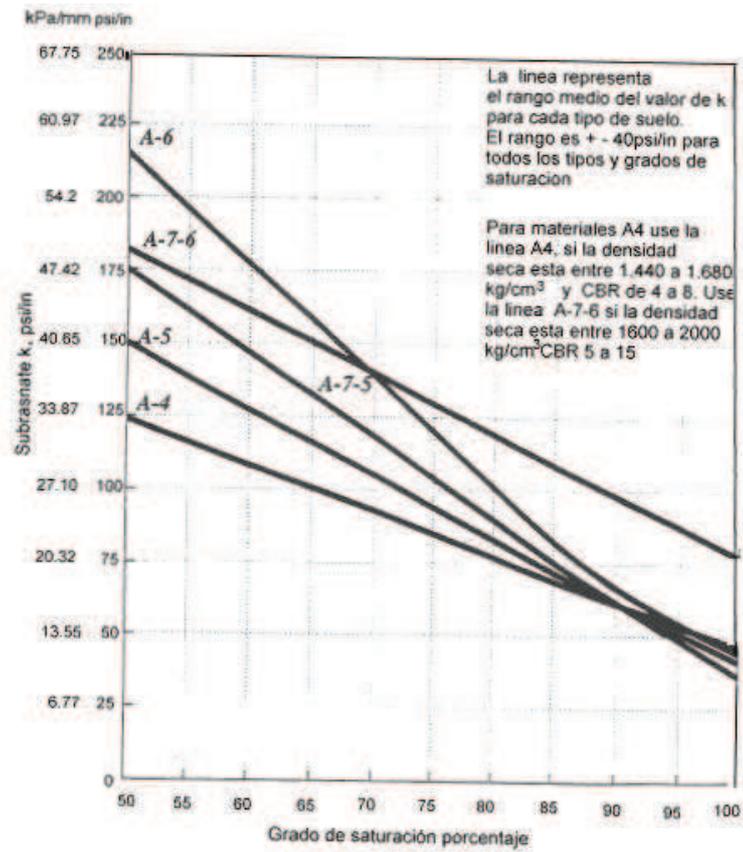


Figura 4.16. – Correlación entre el grado de saturación y k

## CAPITULO V

### **6. DETERMINACIÓN DEL MODULO DE REACCIÓN EN LA SUBRASANTE EN FUNCIÓN DE LOS ENSAYOS DE PLACA REALIZADOS EN LAS ABSCISAS 50+000 A LA 55+000 DE LA VÍA SALADO- LENTAG**

#### **5.8 Introducción**

De acuerdo con la información disponible del año 2002, el MTOP contrató el estudio para una evaluación completa de la vía Cuenca- Pasaje. Las recomendaciones de ese estudio indicó la necesidad del reforzamiento estructural programado de la estructura de pavimento flexible, con concreto asfáltico. Posteriormente el MTOP contrató otro servicio de consultoría, para rehabilitar la vía implementando la alternativa de rehabilitación denominada Whitetopping, la cual consiste en una sobrecapa de concreto hidráulico sobre la carpeta asfáltica deteriorada.

Esta última alternativa de intervención fue construida por la empresa que está encargada del mantenimiento de la Carretera.

Actualmente esta sobrecapa de concreto rígido presenta deterioros prematuros como fisuras estructurales, daño en sellos de juntas, despostillamiento de las juntas, bombeo por salida de agua por las juntas, levantamiento localizado y parches deteriorados. La constructora solicitó el asesoramiento de otra consultora con el objeto de establecer las causas del deterioro prematuro en el tramo de vía Cuenca El Salado- Lentag La Obra, en la provincia de Azuay-Ecuador, cuya longitud es de 55 km.

Se evaluó la mayor cantidad de información, en cuanto a la calidad de los materiales empleados y el de la estructura. Así mismo recopiló información primaria, entre la que está: visitas de reconocimiento de fallos del pavimento.

Evaluación del comportamiento del agua en la estructura, evaluación de las capas de apoyo mediante ensayos de placa, ubicación de zonas geológico- geotécnicas inestables, TPD actual, y pesaje de vehículos con sobrecarga.

Al procesar información se establecen las causas de las patologías del tramo.

El diseño original del tramo Salado- Lentag de 66.50 km fue realizado en el año 2005, en base a información de tráfico proporcionada por un anterior estudio del año 2002 (los valores de tráfico fueron proyectados al año 2006).

La información presenta además un amplio programa de obtención de datos de suelos de fundación en base a ensayos de deflectometría los que fueron corroborados por estudios de suelos y ensayos con DCP (Penetrómetro de Cono Dinámico, por sus siglas en inglés).

La investigación de campo determinó que el pavimento existente tenía espesores entre 7.5 , 10 y 15 cm de concreto asfáltico y por otra parte se determinaron espesores de paquete estructural que variaban entre 45 y 65 cm. La definición del Consultor sobre el soporte del pavimento fue de ordinariamente estable lo que le permitió plantear colocar pavimento rígido como una sobrecarpeta whitetoping. En sectores débiles, donde era muy notorio el deterioro de la carpeta y capas constitutivas con poco aporte estructural, la recomendación del proyectista

consistió en la realización de una rehabilitación superficial. Se realizó un reciclaje con emulsión asfáltica para su posterior compactado con un soporte de la losa de concreto.

Los aspectos relevantes que llevaron a elegir el pavimento rígido en lugar del concreto asfáltico fueron:

La escalada de los precios internacionales del petróleo que hacen que cualquier alternativa analizada pueda no llegarse a materializar por la incertidumbre en costos, los constantes recapados sobre estructuras de concreto asfáltico que no llegan a cumplir la vida útil proyectada y además una precipitación pluvial de la zona que está entre los 1000 y 2000 mm anuales. En el Ecuador puede considerarse como media, llama la atención el hecho de que se mencione que los recapados de asfalto se deterioraban antes de alcanzar la vida útil proyectada, aspecto que indica que hay problemas, como por ejemplo la existencia de suelos expansivos no controlados completamente o bien deficientes drenajes que debilitaban las capas inferiores y por ende originan un problema con los recapados asfaltos. Estos puntos seguramente inciden en el desempeño de pavimento rígido.

El tráfico se ha determinado de acuerdo a la cantidad de vehículos pesados, su composición y los pesos por ejes solicitantes (según la ley de cargas) resultando una cantidad de ejes equivalentes que varían entre 33 y 17 millones según el tramo analizado. Esta cantidad de ejes equivalentes representan una importante carga sobre el pavimento.

## **5.2 ESTUDIO DE LA ZONA.**

El trazo de la carretera se realiza en una zona montañosa con secciones principalmente en corte a media ladera y con la presencia de varios sectores con corte y relleno. El diseño geométrico se acomoda al alineamiento horizontal y vertical de la carretera existente.

El clima típico de la zona se caracteriza por ser una zona templada con precipitaciones principales entre los meses de noviembre y marzo y menores durante todo el resto del año, destacándose la exuberante vegetación del entorno. El gradiente térmico entre el día y la noche no es de gran magnitud teniendo en cuenta la cercanía a la línea del Ecuador que caracteriza a la zona con un clima benéfico desde todo punto de vista. La humedad relativa del ambiente es alta. La altura sobre el nivel del mar es el dato diferente considerando las zonas de costa y Amazonía, esto será investigado para establecer la influencia del alabeo en lasas bajo dichas condiciones climáticas.

### 5.3 MAPA DEL AZUAY



DISTANCIA DESDE CUENCA A LOS DIFERENTES CANTONES DE LA PROVINCIA DEL AZUAY	
A GUALACEO	40 kms.
A PAUTE	46 Kms.
A CHORDELEG	45 Kms.
A SIGSIG	51 Kms.
A GUACHAPALA	52 Kms.
A EL PAN	64 Kms.
A SEVILLA DE ORO	77 Kms.
A GIRON	44 Kms.
A SANTA ISABEL	76 Kms.
A SAN FERNANDO	62 Kms.
A PUCARA	125 Kms.
A NABON	71 Kms.
A OÑA	103 Kms.

DISTANCIA DESDE CUENCA A LAS DIFERENTES PARROQUIAS EN LA PROVINCIA DEL AZUAY			
EL DESCANSO	18 KMS.	ASUNCION	62 KMS.
BAÑOS	8 KMS.	YUNGUILLA	68 KMS.
CHAUCHA	66 KMS.	JADAN	13 KMS.
CHIQUINTAD	14 KMS.	PRINCIPAL	62 KMS.
MOLLETURO	47 KMS.	SAN JUAN	48 KMS.
OCTA. CORDERO	15 KMS.	LAS NIEVES	72 KMS.
QUINGEO	25 KMS.	BULAN	46 KMS.
SAN JOAQUIN	6 KMS.	PALMAS	64 KMS.
SAYAUSI	8 KMS.	SAN CRISTOBAL	26 KMS.
SININCAY	12 KMS.	TOMEBAMBA	54 KMS.
TURI	4 KMS.	CAMILO PONCE	220 KMS.
V. DEL PORTETE	24 KMS.	JIMA	77 KMS.
CUMBE	20 KMS.	LUDO	56 KMS.
CHECA	15 KMS.	DANIEL CORDOVA	43 KMS.
LLACAO	16 KMS.	MARIANO MORENO	48 KMS.
NULTI	11 KMS.	R. CRESPO TORAL	43 KMS.
PACCHA	15 KMS.	CHITICAY	26 KMS.
RICAUARTE	6 KMS.	COCHAPATA	85 KMS.
SANTA ANA	18 KMS.	AMALUZA	120 KMS.
SIDCAY	16 KMS.	CHICAN	49 KMS.
TARQUI	14 KMS.	GUARAINAC	70 KMS.
VALLE	10 KMS.	CHUMBLIN	48 KMS.
		SAN BARTOLOME	38 KMS.

