



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

“Evaluación estructural vial para Azogues mediante el análisis de deflexiones aplicando la viga Benkelman”

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Autores:

Severo Fernando Carrasco Cantos

CI: 0302302047

Christian Javier Vizhñay Reyes

CI: 0105162291

Director:

Ing. Daniel Estuardo Mogrovejo Carrasco, PhD.

CI: 0301500476

Cuenca - Ecuador

17-octubre-2019



Resumen:

En el presente trabajo se realiza un plan de evaluación estructural para pavimentos flexibles en la ciudad de Azogues, el cual se basa en el análisis de deflexiones medidas en los pavimentos mediante la aplicación de la viga Benkelman, para esto se ha seguido el procedimiento indicado en la norma “Standard test procedure for Benkelman beam deflection measurements”, y para el análisis posterior se ha aplicado las metodologías de la AASHTO y del Instituto de Asfalto para determinar la condición estructural del pavimento, el refuerzo estructural necesario y su vida útil remanente. Se seleccionó como zona de estudio la sección de pavimento asfáltico de la avenida 16 de Abril. Con el fin de verificar que la viga esté funcionando correctamente, se pidió la colaboración de la Prefectura del Azuay para realizar mediciones en conjunto con su viga Benkelman, y mediante un análisis estadístico (Two-Sample Paired t-Test), se determinó que las diferencias entre las deflexiones de cada viga no son significativas en los resultados de la evaluación estructural, por lo que se concluyó que la viga Benkelman de la Municipalidad de Azogues proporciona información fiable. Los resultados de la evaluación estructural de cada calzada revelaron que la calzada derecha (Norte-Sur) tiene una capacidad estructural suficiente para resistir las repeticiones de carga proyectadas para el periodo de diseño planteado de 20 años y no requiere de refuerzo estructural, mientras que la calzada izquierda (Sur-Norte) requiere de un refuerzo estructural de 2 pulgadas para soportar las cargas proyectadas para el periodo de diseño.

PALABRAS CLAVE: Viga Benkelman. Evaluación estructural. Deflexión. Sobrecapa. AASHTO. Instituto de Asfalto.



Abstract:

In the present work, a structural evaluation plan for flexible pavements is carried out in the city of Azogues, which is based on the analysis of deflections measured in the pavements through the application of the Benkelman beam, for this the procedure indicated in the norm "Standard test procedure for Benkelman beam deflection measurements" has been followed, and for the subsequent analysis the methodologies of the AASHTO and the Asphalt Institute have been applied to determine the structural condition of the pavement, the necessary structural reinforcement and its remaining useful life. The asphalt pavement section of 16 de Abril Avenue was selected as the study area. In order to verify that the beam is functioning correctly, the collaboration of the Azuay Prefecture was requested to perform measurements in conjunction with its Benkelman beam, and through a statistical analysis (Two-Sample Paired t-Test), it was determined that the differences between the deflections of each beam are not significant in the results of the structural evaluation, so it was concluded that the Benkelman beam of the Municipality of Azogues provides reliable information. The results of the structural evaluation of each roadway revealed that the right roadway (North-South) has sufficient structural capacity to withstand the projected load repetitions for the proposed design period of 20 years and does not require structural reinforcement, while the left roadway (South-North) requires a 2-inch structural reinforcement to support the projected loads for the design period.

KEYWORDS: Benkelman beam. Structural evaluation. Deflection. Overlay. AASHTO. Asphalt Institute.



Índice del Trabajo

Contenido

1.	INTRODUCCIÓN	15
1.1	Antecedentes	16
1.2	Justificación	16
1.3	Alcance	17
1.4	Objetivos	17
1.4.1	General	17
1.4.2	Específicos	17
1.5	Zona de estudio	18
2.	MARCO TEÓRICO	19
2.1	Generalidades	19
2.1.1	Definición de pavimentos.....	19
2.1.2	Pavimentos Flexibles	20
2.1.3	Carpeta Asfáltica	20
2.1.4	Base	21
2.1.5	Subbase	21
2.1.6	Subrasante.....	21
2.1.7	Módulo de elasticidad.....	22
2.1.8	CBR	22
2.1.9	Gestión de pavimentos	23
2.1.10	Importancia de la evaluación de pavimentos	24
2.1.11	Evaluación estructural.....	24
2.1.12	Ensayo No Destructivo	25
2.1.13	Ensayo No Destructivo de Deflexión.....	25
2.1.14	Deflexión	26
2.1.15	Tipos de equipos para medir la deflexión	27
2.1.16	Viga Benkelman.....	30
2.1.17	Factores que afectan la magnitud de las deflexiones	31