Fig. 5.1 Mapa de la Provincia del Azuay



Fig. 5.2 Imagen de vía Salado Lentag abscisa 50+200



Fig. 5.3 Imagen de vía Salado Lentag abscisa 50+220

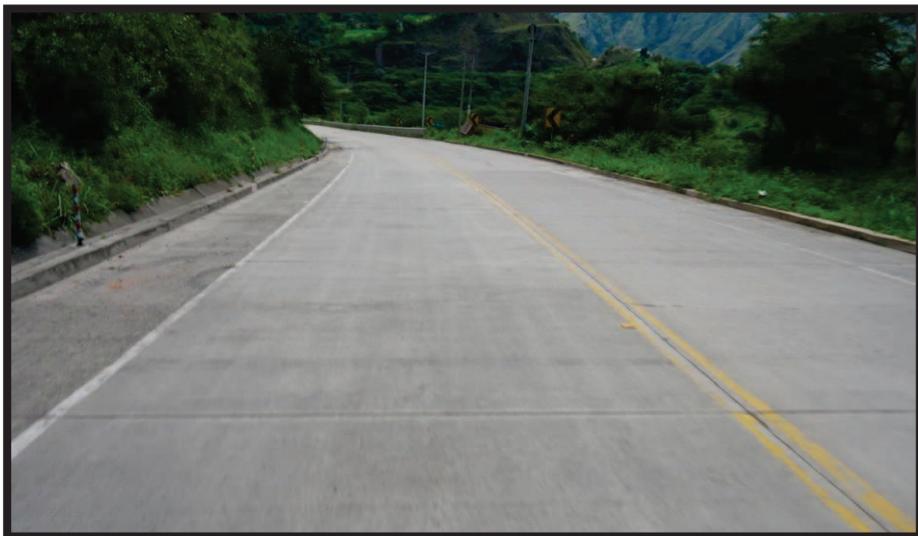
En esta imagen podemos observar una gran fisura en la parte transversal de la vía



Fig. 5.4 Imagen vía Salado Lentag con recapeo de Asfalto



Fig. 5.5 Imagen vía Salado Lentag whitetopping



## 5.4 ENSAYO DE PLACA CON CARGA ABCSCISA KM 50+000

UBICACIÓN: KM 50+091

ENSAYO: AASHTO T222-81

CARGA (kg)	PRESION kg/cm2	Lecturas de deformacion (0,01mm)					Deformacion media (cm)	V.Deforma. (cm/min)
		0	5min	10min	15min	20min		
0	0.000	40	40	SIN GATAS	31	31	SIN VOLQUETA	34
		43	43		38	38		40
		54	54		49	49		51
205	0.125	15	16	16			0.0167	0.0013
		13	17	18				
		11	25	16				
205	0.125	8	11	12			0.0120	0.0008
		5	9	11				
		6	11	13				
410	0.250	15	17				0.0203	0.0005
		16	18					
		23	26					
615	0.375	25	26				0.0290	0.0006
		23	27					
		30	34					
820	0.499	27	28	29			0.3777	0.0006
		30	33	34				
		43	48	50				
1025	0.624	30	32				0.0423	0.0005
		36	38					
		54	57					
1230	0.749	33	35				0.0467	0.0004
		40	41					
		61	64					
1435	0.874	36	38				0.0520	0.0003
		44	46					
		71	72					
1640	0.999	51	52				0.0587	
		51	52					
		74	75					

Presion kg/cm2= 0.700

Deformacion cm= 0.033

30 \* K30 = 18 \* K18

Valor de K 18= 21.31 kg/cm3

VALOR DE K 30= 12.79 kg/cm3

Tabla 5.1 Ensayo de placa con carga Absc. 50+091

Fuente: Recopilación Datos MTOP

**ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA (D.C.P.)  
EQUIPO : CONO DINAMICO**

<b>PROYECTO: SALADO LENTAG</b>	
ABSCISA :	50+000
<b>CARACTERISTICAS DEL EQUIPO</b>	
ESPELOR NUCLEO=130mm	ESPELOR DEL HUECO=135
CONO: 60°	ALTURA DE CAIDA: 500 cm
	MARTILLO: 10kg.

No. GOLFES	No. GOLFES ACUMULADOS	LECTURAS PENETRACION mm.	PENETRACION CORREGIDA mm.	$K = \frac{E}{N}$
0	0	220	135	
1	1	225	140	140.00
5	6	241	156	31.20
5	11	257	172	34.40
5	16	270	185	37.00
5	21	279	194	38.80
10	31	286	201	20.10
10	41	297	212	21.20
10	51	306	221	22.10
15	66	322	237	15.80
15	81	332	247	16.47
15	96	343	258	17.20
15	111	348	263	17.53
15	126	354	269	17.93
15	141	358	273	18.20
15	156	362	277	18.47
15	171	368	283	18.87
15	186	373	288	19.20
15	201	379	294	19.60
20	221	392	307	15.35
20	241	398	313	15.65
20	261	402	317	15.85
20	281	405	320	16.00

Tabla 5.2 Ensayo DCP Absc. 50+000  
Fuente: Recopilación Datos MTOP

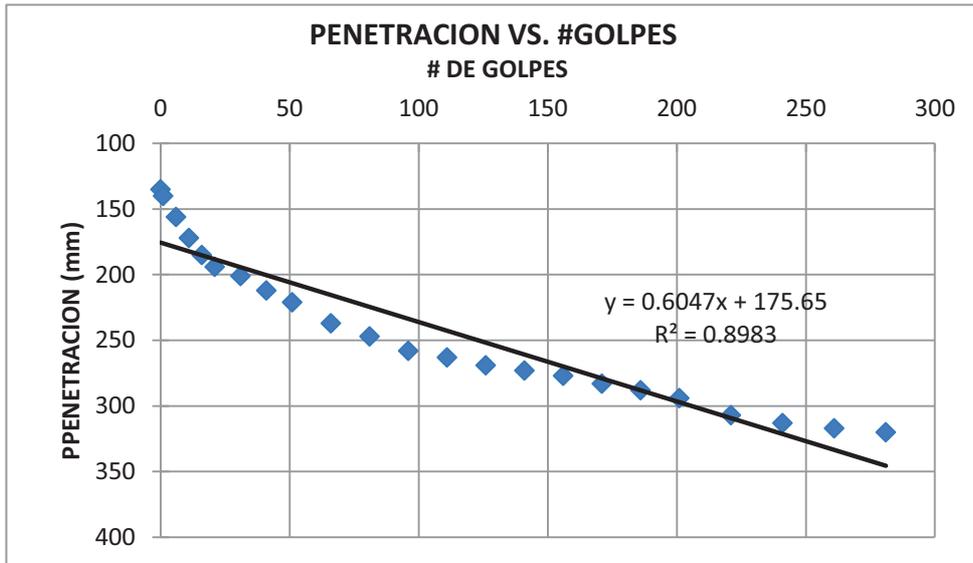


Fig. 5.6. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 50+000

	X
PROMEDIO	21.28
MEDIANA	18.47

Tabla 5.3 Valor de numero DCP Absc 50+000

**CORRELACION DCP a CBR**

$$\text{Log CBR} = 2.2 - 0.98 \text{ Log}X$$

	<b>C.B.R. DE SITIO(%) :</b>
0.90	1.11
0.96	1.04

Tabla 5.4 Valor correlacion DCP a CBR Absc 50+000

**CORRELACION CBR al valor K**

$$k_o = 4.51 + 0.89(\log CBR)^{4.34}$$

*para CBR > 10%;*

<b>VALOR DE K</b>
24.42318826
23.25748241

Tabla 5.5 Valor correlacion CBR a K Absc 50+000

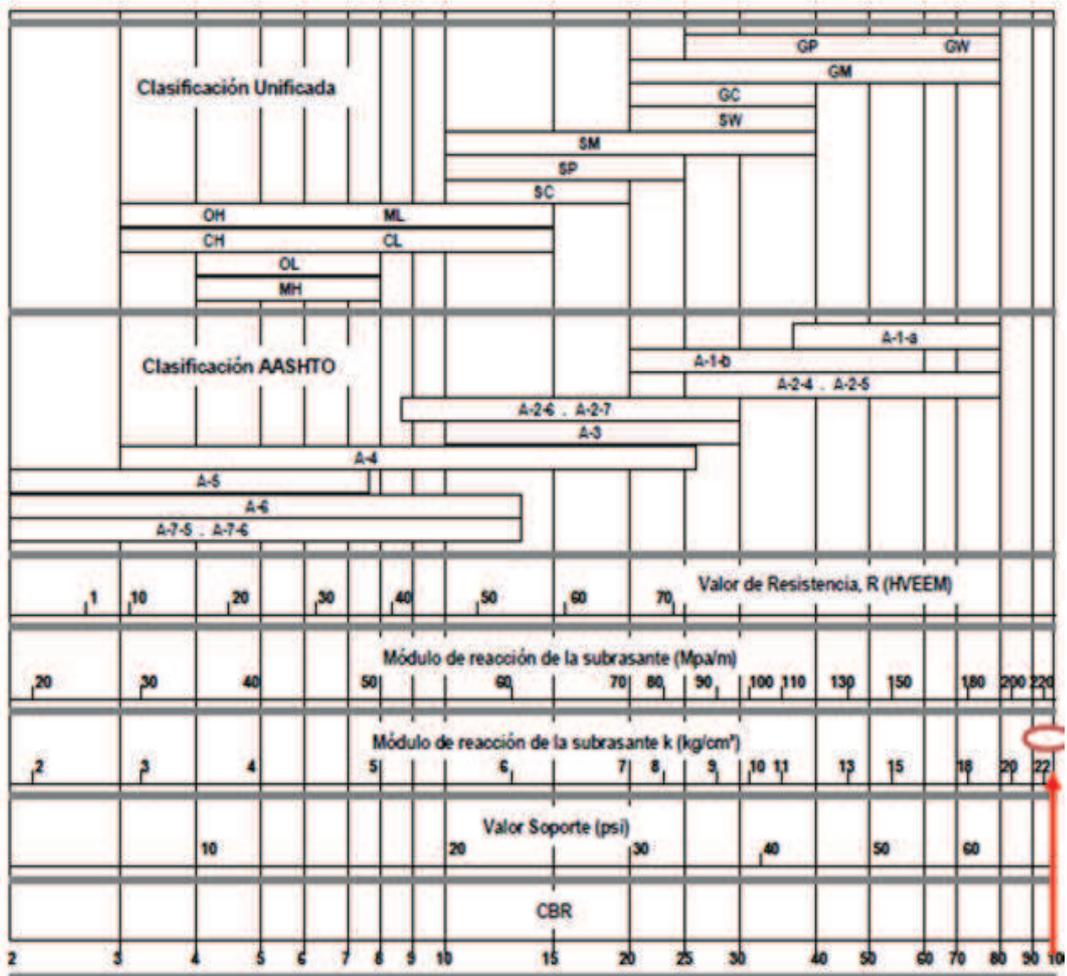


Fig. 5.7 Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los Diferentes ensayos Absc. 50+000