2.2	Análisis estadístico	33
2.2.1	Two-Sample Paired t-Test	33
2.2.2	Valores atípicos	35
2.2.3	Regresión lineal	35
2.3	Tráfico.....	36
2.3.1	Tráfico Promedio Diario Anual	36
2.3.2	Número de ejes equivalentes (ESAL)	38
2.4	Ensayo de deflexión con viga Benkelman	41
2.4.1	Frecuencia de medición	41
2.4.2	Localización del punto de ensayo	41
2.4.3	Procedimiento de recolección de datos.....	42
2.4.4	Temperatura.....	43
2.5	Procesamiento de datos de ensayo de deflexión	43
2.5.1	Cálculo de deflexión	43
2.5.2	Predicción de temperatura	44
2.5.3	Corrección de la deflexión por temperatura.....	45
2.6	Sobrecapas de refuerzo estructural	46
2.6.1	Sobrecapas en pavimentos flexibles	46
2.6.2	Tipos de sobrecapas	46
2.6.3	Métodos de diseño de sobrecapa	47
2.7	Vida útil remanente.....	55
3.	Metodología	55
3.1	Validación de información deflectométrica	56
3.1.1	Análisis estadístico	57
3.2	Evaluación Estructural.....	77
3.2.1	Deflexión	77
3.2.2	Tráfico Promedio Diario Anual	87
3.2.3	Ejes Simples Equivalentes (ESAL)	94
3.2.4	Capacidad y Refuerzo Estructural	97
3.2.5	Vida Útil Remanente	110
4.	Análisis de resultados.....	111



4.1	Validación de información deflectométrica	111
4.2	Evaluación Estructural.....	116
5.	Conclusiones y recomendaciones	129
	Bibliografía	133
	Anexos.....	136

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Zona de estudio, Avenida 16 de Abril.	19
Figura 2.1	Sección de un pavimento flexible (Salazar, 2008).....	20
Figura 2.2	Curva de deflexiones (Bejarano, 2013).	26
Figura 2.3	Tipos de cuencos de deflexión (Bejarano, 2013).	27
Figura 2.4	Dynalect (Pérez, 2004).	28
Figura 2.5	Deflectómetro de impacto (Abad y Sangurima, 2018).....	28
Figura 2.6	Deflectómetro Lacroix (Pérez, 2004).....	29
Figura 2.7	Viga Benkelman (A la izquierda equipo del Municipio de Azogues, y a la derecha equipo de la prefectura del Azuay).	29
Figura 2.8	Esquema y principio de operación de la viga Benkelman (Hoffman, 1985).	30
Figura 2.9	Partes de la viga Benkelman (Hoffman, 1985).	30
Figura 2.10	Posicionamiento del camión y la viga Benkelman (Hoffman, 1985).....	42
Figura 2.11	Capacidad estructural versus número de aplicaciones de carga (Huang, 2004).	48
Figura 2.12	Factor de ajuste por temperatura (Huang, 2004).	53
Figura 3.1	Distribución de las diferencias de deflexiones entre las vigas.	64
Figura 3.2	Ilustración de los valores atípicos.	66
Figura 3.3	Viga Benkelman ELE 47-1460.	79
Figura 3.4	Dial Deformímetro ELE.	79
Figura 3.5	Camión Tipo V2DB.....	80
Figura 3.6	Pesado del Camión.	80
Figura 3.7	Esquema de toma de lecturas de deflexión.	82
Figura 3.8	Regresión lineal de tráfico horario acumulado.	91
Figura 3.9	Regresión lineal de factores horarios.....	91
Figura 3.10	Distribución de carga por eje en buses.	95
Figura 4.1	Regresión lineal para módulos resilientes MR, viga1 y viga2.	114
Figura 4.2	Regresión lineal para módulos efectivos E_p , viga1 y viga2.	114
Figura 4.3	Esquema de resultados de evaluación estructural para la Avenida 16 de Abril con viga 1 y 2.....	116
Figura 4.4	Deflexiones máximas con y sin corrección por temperatura de la calzada derecha.	118
Figura 4.5	Deflexiones máximas con y sin corrección por temperatura de la calzada izquierda. ..	119
Figura 4.6	Módulos resilientes MR (25, 50, 100 cm).....	120



Figura 4.7 Módulos resilientes MR (100, 125, 150 cm).	121
Figura 4.8 Módulos resilientes MR.....	121
Figura 4.9 Módulos efectivos Ep (25, 50, 100 cm).	122
Figura 4.10 Módulos efectivos Ep (100, 125, 150 cm).	122
Figura 4.11 Módulos efectivos Ep.	123
Figura 4.12 Esquema de clasificación de la subrasante según su CBR en la Avenida 16 de Abril... 125	
Figura 4.13 Esquema de resultados de evaluación estructural de la Avenida 16 de Abril.	128

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Módulos típicos de materiales para integrar capas de pavimentos (University of California Pavement Research Center, 2008).	22
Tabla 2.2 Tipo de subrasante según el valor de CBR (MTC, 2014).....	23
Tabla 2.3 Clasificación según el grado de correlación (Montgomery y Runger, 2011).	36
Tabla 2.4 Factor de carril de diseño (Huang, 2004).	39
Tabla 2.5 Frecuencia de medición (INVE 795, 2007).....	41
Tabla 2.6 Localización del punto de ensayo (INVE 795, 2007).....	42
Tabla 2.7 Valores de A y B en función de h (INVE 788, 2007).	45
Tabla 2.8 Confiabilidad sugerida para varias clasificaciones de vías (Huang, 2004).....	51
Tabla 2.9 Desviación estándar normal para varios niveles de confiabilidad (Huang, 2004).....	51
Tabla 3.1 Pares de datos de deflexión.	56
Tabla 3.2 Two-Sample Paired t-Test general.	59
Tabla 3.3 Two-Sample Paired t-Test particular.	60
Tabla 3.4 Diferencia de deflexiones entre las vigas.	62
Tabla 3.5 Determinación de valores atípicos.	64
Tabla 3.6 Two-Sample Paired t-Test general sin valores atípicos.	67
Tabla 3.7 Two-Sample Paired t-Test particular sin valores atípicos.....	68
Tabla 3.8 Offset para deflexiones de la viga 1.	70
Tabla 3.9 Two-Sample Paired t-Test general con valores de la viga 1 compensados.	72
Tabla 3.10 Two-Sample Paired t-Test particular con valores de la viga 1 compensados.	73
Tabla 3.11 Módulos resilientes y módulos efectivos, viga 1 y viga 2.....	76
Tabla 3.12 Two-Sample Paired t-Test para módulos resilientes.....	76
Tabla 3.13 Two-Sample Paired t-Test para módulos efectivos.....	77
Tabla 3.14 Lecturas de recuperación de la deflexión.....	83
Tabla 3.15 Cálculo de las deflexiones a una temperatura T del pavimento.	84
Tabla 3.16 Predicción de la temperatura a 40 mm del pavimento a partir de la temperatura superficial.	85
Tabla 3.17 Corrección de las deflexiones por temperatura.	86
Tabla 3.18 Conteo vehicular de la Avenida 16 de Abril.	88
Tabla 3.19 Conteo automático de tráfico de la Avenida 12 de Abril.	90



Tabla 3.20 Tráfico y factores horarios de las Avenidas 16 de Abril y 12 de Abril.	90
Tabla 3.21 Consumo de combustibles de la provincia del Cañar en 2018 (Petroecuador, 2018). ...	93
Tabla 3.22 TPDA para cada tipo de vehículo.....	94
Tabla 3.23 Distribución de carga por eje para camiones.....	95
Tabla 3.24 Cálculo del factor camión.....	96
Tabla 3.25 Cálculo de los ESAL.....	97
Tabla 3.26 Cálculo de números estructurales efectivos S_{Neff} con r 25.....	98
Tabla 3.27 Cálculo de números estructurales efectivos S_{Neff} con r 50.....	99
Tabla 3.28 Cálculo de números estructurales efectivos S_{Neff} con r 100.....	100
Tabla 3.29 Interpelación de las deflexiones a 125 y 150 cm.....	101
Tabla 3.30 Cálculo de números estructurales efectivos S_{Neff} con r 125.....	102
Tabla 3.31 Cálculo de números estructurales efectivos S_{Neff} con r 150.....	103
Tabla 3.32 Cálculo de Números Estructurales Efectivos S_{Neff}	104
Tabla 3.33 Cálculo de números estructurales futuros SN_f	105
Tabla 3.34 Cálculo de espesores de sobrecapa.....	106
Tabla 3.35 Deflexión representativa.....	108
Tabla 3.36 Cálculo del espesor de la sobrecapa.....	110
Tabla 3.37 ESAL para el presente año.....	110
Tabla 3.38 Vida útil remanente.....	111
Tabla 4.1 Resumen de Resultados, Two-Sample Paired t-Test.....	112
Tabla 4.2 Espesor de pavimento de refuerzo estructural, viga 1.....	114
Tabla 4.3 Espesor de pavimento de refuerzo estructural, viga 2.....	115
Tabla 4.4 Deflexiones máximas (D_{0c}) y Deflexión de diseño (dd).....	117
Tabla 4.5 Clasificación de la subrasante según el CBR.....	124
Tabla 4.6 Refuerzo estructural AASHTO e Instituto de Asfalto.....	126



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio
Institucional

Severo Fernando Carrasco Cantos en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Evaluación estructural vial para Azogues mediante el análisis de deflexiones aplicando la viga Benkelman", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 17 de octubre 2019.