**Abaco K=22.6kg/cm<sup>3</sup>**

## 5.5 ENSAYO DE PLACA CON CARGA ABSCISA KM 51+000

UBICACIÓN: KM 51+0.80

ENSAYO: AASHTO T222-81

CARGA (kg)	PRESION kg/cm <sup>2</sup>	Lecturas de deformacion (0,01mm)					Deformacion media (cm)	V.Deforma. (cm/min)
		0	5min	10min	15min	20min		
0	0.000						0.0000	0.000
410	0.250	10	10				0.0083	0.0001
		7	7					
		7	8					
411	0.250	14	16	16			0.0147	0.0000
		11	13	13				
		12	15	15				
821	0.500	28	29	30	30		0.0267	0.0000
		20	22	23	23			
		18	22	27	27			
1232	0.750	36	39	40			0.0353	0.0001
		28	30	30				
		32	36	36				
1480	0.901	40	42	41	41		0.0373	0.0000
		31	33	33	33			
		37	38	38	38			
1642	1.000	42	42	44	36		0.0383	-0.0003
		34	35	36	40			
		39	39	39	39			
1847	1.125	51	55	55	57	57	0.0563	0.0000
		47	51	51	55	55		
		46	50	52	57	57		

Presion kg/cm<sup>2</sup>= 0.700

Deformacion cm= 0.031

30 \* K30 = 18 \* K18

Valor de K 18= 22.46 kg/cm<sup>3</sup>

VALOR DE K 30= 13.48 kg/cm<sup>3</sup>

Tabla 5.6 Ensayo de placa con carga Absc. 51+080

Fuente: Recopilación Datos MTOP

**ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA (D.C.P.)**

**EQUIPO : CONO DINAMICO**

<b>PROYECTO:</b>		
<b>SALADO LENTAG</b>		
ABSCISA : 51+000		
<b>CARACTERISTICAS DEL EQUIPO</b>		
CONO: 60°	ALTURA DE CAIDA: 500 cm	MARTILLO: 10kg.

No. GOLPES	No. GOLPES ACUMULADOS	LECTURAS PENETRACION mm.	PENETRACION CORREGIDA mm.	$X = \frac{E}{N}$
0	0	214	130	
1	1	219	135	135.00
5	6	232	148	29.60
5	11	243	159	31.80
10	21	256	172	17.20
15	36	283	199	13.27
15	51	303	219	14.60
15	66	327	243	16.20
15	81	348	264	17.60
15	96	373	289	19.27
15	111	398	314	20.93
15	126	417	333	22.20
15	141	441	357	23.80
15	156	465	381	25.40
15	171	497	413	27.53
15	186	523	439	29.27
15	201	545	461	30.73
15	216	570	486	32.40
15	231	590	506	33.73
15	246	627	543	36.20
15	261	657	573	38.20
15	276	678	594	39.60
15	291	714	630	42.00
15	306	739	655	43.67
15	321	767	683	45.53
10	331	797	713	71.30
10	341	827	743	74.30
6	347	841	757	126.17

10	357	870	786	78.60
10	367	890	806	80.60
10	377	911	827	82.70
10	387	939	855	85.50
10	397	978	894	89.40
10	407	1002	918	91.80
10	417	1030	946	94.60
10	427	1059	975	97.50
10	437	1092	1008	100.80
10	447	1119	1035	103.50
10	457	1163	1079	107.90
5	462	1193	1109	221.80
5	467	1221	1137	227.40
5	472	1234	1150	230.00
5	477	1241	1157	231.40
15	492	1261	1177	78.47
10	502	1284	1200	120.00
5	507	1303	1219	243.80
5	512	1319	1235	247.00
5	517	1329	1245	249.00
3	520	1342	1258	419.33

Tabla 5.7 Ensayo DCP Absc. 51+000

Fuente: Recopilación Datos MTOP

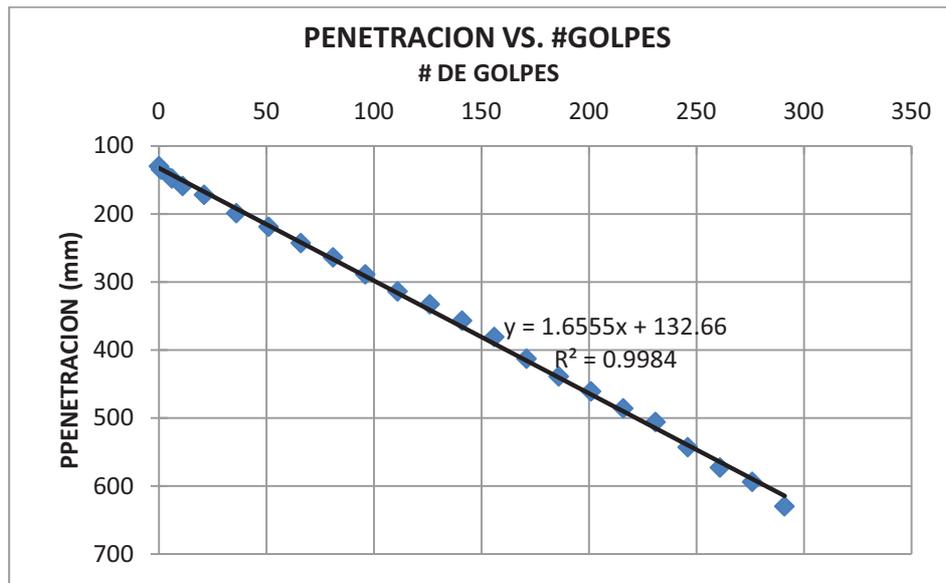


Fig. 5.8. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 51+000

	X
PROMEDIO	20.04
MEDIANA	16.70

Tabla 5.8 Valor de numero DCP Absc 51+000

**CORRELACION DCP a CBR**

$$\text{Log CBR} = 2.2 - 0.98 \text{ Log}X$$

	C.B.R. DE SITIO(%) :
0.92	1.08
1.00	1.00

Tabla 5.9 Valor correlación DCP a CBR Absc 51+000

**CORRELACION CBR al  
valor K**

$$k_o = 4.51 + 0.89(\log CBR)^{4.34}$$

*para CBR > 10%;*

VALOR DE K
23.91253121
22.50489793

Tabla 5.10 Valor correlación CBR a K Absc 51+000

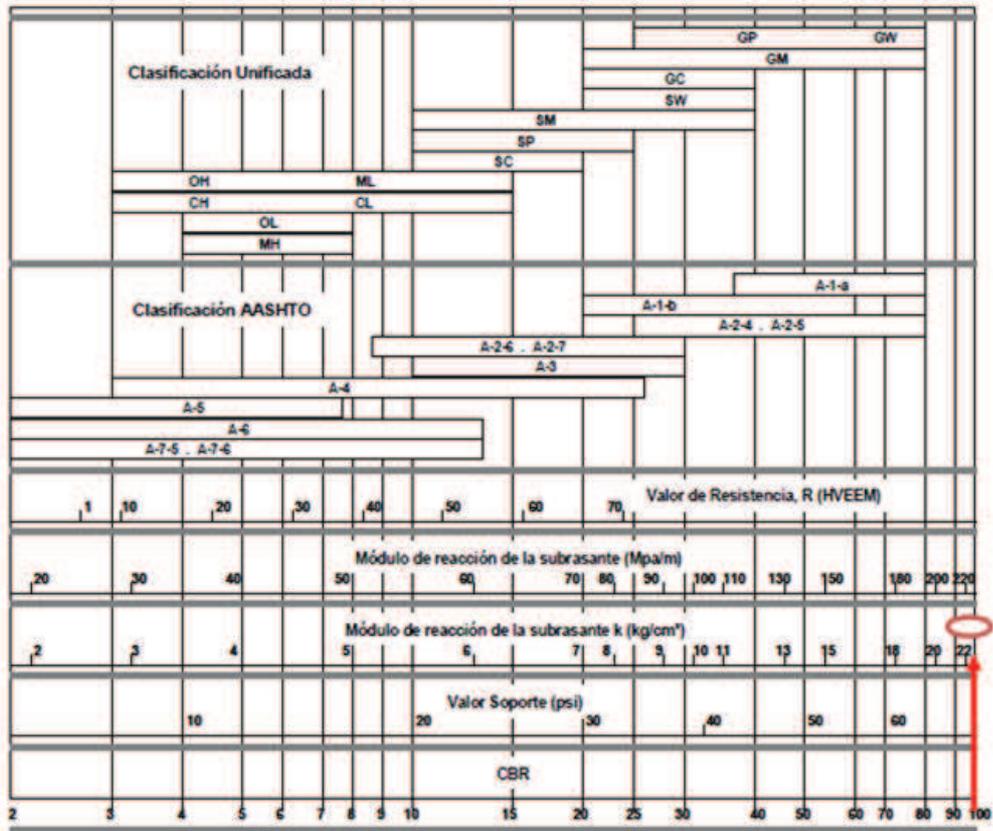


Fig. 5.9 Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los Diferentes ensayos Absc 51+000