Severo Fernando Carrasco Cantos

C.I: 0302302047



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio
Institucional

Christian Javier Vizhñay Reyes en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Evaluación estructural vial para Azogues mediante el análisis de deflexiones aplicando la viga Benkelman", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 17 de octubre 2019.

Christian Javier Vizhñay Reyes

C.I: 0105162291



Cláusula de Propiedad Intelectual

Severo Fernando Carrasco Cantos autor del trabajo de titulación "Evaluación estructural vial para Azogues mediante el análisis de deflexiones aplicando la viga Benkelman", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 17 de octubre 2019.

Severo Fernando Carrasco Cantos

C.I.: 0302302047



Cláusula de Propiedad Intelectual

Christian Javier Vizhñay Reyes autor del trabajo de titulación "Evaluación estructural vial para Azogues mediante el análisis de deflexiones aplicando la viga Benkelman", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 17 de octubre 2019.

Christian Javier Vizhñay Reyes

C.I: 0105162291



AGRADECIMIENTOS

Nuestro más cordial agradecimiento a nuestro director de tesis, Ing. Daniel Eduardo Mogrovejo Carrasco por su colaboración y orientación en la realización del presente trabajo, ya que nos supo guiar de la mejor manera con todos sus conocimientos, además de habernos tenido toda la paciencia del mundo ante cada duda. De la misma manera queremos agradecer al Ing. Jaime Bojorque por todas sus sugerencias y correcciones a lo largo de toda la realización de esta tesis. Finalmente agradecemos también a la Municipalidad de Azogues y a la Prefectura del Azuay por facilitarnos los equipos para llevar a cabo este proyecto.

Severo y Christian



DEDICATORIA

A mis padres Severo y Elena por el apoyo incondicional brindado a lo largo de mis estudios. A mis hermanos Francisco, Carolina y Giovanna por haberme brindado la confianza y seguridad de salir adelante.

Severo

A mis hermanos Edison y Mayra por haberme brindado todo su apoyo, por sus consejos y principalmente por la motivación constante que me ha permitido cumplir esta meta. A mi padre Roberto por ser mi ejemplo de superación, a mi madre Graciela por estar siempre conmigo brindándome todo su amor y a mi sobrino Juan por alegrarme todas las mañanas desde que llegó a esta vida.

Christian



1. INTRODUCCIÓN

Durante la vida útil de un pavimento, éste tiende a deteriorarse gradualmente debido a diversos factores tales como la humedad, variaciones de temperatura, o las cargas producidas por el tráfico (Montejo, 2006). Estos deterioros provocan deficiencias tanto funcionales como estructurales, disminuyendo el nivel de servicio de la vía, por lo que es importante realizar evaluaciones que permitan identificar y corregir dichas deficiencias. Los gobiernos municipales, como responsables de la construcción y conservación de las vías urbanas, necesitan contar con un plan adecuado para la evaluación de sus pavimentos, el cual se adapte a las condiciones, limitaciones y necesidades de cada ciudad, lo que le permita planificar, programar, priorizar y presupuestar mejor las obras viales, optimizando sus recursos económicos. Muchas ciudades alrededor del mundo, especialmente en los de países en vías de desarrollo, no cuentan con una adecuada planificación, ni estrategias adecuadas para la evaluación y mantenimiento de sus pavimentos, esta situación incide directamente en el confort, la seguridad y en el bolsillo de los usuarios (Fernández et al. 2015). La evaluación funcional de un pavimento establece el estado de la superficie de la vía basándose primordialmente en el análisis de los deterioros superficiales mediante inspecciones visuales, como por ejemplo la metodología del PCI (Pavement Condition Index) desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. (ASTM, 2008). Por otro lado, una evaluación estructural del pavimento cuantifica la capacidad portante del sistema pavimento-subrasante, para esto existen varias metodologías, desde procesos destructivos, los cuales alteran la integridad de la estructura del pavimento, así como también ensayos no destructivos, posibles gracias a nuevas tecnologías. Este documento plantea un plan de evaluación estructural para los pavimentos flexibles de la ciudad de Azogues, el cual se basa fundamentalmente en el análisis de deflexiones medidas en los pavimentos mediante un ensayo no destructivo



aplicando un equipo denominado viga Benkelman el cual posee el Municipio de esta ciudad.

1.1 Antecedentes

En la ciudad de Azogues existe una cantidad considerable de vías que se encuentran en un mal estado estructural y funcional, presentando una pobre condición en la estructura del pavimento y brindando un bajo nivel de servicio, los cuales son los factores más importantes a considerar en la gestión de infraestructuras y que derivan en problemas de clase social, económica y ambiental (Moretti et al. 2012). Muchas de las vías de la ciudad no reciben un correcto mantenimiento o se tarda mucho en realizar una rehabilitación, permaneciendo en mal estado por largos periodos de tiempo, esto se debe a que no existe un plan de gestión adecuado para la evaluación de las redes de pavimentos por lo que no se puede intervenir de manera óptima.

1.2 Justificación

Debido a que en la ciudad de Azogues existe la necesidad de implementar un método para la evaluación de su infraestructura vial, y aprovechando que la Municipalidad de Azogues cuenta con una viga Benkelman en desuso, se ha propuesto como proyecto de trabajo de titulación realizar un plan de evaluación estructural para los pavimentos flexibles de la ciudad, mediante ensayos no destructivos de deflexión realizados con la viga Benkelman. Con la información de deflexión será posible determinar la capacidad estructural del pavimento, esto sin alterar su estructura y con la posibilidad de aplicarlo en cualquier momento de su vida útil (Rondón & Reyes, 2015). Estas evaluaciones proporcionarán la información necesaria para realizar intervenciones viales adecuadas y óptimas, lo que derivará en mejores carreteras para la ciudad, impulsando el desarrollo de esta y mejorando la calidad de vida de todos sus ciudadanos.



1.3 Alcance

En este proyecto se realiza una evaluación estructural de un pavimento flexible representativo de la ciudad de Azogues, basado en el análisis de deflexiones obtenidas mediante la aplicación de la viga Benkelman, por medio de las metodologías de la AASHTO y del Instituto de Asfalto, determinando la deficiencia estructural de la vía y proporcionando un refuerzo estructural adecuado. Esta evaluación servirá al GAD Municipal de Azogues como una guía de aplicación de todo el proceso referente, para futuras evaluaciones de cualquier pavimento flexible de la ciudad. Además, se verifica el correcto funcionamiento del equipo usando la viga Benkelman de la Prefectura del Azuay como referencia, lo cual habilita el equipo y fomenta su uso para futuras evaluaciones estructurales. Esta metodología está limitada a pavimentos flexibles, ya que la aplicación de la viga Benkelman no es apta para pavimentos rígidos (Huang, 2004).

1.4 Objetivos

1.4.1 General

Realizar un plan de evaluación estructural de pavimentos mediante el análisis de la información de deflexión medida con la viga Benkelman que posee la Municipalidad de Azogues y aplicarlo a una porción representativa de los pavimentos flexibles de dicha ciudad, proporcionando alternativas de solución técnicas a las deficiencias que se presenten.

1.4.2 Específicos

- Calibrar la viga Benkelman que posee la Municipalidad de Azogues tomando como referencia la viga Benkelman de la Prefectura del Azuay, proporcionando factores de corrección de ser necesario.



- Emplear la viga Benkelman en una porción representativa de los pavimentos flexibles de la ciudad de Azogues, las cuales presenten deterioros superficiales relacionados con deficiencias estructurales para medir las deflexiones en la estructura del pavimento.
- Analizar los datos de deflexión obtenidos y procesar los mismos para determinar su condición estructural y tiempo de vida útil.
- Proponer soluciones de mantenimiento o rehabilitación de acuerdo a la evaluación realizada.
- Modelar un plan de evaluación vial para el GAD Municipal de Azogues.

1.5 Zona de estudio

Se ha seleccionado como zona de estudio el tramo de pavimento flexible de la Avenida 16 de Abril ubicada en la ciudad de Azogues, provincia del Cañar. El tramo está comprendido entre las coordenadas UTM (WGS84) 739,287 E – 9,694,311 N y 738,423 E – 9,692,246 N. (ver Figura 1.1). La vía consta de dos calzadas de 7.6 metros de ancho y dos carriles cada una, con una longitud de aproximadamente 1.1 Kilómetros. Según la información proporcionada por el Departamento de Obras Públicas del Municipio de Azogues, la estructura del pavimento está conformada por una subbase de 12 pulgadas, una base de 12 pulgadas y una carpeta de rodadura de 4 pulgadas, pese a que en el diseño original estaba previsto una carpeta de rodadura de 7 pulgadas, por lo que está pendiente la colocación de 3 pulgadas de pavimento asfáltico. A pesar de que es una vía relativamente nueva, construida en el año 2017, el pavimento presenta una leve presencia de deterioros superficiales indicadores de una posible deficiencia estructural, tales como piel de cocodrilo y bombeo, ambos de baja severidad. Este pavimento representa el estado superficial de muchos de los pavimentos flexibles de la ciudad.