**Abaco     $k=23\text{kg/cm}^3$**

## 5.6 ENSAYO DE PLACA CON CARGA ABSCISA KM 52+000

UBICACIÓN: KM 52+653

ENSAYO: AASHTO T222-81

CARGA (kg)	PRESION kg/cm2	Lecturas de deformacion (0,01mm)					Deformacion media (cm)	V.Deforma. (cm/min)
		0	5min	10min	15min	20min		
0	0.000						0.0000	
205	0.125	19	26	25			0.0250	0.0000
		15	33	34				
		11	16	16				
205	0.125	10	17	19			0.1970	0.0005
		14	21	24				
		9	13	16				
410	0.250	25	33	35			0.0350	0.0003
		33	41	42				
		21	27	28				
615	0.375	40	47	49			0.0497	0.0003
		48	56	57				
		35	41	43				
820	0.499	52	56	57			0.0587	0.0001
		61	66	66				
		48	52	53				
1025	0.624	61	65				0.0680	0.0009
		71	75					
		59	64					
1230	0.749	68	70	71			0.0750	0.0001
		78	81	82				
		69	72	72				
1435	0.874	75	78	82			0.0877	0.0006
		86	91	94				
		78	85	87				
1640	0.999	84	87	89			0.0960	0.0004
		97	100	102				
		91	95	97				
1845	1.124	91	94				0.1027	0.0007
		105	108					
		102	106					
2050	1.249	96	99				0.1093	0.0007
		111	114					
		111	115					
2255	1.374	101	102				0.1140	0.0001
		119	119					
		120	121					

Presion kg/cm2= 0.700  
Deformacion cm= 0.053

30 \* K30 = 18 \* K18

Valor de K 18= 13.19 kg/cm3

VALOR DE K 30= 7.91 kg/cm3

Tabla 5.11 Ensayo de placa con carga Absc. 52+653

Fuente: Recopilación Datos MTOP

**ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA (D.C.P.)**  
**EQUIPO : CONO DINAMICO**

<b>PROYECTO:</b> <b>SALADO LENTAG</b>	
ABSCISA :	52+000
<b>CARACTERISTICAS DEL EQUIPO</b>	
ESPELOR NUCLEO=120mm	ESPELOR DEL HUECO= 130mm
CONO: 60°	ALTURA DE CAIDA: 500 cm
	MARTILLO: 10kg.

No. GOLFES	No. GOLFES ACUMULADOS	LECTURAS PENETRACION mm.	PENETRACION CORREGIDA mm.	$\frac{F}{N}$
0	0	98	0	
5	5	112	14	2.80
5	10	130	32	6.40
5	15	145	47	9.40
5	20	167	69	13.80
5	25	187	89	17.80
5	30	207	109	21.80
5	35	228	130	26.00
5	40	240	142	28.40
5	45	254	156	31.20
5	50	264	166	33.20
10	60	285	187	18.70
10	70	298	200	20.00
10	80	302	204	20.40
10	90	325	227	22.70
10	100	341	243	24.30
10	110	352	254	25.40
10	120	359	261	26.10
15	135	370	272	18.13
15	150	387	289	19.27
15	165	412	314	20.93
10	175	432	334	33.40
10	185	423	325	32.50
15	200	467	369	24.60
15	215	497	399	26.60
15	230	522	424	28.27
15	245	552	454	30.27
10	255	572	474	47.40
10	265	602	504	50.40
5	270	622	524	104.80
5	275	645	547	109.40
5	280	660	562	112.40
5	285	673	575	115.00
10	295	697	599	59.90
10	305	728	630	63.00
10	315	753	655	65.50

10	325	774	676	67.60
10	335	789	691	69.10
10	345	803	705	70.50
10	355	822	724	72.40
10	365	838	740	74.00
10	375	851	753	75.30
10	385	881	783	78.30
10	395	899	801	80.10
10	405	921	823	82.30
10	415	951	853	85.30
10	425	986	888	88.80
10	435	1041	943	94.30
5	440	1066	968	193.60
5	445	1103	1005	201.00
5	450	1150	1052	210.40
3	453	1177	1079	359.67
3	456	1204	1106	368.67
3	459	1229	1131	377.00
3	462	1251	1153	384.33
3	465	1282	1184	394.67
3	468	1313	1215	405.00
3	471	1342	1244	414.67

Tabla 5.12 Ensayo DCP Absc. 52+000

Fuente: Recopilación Datos MTOP

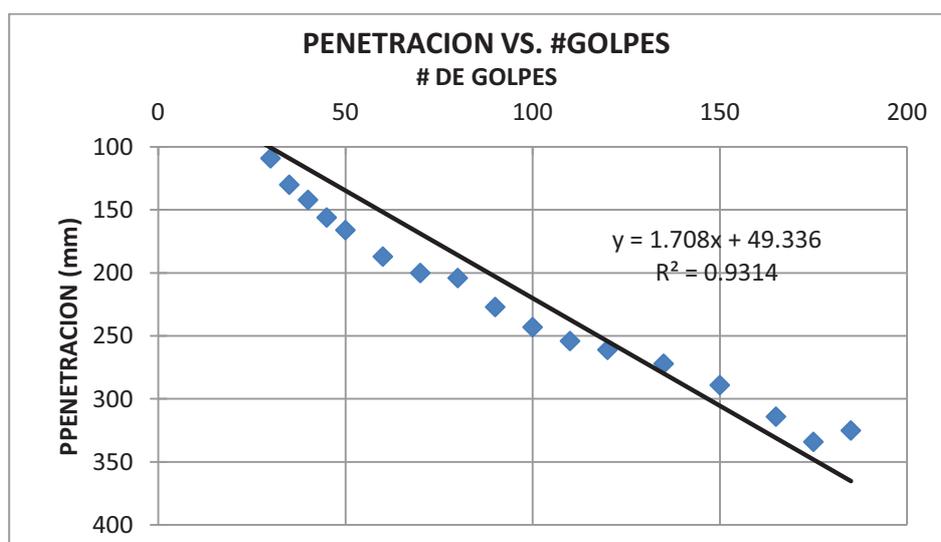


Fig. 5.10. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 52+000

	X
PROMEDIO	15.87
MEDIANA	15.80

Tabla 513 Valor de numero DCP Absc 52+000

***Log CBR = 2.2 - 0.98 Log I***

<b>C.B.R. DE SITIO(%) :</b>
<b>0.38</b>
<b>0.39</b>

**CORRELACION CBR al valor K**

$$k_o = 4.51 + 0.89(\log CBR)^{4.34}$$

para CBR > 10%;

<b>VALOR DE K</b>
<b>10.98595155</b>
<b>11.1890566</b>

Tabla 5.14 Valor correlación DCP a CBR Absc 52+000

Tabla 5.15 Valor correlación CBR a K Absc 52+000

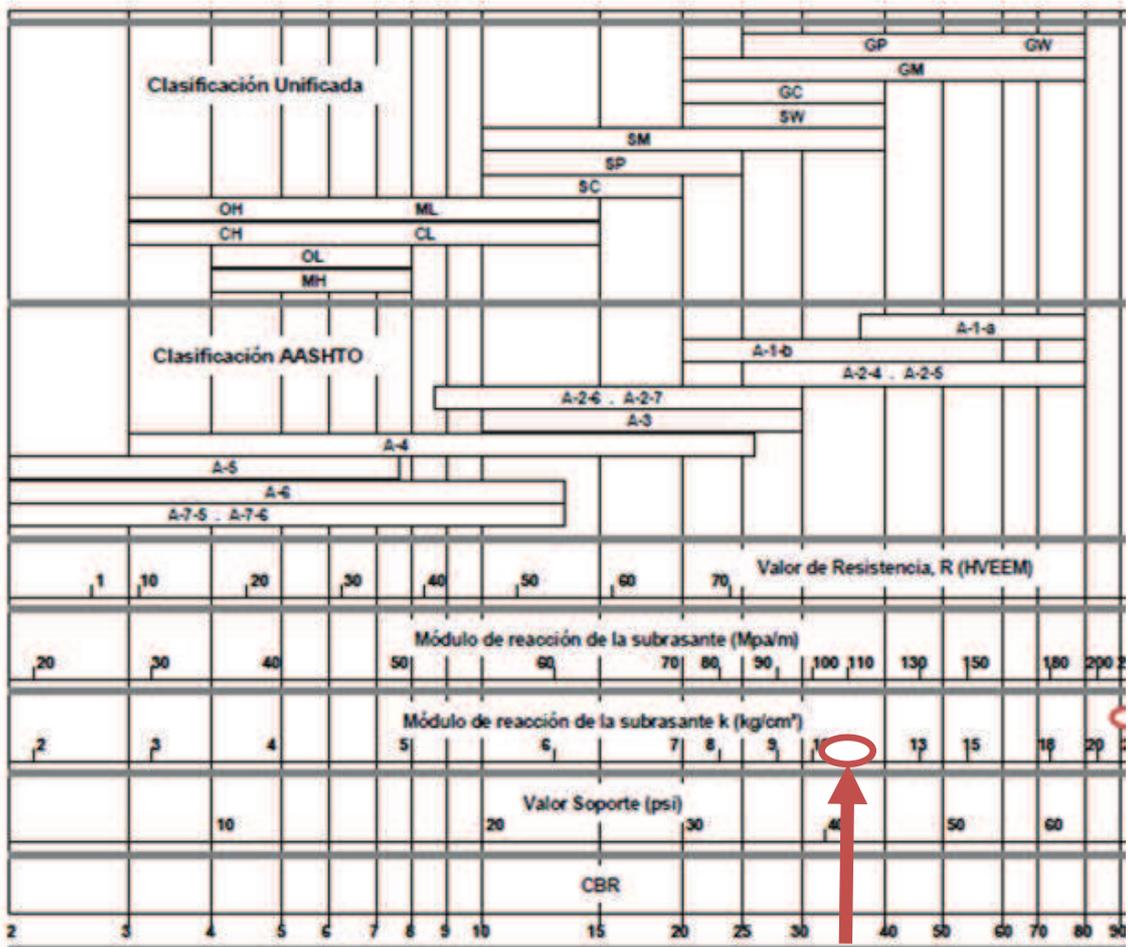


Fig. 5.11 Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los Diferentes ensayos Absc 52+000