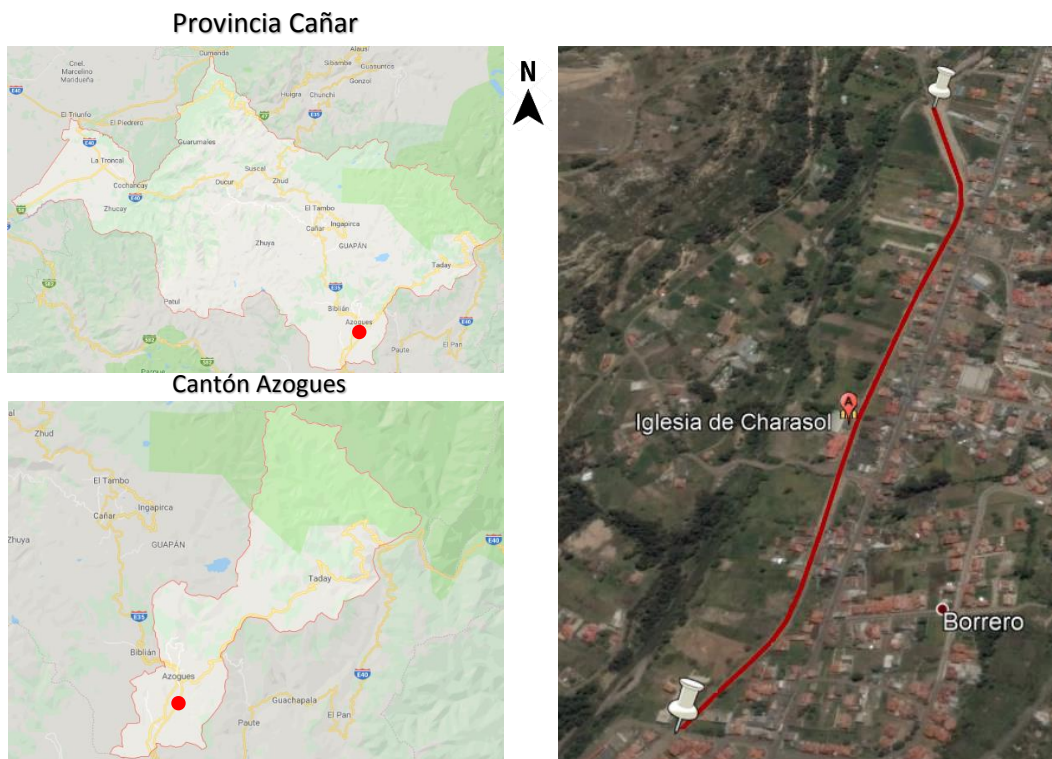


Figura 1.1 Zona de estudio, Avenida 16 de Abril.

2. MARCO TEÓRICO

En este capítulo se desarrolla una revisión de la bibliografía existente, referente a conceptualización de pavimentos flexibles, metodología de evaluación estructural y parámetros necesarios para su diseño, aplicando el método AASHTO y del Instituto de Asfalto, con la finalidad de obtener conceptos claros previo a realizar el trabajo de campo y determinar las actividades de mantenimiento y rehabilitación para la Avenida 16 de Abril en Azogues.

2.1 Generalidades

2.1.1 Definición de pavimentos

Se denomina pavimento a la estructura compuesta por un conjunto de capas diseñadas y construidas con materiales apropiados y adecuadamente compactados

que se hallan superpuestas horizontalmente. Esta estructura descansa sobre la subrasante del terreno, que se consigue mediante el movimiento de tierras en el proceso de exploración, y que se diseña para resistir adecuadamente los esfuerzos que las cargas repetidas del tránsito le transmiten durante todo el período de diseño del pavimento (Montejo, 2002).

2.1.2 Pavimentos Flexibles

Los pavimentos flexibles están constituidos por una carpeta bituminosa que se encuentra apoyada, habitualmente sobre dos capas no rígidas, llamadas base y subbase. Sin embargo, puede prescindirse de cualquiera de estas dos capas dependiendo de las necesidades que requiera la obra (Álvares et al, 2016). Estas tres capas del pavimento se apoyan sobre la subrasante del terreno, que tiene como función principal resistir los esfuerzos provenientes de las cargas de tráfico. El espesor de cada capa que integra el pavimento flexible debe considerar 2 factores de gran importancia, como son factores económicos y servicio para satisfacer las necesidades del usuario (Montejo, 2002).