Abaco K=12kg/cm<sup>3</sup>

## 5.7 ENSAYO DE PLACA CON CARGA ABSCISA KM 53+000

UBICACIÓN: KM 53+0.80

ENSAYO: AASHTO T222-81

CARGA (kg)	PRESION kg/cm2	Lecturas de deformacion (0,01mm)					Deformacion media (cm)	V.Deforma. (cm/min)
		0	5min	10min	15min	20min		
0	0.000						0.0000	0.000
410	0.250	10	10				0.0083	0.0001
		7	7					
		7	8					
411	0.250	14	16	16			0.0147	0.0000
		11	13	13				
		12	15	15				
821	0.500	28	29	30	30		0.0267	0.0000
		20	22	23	23			
		18	22	27	27			
1232	0.750	36	39	40			0.0353	0.0001
		28	30	30				
		32	36	36				
1480	0.901	40	42	41	41		0.0373	0.0000
		31	33	33	33			
		37	38	38	38			
1642	1.000	42	42	44	36		0.0383	-0.0003
		34	35	36	40			
		39	39	39	39			
1847	1.125	51	55	55	57	57	0.0563	0.0000
		47	51	51	55	55		
		46	50	52	57	57		

Presion kg/cm2= 0.700

Deformacion cm= 0.031

30 \* K30 = 18 \* K18

Valor de K 18= 22.46 kg/cm3

VALOR DE K 30= 13.48 kg/cm3

Tabla 5.16 Ensayo de placa con carga Absc. 53+080

Fuente: Recopilación Datos MTOP

**ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA (D.C.P.)  
EQUIPO : CONO DINAMICO**

<b>PROYECTO: SALADO LENTAG</b>	
ABSCISA :	53+000
<b>CARACTERISTICAS DEL EQUIPO</b>	
ESPELOR NUCLEO=130mm	ESPELOR DEL HUECO=135
CONO: 60°	ALTURA DE CAIDA: 500 cm
	MARTILLO: 10kg.

No. GOLPES	No. GOLPES ACUMULADOS	LECTURAS PENETRACION mm.	PENETRACION CORREGIDA mm.	$\bar{X} = \frac{\Sigma X}{N}$
0	0	220	135	
1	1	228	143	143.00
5	6	240	155	31.00
5	11	255	170	34.00
5	16	270	185	37.00
5	21	277	192	38.40
10	31	290	205	20.50
10	41	298	213	21.30
10	51	305	220	22.00
15	66	323	238	15.87
15	81	330	245	16.33
15	96	345	260	17.33
15	111	350	265	17.67
15	126	355	270	18.00
15	141	360	275	18.33
15	156	365	280	18.67
15	171	370	285	19.00
15	186	375	290	19.33
15	201	380	295	19.67
20	221	390	305	15.25
20	241	400	315	15.75
20	261	405	320	16.00
20	281	500	415	20.75

Tabla 5.17 Ensayo DCP Absc. 53+000

Fuente: Recopilación Datos MTOP

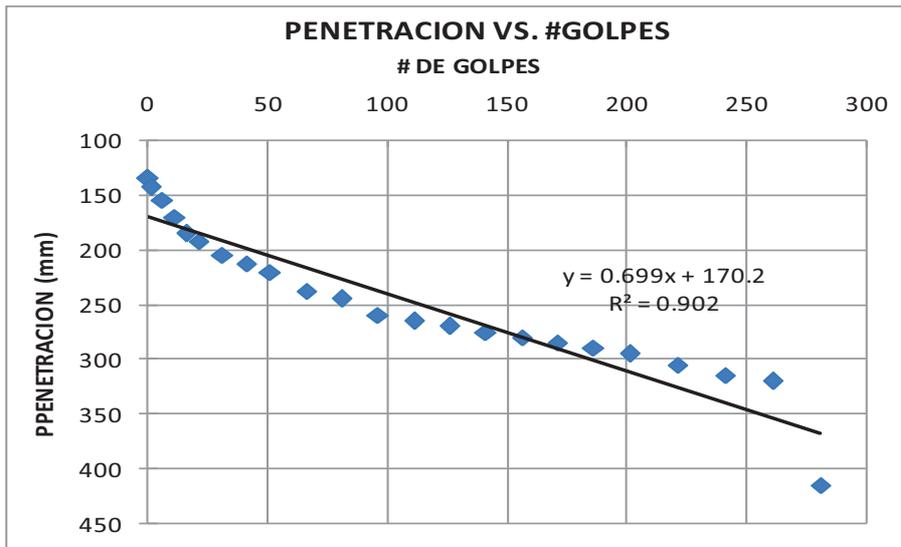


Fig. 5.12. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 53+000

	X
PROMEDIO	21.53
MEDIANA	19.00

Tabla 518 Valor de numero DCP Absc 53+000

**CORRELACION DCP a CBR**

$$\text{Log CBR} = 2.2 - 0.98 \text{ Log} X$$

	C.B.R. DE SITIO(%)
0.89	1.12
0.95	1.06

Tabla 5.19 Valor correlación DCP a CBR Absc 53+000

**CORRELACION CBR al valor K**

$$k_o = 4.51 + 0.89(\log CBR)^{4.34}$$

*para CBR > 10%;*

VALOR DE K
24.52480183
23.48116193

Tabla 5.20 Valor correlación CBR a K Absc 53+000

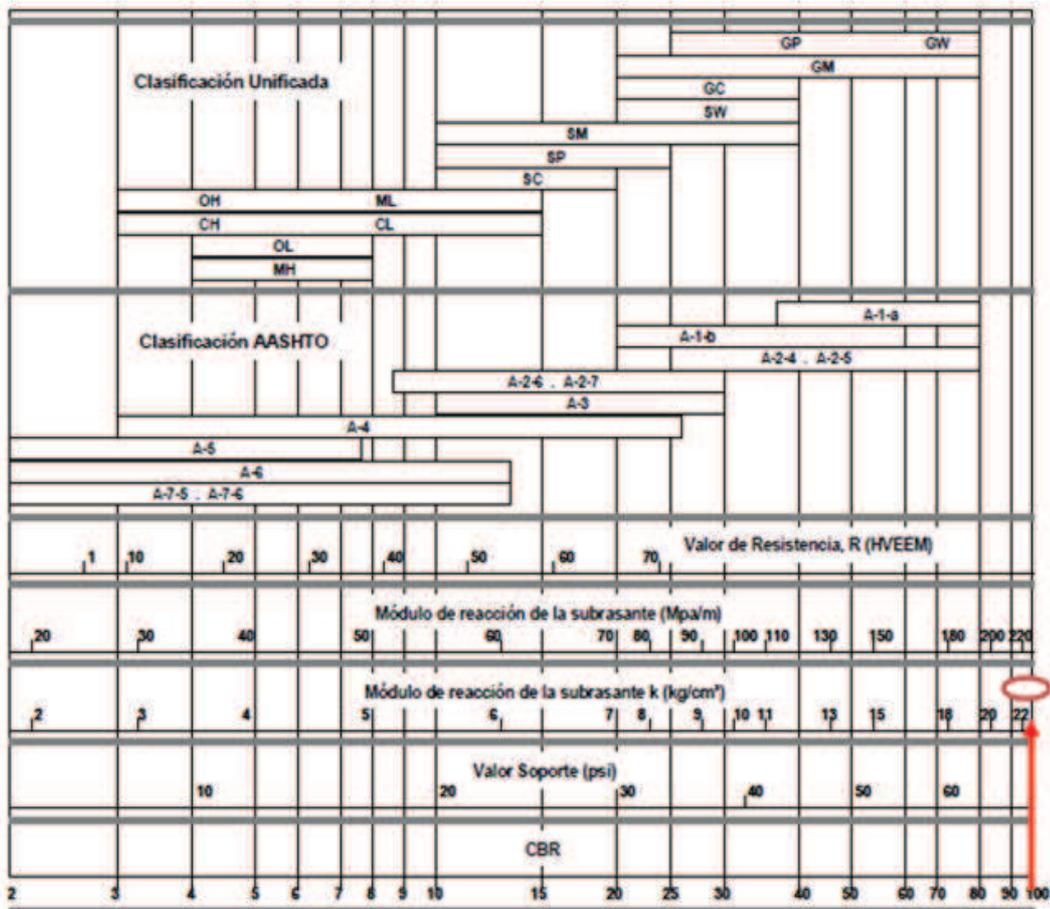


Fig. 5.13 Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los Diferentes ensayos Absc 53+000

**Abaco  $K=22.5\text{kg/cm}^3$**

## 5.8 ENSAYO DE PLACA CON CARGA ABSCISA KM 54+000

UBICACIÓN: KM 54+0.80

ENSAYO: AASHTO T222-81

CARGA (kg)	PRESION kg/cm2	Lecturas de deformacion (0,01mm)					Deformacion media (cm)	V.Deforma. (cm/min)
		0	5min	10min	15min	20min		
0	0.000						0.0000	0.000
410	0.250	10	10				0.0083	0.0001
		7	7					
		7	8					
411	0.250	14	16	16			0.0147	0.0000
		11	13	13				
		12	15	15				
821	0.500	28	29	30	30		0.0267	0.0000
		20	22	23	23			
		18	22	27	27			
1232	0.750	36	39	40			0.0353	0.0001
		28	30	30				
		32	36	36				
1480	0.901	40	42	41	41		0.0373	0.0000
		31	33	33	33			
		37	38	38	38			
1642	1.000	42	42	44	36		0.0383	-0.0003
		34	35	36	40			
		39	39	39	39			
1847	1.125	51	55	55	57	57	0.0563	0.0000
		47	51	51	55	55		
		46	50	52	57	57		

Presion kg/cm2= 0.700

Deformacion cm= 0.031

30 \* K30 = 18 \* K18

Valor de K 18= 22.46 kg/cm3

VALOR DE K 30= 13.48 kg/cm3

Tabla 5.21 Ensayo de placa con carga Absc. 54+080

Fuente: Recopilación Datos MTOP

**ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA (D.C.P.)**  
**EQUIPO : CONO DINAMICO**

<b>PROYECTO:</b> <b>SALADO LENTAG</b>
ABSCISA : 54+000
<b>CARACTERISTICAS DEL EQUIPO</b>
CONO: 60°      ALTURA DE CAIDA: 500 cm      MARTILLO: 10kg.