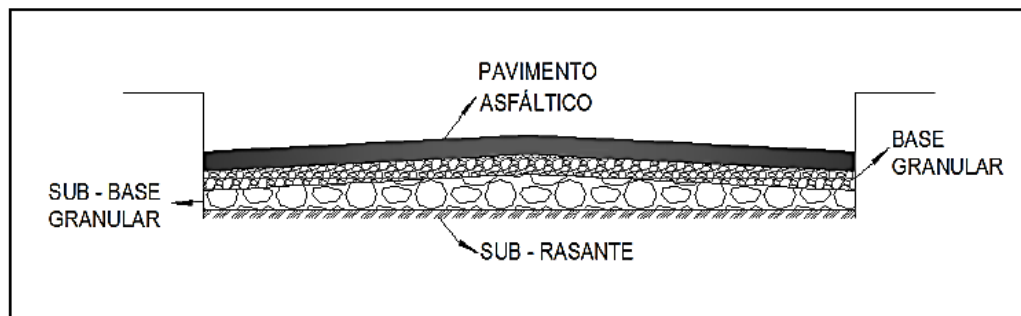


Figura 2.1 Sección de un pavimento flexible (Salazar, 2008).

A continuación, se detalla cada uno de sus elementos:

2.1.3 Carpeta Asfáltica

Es una capa relativamente delgada compuesta por una mezcla de material bituminoso de asfalto, que debe proporcionar una superficie de rodamiento



adecuada. Su objetivo principal es proteger la base de los esfuerzos destructivos del tránsito e impedir el paso del agua a las capas inferiores. Además, es de gran importancia determinar un contenido óptimo de asfalto, que garantice que la carpeta cumpla con lo anteriormente mencionado; se debe considerar que un exceso de asfalto puede provocar una pérdida de estabilidad en la carpeta asfáltica e incluso hacer resbalosa la superficie (Montejo, 2002).

2.1.4 Base

La base es la capa que se ubica sobre la subbase y debajo de la carpeta asfáltica. Tiene como función resistir los esfuerzos producidos por las cargas del tránsito, distribuirlos y transmitirlos a la subbase hasta llegar a la subrasante. Las bases pueden ser elaboradas de materiales granulares como piedras trituradas, gravas o mezclas naturales de agregados, pero al ser una capa que aporta resistencia, en ciertos casos es necesario usar mezclas bituminosas, mezclas estabilizadas con cemento portland o algún otro ligante con el fin de garantizar una resistencia adecuada, este tipo de bases se denominan “estabilizadas” (Timaná, 2012).

2.1.5 Subbase

Es la capa de material de mejoramiento que se coloca sobre la subrasante y debajo de la base. Esta capa tiene como función transmitir los esfuerzos provocados por las cargas de tráfico producidos en la carpeta asfáltica hasta la subrasante. Esta capa también sirve como drenaje del agua que logra infiltrarse de las capas superiores, evita la ascensión capilar, debe controlar o eliminar en lo posible los cambios de volúmenes asociados a la humedad presente en la subrasante, evitando que se refleje en la superficie del pavimento (Timaná, 2012).

2.1.6 Subrasante

Conocido también como “terreno de fundación”, ejerce de apoyo o fundación del pavimento luego de haber realizado las acciones de corte y relleno para su posterior



compactación con una humedad óptima determinada previamente mediante ensayos. Una vez compactada deberá tener una resistencia adecuada a las cargas de tránsito que soportará.

La capacidad de la subrasante es de gran importancia ya que el espesor del pavimento, depende en gran parte de ella. En los casos en que la subrasante tenga una pésima capacidad, es necesario reemplazar el material del suelo por uno de mayor calidad o estabilizar con cemento, cal o algún otro aglomerante (Timaná, 2012).

2.1.7 Módulo de elasticidad

Es un parámetro que representa la capacidad de un material de regresar a su estado original después de aplicada una carga, en pavimentos flexibles, el módulo de elasticidad de las capas que lo conforman, así como el módulo de elasticidad de la subrasante, también conocido como módulo resiliente, son un parámetro primordial para su diseño y evaluación. Una subrasante con mayor módulo de elasticidad es más rígida que una con menor módulo de elasticidad (AASHTO, 1993).

En la Tabla 2.1 se presenta el rango de elasticidad para diferentes materiales que generalmente conforman la estructura del pavimento.

Tabla 2.1 Módulos típicos de materiales para integrar capas de pavimentos (University of California Pavement Research Center, 2008).