No. GOLPES	No. GOLPES ACUMULADOS	LECTURAS PENETRACION mm.	PENETRACION CORREGIDA mm.	$X = \frac{E}{N}$
0	0	214	130	
1	1	219	135	135.00
5	6	232	148	29.60
5	11	243	159	31.80
10	21	256	172	17.20
15	36	283	199	13.27
15	51	303	219	14.60
15	66	327	243	16.20
15	81	348	264	17.60
15	96	373	289	19.27
15	111	398	314	20.93
15	126	417	333	22.20
15	141	441	357	23.80
15	156	465	381	25.40
15	171	497	413	27.53
15	186	523	439	29.27
15	201	545	461	30.73
15	216	570	486	32.40
15	231	590	506	33.73
15	246	627	543	36.20
15	261	657	573	38.20
15	276	678	594	39.60
15	291	714	630	42.00
15	306	739	655	43.67
15	321	767	683	45.53
10	331	797	713	71.30
10	341	827	743	74.30
6	347	841	757	126.17
10	357	870	786	78.60
10	367	890	806	80.60

10	377	911	827	82.70
10	387	939	855	85.50
10	397	978	894	89.40
10	407	1002	918	91.80
10	417	1030	946	94.60
10	427	1059	975	97.50
10	437	1092	1008	100.80
10	447	1119	1035	103.50
10	457	1163	1079	107.90
5	462	1193	1109	221.80
5	467	1221	1137	227.40
5	472	1234	1150	230.00
5	477	1241	1157	231.40
15	492	1261	1177	78.47
10	502	1284	1200	120.00
5	507	1303	1219	243.80
5	512	1319	1235	247.00
5	517	1329	1245	249.00
3	520	1342	1258	419.33

Tabla 5.22 Ensayo DCP Absc. 54+000

Fuente: Recopilación Datos MTOP

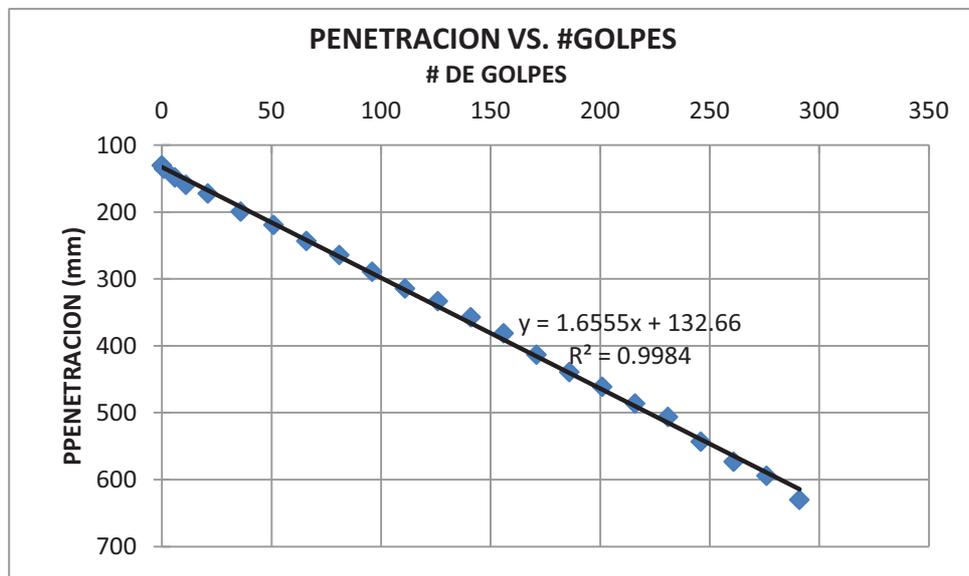


Fig. 5.14. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 54+000

	X
PROMEDIO	20.04
MEDIANA	16.70

Tabla 5.23 Valor de numero DCP Absc 54+000

**CORRELACION DCP a CBR**

$$\text{Log CBR} = 2.2 - 0.98 \text{ Log}X$$

	C.B.R. DE SITIO(%) :
0.92	1.08
1.00	1.00

Tabla 5.24 Valor correlación DCP a CBR Absc 54+000

**CORRELACION CBR al valor K**

$$k_o = 4.51 + 0.89(\log CBR)^{4.34}$$

*para CBR > 10%;*

VALOR DE K
23.91253121
22.50489793

Tabla 5.25 Valor correlación CBR a K Absc 54+000

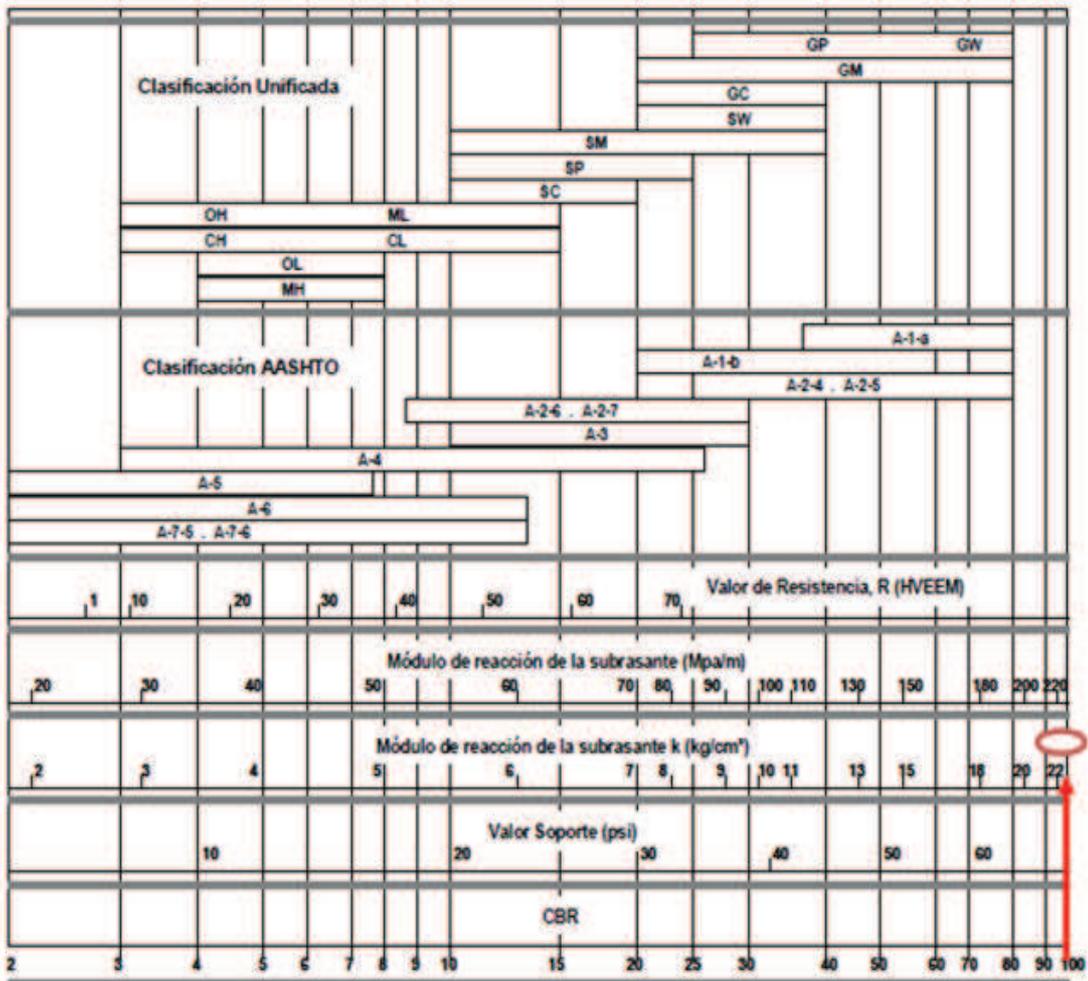


Fig. 5.15 Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los Diferentes ensayos Absc 54+000

**Abaco  $k=23\text{kg/cm}^3$**

## 5.9 ENSAYO DE PLACA CON CARGA ABCISIA KM 55+000

UBICACIÓN: KM 55+190

ENSAYO: AASHTO T222-81

CARGA (kg)	PRESION kg/cm2	Lecturas de deformacion (0,01mm)					Deformacion media (cm)	V.Deforma. (cm/min)
		0	5min	10min	15min	20min		
0	0.000	40	40	SIN GATAS	31	31	SIN VOLQUETA	34
		43	43		38	38		40
		54	54		49	49		51
205	0.125	15	16	16			0.0167	0.0013
		13	17	18				
		11	25	16				
205	0.125	8	11	12			0.0120	0.0008
		5	9	11				
		6	11	13				
410	0.250	15	17				0.0203	0.0005
		16	18					
		23	26					
615	0.375	25	26				0.0290	0.0006
		23	27					
		30	34					
820	0.499	27	28	29			0.3777	0.0006
		30	33	34				
		43	48	50				
1025	0.624	30	32				0.0423	0.0005
		36	38					
		54	57					
1230	0.749	33	35				0.0467	0.0004
		40	41					
		61	64					
1435	0.874	36	38				0.0520	0.0003
		44	46					
		71	72					
1640	0.999	51	52				0.0587	
		51	52					
		74	75					

Presion kg/cm2= 0.700

Deformacion cm= 0.033

30 \* K30 = 18 \* K18

Valor de K 18= 21.31 kg/cm3

VALOR DE K 30= 12.79 kg/cm3

Tabla 5.26 Ensayo de placa con carga Absc. 55+190

Fuente: Recopilación Datos MTOP

**ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA (D.C.P.)  
EQUIPO : CONO DINAMICO**

<b>PROYECTO: SALADO LENTAG</b>	
ABSCISA :	55+000
<b>CARACTERISTICAS DEL EQUIPO</b>	
ESPEJOR NUCLEO=130mm	ESPEJOR DEL HUECO=135
CONO: 60°	ALTURA DE CAIDA: 500 cm
	MARTILLO: 10kg.

No. GOLPES	No. GOLPES ACUMULADOS	LECTURAS PENETRACION mm.	PENETRACION CORREGIDA mm.	$X = \frac{E}{N}$
0	0	220	135	
1	1	228	143	143.00
5	6	240	155	31.00
5	11	255	170	34.00
5	16	270	185	37.00
5	21	277	192	38.40
10	31	290	205	20.50
10	41	298	213	21.30
10	51	305	220	22.00
15	66	323	238	15.87
15	81	330	245	16.33
15	96	345	260	17.33
15	111	350	265	17.67
15	126	355	270	18.00
15	141	360	275	18.33
15	156	365	280	18.67
15	171	370	285	19.00
15	186	375	290	19.33
15	201	380	295	19.67
20	221	390	305	15.25
20	241	400	315	15.75
20	261	405	320	16.00
20	281	500	415	20.75

Tabla 5.27 Ensayo DCP Absc. 55+000

Fuente: Recopilación Datos MTOP

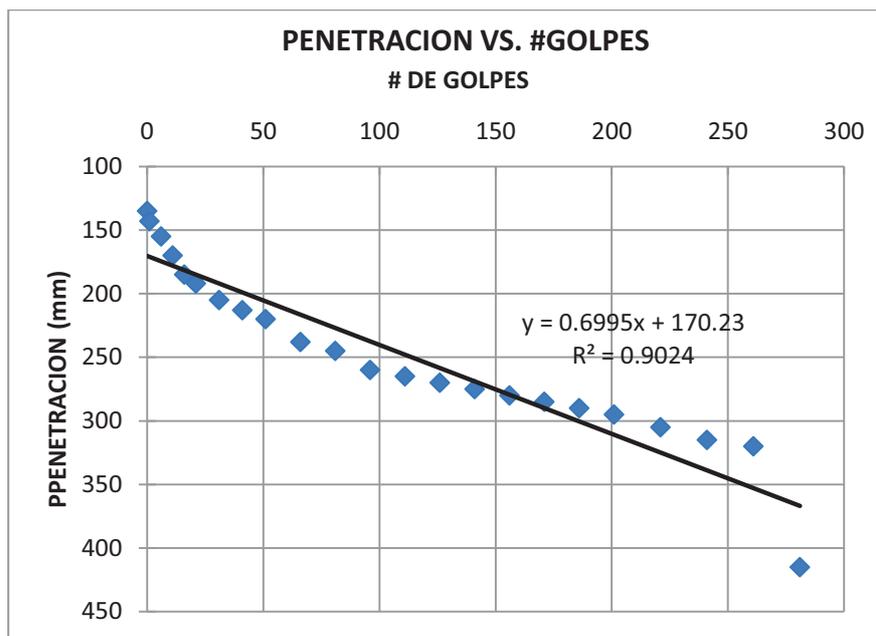


Fig. 5.16. Curva DCP Penetración Vs Golpes Absc. 55+000

	X
PROMEDIO	21.53
MEDIANA	19.00

Tabla 5.28 Valor de numero DCP Absc 55+000

**CORRELACION DCP a CBR**

$$\text{Log CBR} = 2.2 - 0.98 \text{ Log} X$$

	C.B.R. DE SITIO(%) :
0.89	1.12
0.95	1.06

Tabla 5.29 Valor correlación DCP a CBR Absc 55+000

**CORRELACION CBR al valor K**

$$k_o = 4.51 + 0.89(\log CBR)^{4.34}$$

*para CBR > 10%;*

VALOR DE K
24.52480183
23.48116193

Tabla 5.30 Valor correlación CBR a K Absc 55+000

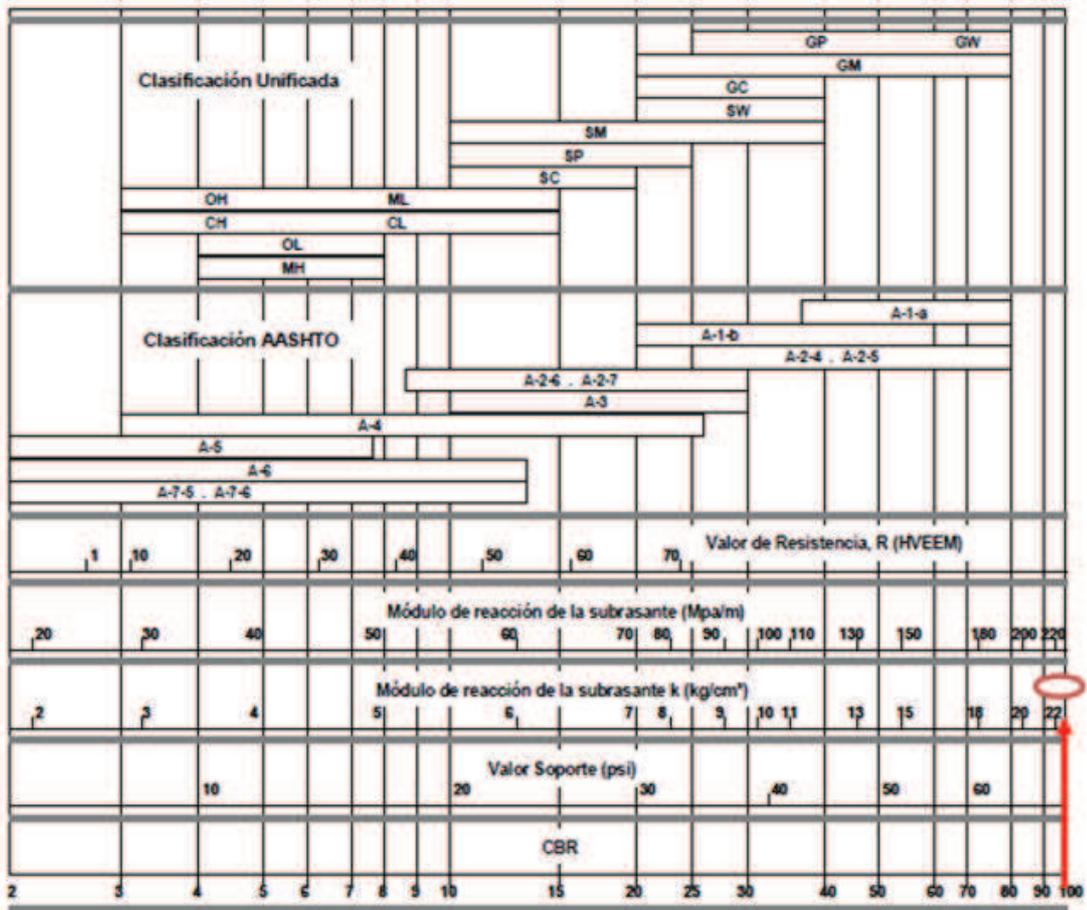


Fig. 5.16 Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los Diferentes ensayos Absc 55+000

**Abaco k= 22.5kg/cm<sup>3</sup>**

## 5.10 VALORES DE CORRELACION

	$X = \frac{E}{N}$	$\text{Log CBR} = 2.2 - 0.98 \text{ Log } X$	PLACAS DE DIAMETRO 18"	$k_o = 4.51 + 0.89(\text{log CBR})^{4.34}$ para CBR > 10%;	Pav. Centro America
ABSCISA	DCP	CORRELACION DCP A CBR	PLACA CON CARGA	CORRELACION CBR al valor K	VALOR DE k ABACO
	(u)	(%)	(kg/cm3)	(kg/cm3)	(kg/cm3)
50+000	18.47	104.29	21.31	23.26	22.6
51+000	20.04	108.21	22.46	23.91	23
52+000	15.8	97.53	13.2	11.20	12
53+000	19	105.62	22.46	23.48	22.5
54+000	16.7	99.83	22.4	22.50	23
55+000	21.53	111.90	21.31	24.52	22.5

Tabla 5.31. Valores de Modulo de Reacción con formulas de correlación

ABSCISA	$\sigma$ estandar
50+000	0.99
51+000	0.73
52+000	1.01
53+000	0.58
54+000	0.32
55+000	1.63

Tabla 5.32. Desviación estándar valores de Modulo de reacción

ABSCISA	Promedio
50+000	22.39
51+000	23.12
52+000	12.13
53+000	22.81
54+000	22.63
55+000	22.78

Tabla 5.33 Promedio de Valores de Modulo de reacción

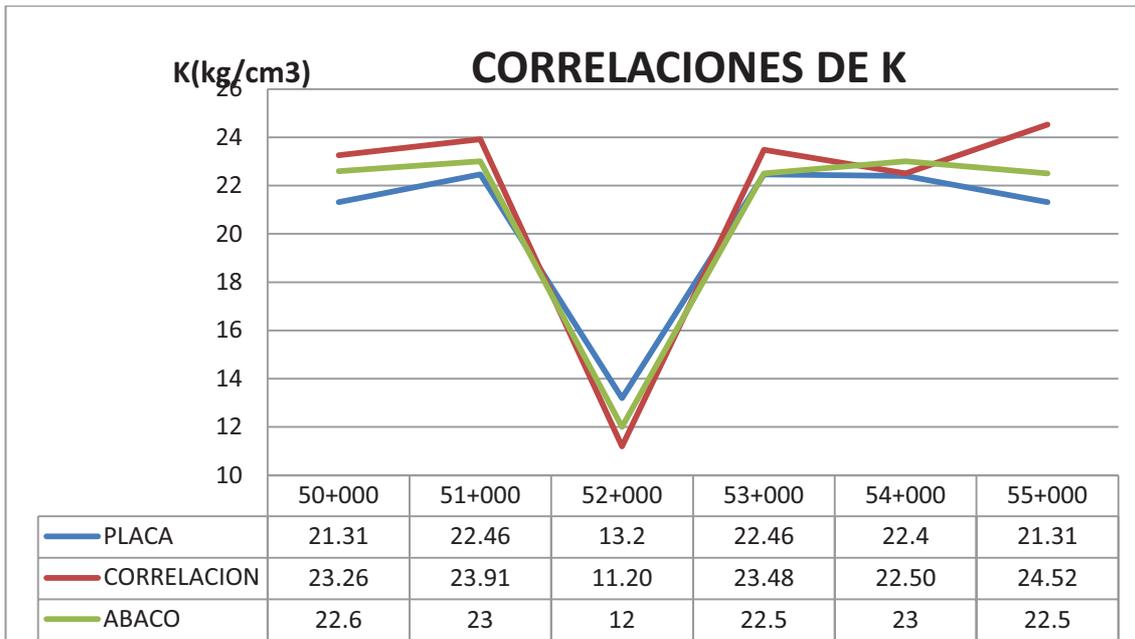


Fig. 5.18. Grafico Modulo de Reacción Vs. Abscisa

## CAPITULO VI

### 6.1 CONCLUSIONES

- En todo caso es importante aclarar que el pavimento rígido es poco sensible al valor de  $k$ , de manera que la influencia del tipo de suelo en el diseño de la losa no es muy grande.
- En los cuadros obtenidos se demuestra que el módulo de reacción  $k$ , se puede determinar a través de correlaciones.
- Los valores del módulo de reacción  $k$  determinado por correlaciones pueden variar en pequeñas cantidades.
- Los resultados de los ensayos en campo pueden variar si no se toma en cuenta los factores de corrección especificados en cada uno de los mismos.
- En el tramo de mayor cantidad de deterioros entre Girón y Lentag, se revisa el espesor del pavimento con un módulo  $K$  que no ha sido reducido por el factor de corrección. Se determina que el espesor debería estar por los 24 cm.
- El modelo de Westergaard hace referencia a un antecedente histórico de  $k$ , y modela la losa como elemento finito.

## 6.2 RECOMENDACIONES

- A pesar que el valor de K no influye de manera preponderante en el diseño de pavimentos se debe conocer el tipo de suelo para conocer la carga soportante del mismo.
- Considerar la posibilidad de colocado del concreto con equipos de alto rendimiento e inserción automática de barras pasajuntas y barras de amarre.
- En realización de los ensayos de campo debemos tener un factor de corrección para la calibración de los instrumentos utilizados.
- El pavimento rígido es sensible a la uniformidad del apoyo, en este sentido, en los casos en los que se conocer que puede presentarse un cambio brusco en el apoyo, y por ende la posibilidad de que se forme una fisura, puede colocarse una malla de acero que permita que las fisuras se mantengan unidas.
- Realizar un buen análisis para el diseño de los pavimentos y no tenga que sufrir nuestro país más problemas de infraestructura que afectan a la economía.
- Hacer uso de las correlaciones para encontrar el modulo de reacción con los diferentes autores de formulas y ábacos, ya que existe una diferencia en porcentajes pequeños que no afectar en el diseño del espesor de pavimento.
- Se recomienda mejorar los procesos constructivos en los siguientes temas:
  - Optimización del ajuste de las barras pasajuntas en los canastillos en el soporte no soldado ante posibles movimientos durante el colocado y vibrado.
  - Evitar la adición de agua en el alisado manual, esta puede aumentar la retracción por secado en la parte superior de la losa e incrementar la presencia de fisuras.
  - En realización de los ensayos de campo debemos tener un factor de corrección para la calibración de los instrumentos utilizados.

### 6.3 BIBLIOGRAFIA

Manual de Pavimentos Ing. Milton Torres (Febrero 2010)

Mecanica de Suelos I Ing. Milton Torres

Mecanica de Suelos II Ing. Milton Torres

<http://libro->

[pavimentos.blogspot.com/search/label/CARACTER%20DE%20LA%20SUBRASANTE](http://pavimentos.blogspot.com/search/label/CARACTER%20DE%20LA%20SUBRASANTE)

<http://civil.upb.edu/files/2010/11/EL-CONO-DIN%20MICO-DE-PENETRACI%20Y-SU-APLICACI%20EN-LA-EVALUACI%20-DE-SUELOS.pdf>

<http://libro->

[pavimentos.blogspot.com/search/label/CARACTER%20DE%20LA%20SUBRASANTE](http://pavimentos.blogspot.com/search/label/CARACTER%20DE%20LA%20SUBRASANTE)

<http://es.scribd.com/doc/37004202/6/VIII-1-6-MODULO-DE-REACCION-DE-LA-SUBRASANTE>

[http://icc.ucv.cl/geotecnia/03\\_docencia/02\\_laboratorio/manual\\_laboratorio/placa\\_de\\_carga.pdf](http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual_laboratorio/placa_de_carga.pdf)

## BIBLIOGRAFIA



### DATOS PERSONALES

Apellidos: FERNANDEZ PAUCAR

Nombres: CARLOS GIOVANNY

Cedula de Identidad: 1717753659

Fecha de nacimiento: 23 DE DICIEMBRE DE 1987

Lugar: QUITO

Ciudad: Quito

Dirección Domicilio: ANA PAREDES DE ALFARO S8-226 Y  
ALPAHUASI

Teléfonos domicilio: 022 614425

E-mail: ca-fernandez@hotmail.com

### FORMACIÓN ACADÉMICA

Primaria: Escuela Luis Alfredo Martínez (Quito-Ecuador), 1999

Secundaria: Instituto Tecnológico Superior "Policía Nacional" (Quito-Ecuador),  
1999

Estudios Superiores: Escuela Politecnica del Ejercito (Sangolqui-Ecuador),  
2012

### **CURSOS Y SEMINARIOS RECIBIDOS**

#### 3.1. COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE PICHINCHA

Administración Residencia y Fiscalización de Obra, ECUADOR, 2008

#### 3.2. COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE PICHINCHA

Calculo de Estructuras metálicas de Perfiles Laminados en Frio,  
ECUADOR, 2009

#### 3.3. CAMARA DE LA CONSTRUCCION DE QUITO

Congreso Internacional de la Construcción de Infraestructura y Vivienda,  
ECUADOR, 2011

#### 3.4. COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE PICHINCHA

Análisis de Precios Unitarios y Manejo del Programa Proexcel, ECUADOR,  
2012

### **EXPERIENCIA**

#### 1. CONSTRUCTORA DE LOS ANDES

1. Asistente de Residente de Obra ,2009

#### 2. CONSTRUCTORA BETAUNO

Residente de Obra,2012

### **IDIOMAS**

Español

Suficiencia del Idioma Ingles en la Escuela Politécnica del Ejército

## BIBLIOGRAFIA



### Datos Personales:

Nombre: María Belén Suárez Galarza

Fecha de nacimiento: 01 de mayo de 1987

E- mail: belen\_suarez19@hotmail.com  
mbsuarez@mtop.gob.ec

Dirección: Pasaje Guadalupano y los Guabos

Teléfono: 084959479

### Datos Académicos:

Bachiller: Colegio Nuestra Madre de la Merced

Título: Bachiller Físico Matemático.

Instrucción Superior: Escuela Politécnica del Ejército.

Carrera: Ingeniería Civil.

### Formación Complementaria:

- ESPE, Suficiencia de Inglés
- Ministerio de Transporte y Obras Pública, Diseño de Sobrecarpentas con el Método AASHTO 93 Y Método PCA, 16 horas
- Ministerio de Transporte y Obras Pública, Curso de Efectos Climáticos en el Diseño de Pavimentos Rígidos y programa EverFE, 20 horas.
- Ministerio de Transporte y Obras Pública, Curso de HDM-4 y conservación Vial, 120 horas.
- Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha, Manejo de SAP, 80 horas.
- Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha, AUTOCAD, 80 horas.
- Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha, Diseño de Cimentaciones, 40 horas.
- Colegio de Ingenieros Civiles del Guayas, Diseño de Sobrecarpentas, manejo de Dipav-2 20 horas.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas, Taller de Seguridad Vial, 24 horas.

### Datos Profesionales:

Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Ayudante de Laboratorio, Pasantías.

Universidad Politécnica Nacional, Residente de Obra, Pasantías,

Ministerio de Transporte y Obras Públicas, dos años de experiencia, asesor técnico en el despacho de Subsecretaría de Infraestructura de Transporte Terrestre, cargo actual.

Idioma:

Inglés.

Español

Referencias:

Ing. Milton Torres E.

Subsecretario de Infraestructura de Transporte Terrestre.

099846843

Ing. Arturo Zurita

Ministerio de Transporte y Obras Públicas

02-3974779

Ing. Andrea García

Coordinación de Estructuras.

099306123

## HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR:

---

María Belén Suarez Galarza

---

Giovanny Carlos Fernández Paucar

**DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.**

---

Ing. Jorge Zúñiga

Lugar y fecha: \_\_\_\_\_