Material	Rango(MPa)
Mezcla asfáltica en caliente (a 20°C)	3000-4000
Concreto con cemento Portland	14000-56000
Materiales estabilizados	35-14000
Materiales no estabilizados	35-690

2.1.8 CBR

El CBR (California Bearing Ratio) es un ensayo desarrollado por el Departamento de Transportes de California y aceptado alrededor del mundo, con el objetivo de determinar la capacidad de soporte de un suelo, compactado a diferentes niveles a



una humedad óptima, este ensayo se usa en general para evaluar la calidad relativa de suelos para subrasante, subbase y bases mediante la norma ASTM D-1883.

Una relación entre el CBR y el Módulo Resiliente M_R está dada por la ecuación siguiente:

$$M_R = 1500 \times CBR \quad (2.1)$$

Donde el módulo resiliente (M_R) está en psi. Esta correlación provee mejores resultados con valores de CBR menores a 20 (Huang, 2004).

La subrasante se puede clasificar de acuerdo al valor de su CBR como se muestra en la Tabla 2.2 (MTC, 2014).

Tabla 2.2 Tipo de subrasante según el valor de CBR (MTC, 2014)

Categorías de la subrasante	CBR
S0 = Subrasante Inadecuada	CBR < 3%
S1 = Subrasante Pobre	3% ≤ CBR < 6%
S2 = Subrasante Regular	6% ≤ CBR < 10%
S3 = Subrasante Buena	10% ≤ CBR < 20%
S4 = Subrasante Muy Buena	20% ≤ CBR < 30%
S5 = Subrasante Excelente	CBR ≥ 30%

2.1.9 Gestión de pavimentos

La gestión de pavimentos se refiere al conjunto de actividades vinculadas con todos los elementos que integran una infraestructura vial, donde el objetivo principal es tener una evaluación continua del estado del pavimento para brindar al usuario la seguridad, confort y economía conforme a las limitaciones económicas, técnicas, políticas y ambientales, lo que permite evaluar la toma de decisiones (Montoya, 2007).

En otras palabras, la gestión de pavimentos es un proceso seguido para la toma de decisiones a partir de alternativas sobre actividades de mantenimiento y rehabilitación deben ejecutarse.



2.1.10 Importancia de la evaluación de pavimentos

Conocer el estado en el que se encuentra un pavimento permite optimizar los costos de mantenimiento y/o rehabilitación, además de prolongar la vida útil de las vías, evita gastos mayores en el futuro y brinda un servicio óptimo a los usuarios.

La objetividad en el proceso de evaluación es de gran importancia. Para que los informes tengan criterios técnicos apropiados, se requiere de personal capacitado para efectuar las evaluaciones para que los datos tengan credibilidad y precisión, de esta manera se pueden realizar las operaciones de mantenimiento más convenientes. Las mediciones están sujetas a tener una desviación estándar entre la realidad y lo obtenido en muestras. La desviación que se obtiene puede corresponder a dos causas principales (Shahin, 2005):

- Variabilidad de las unidades, dado que las unidades son la base para los análisis que se desarrollarán.
- Diversidad de la respuesta dentro de cada unidad, puesto que se vincula con la fiabilidad de la eventual rehabilitación.

2.1.11 Evaluación estructural

Existen diferentes metodologías para determinar la condición estructural del pavimento, tradicionalmente los métodos destructivos se han empleado para hallar esta condición, como ejemplo se tienen las perforaciones, que modifican el comportamiento del pavimento (Jiménez Sánchez, 1998). Esta metodología tiene la desventaja de ser cara, lenta, y además altera el equilibrio del sistema al perforar y es destructiva, lo que ocasiona alteraciones en los materiales. Actualmente, existen alternativas no destructivas, que permiten determinar la capacidad estructural del pavimento, con la ventaja de que no altera su estructura y que se puede realizar en cualquier momento de su vida de servicio (Rondón y Reyes, 2015).



2.1.12 Ensayo No Destructivo

Los ensayos no destructivos en los pavimentos, como su nombre lo indica consisten en realizar mediciones en o cerca de la superficie del pavimento sin alterar o destruir la estructura del mismo, y relacionar los resultados con las propiedades del pavimento y mediante estas proporcionar una evaluación o diagnóstico de la capacidad estructural del pavimento, tales mediciones pueden ser repetidas tantas veces como sea necesario lo cual es una ventaja frente a los métodos destructivos (Jiménez Sánchez, 1998). Existen varios tipos de ensayos no destructivos, los cuales involucran el uso de propagación de ondas, impacto de martillo, radar de sondeo terrestre, entre otros (Huang, 2004), de estos destaca el ensayo no destructivo de deflexión, el cual será tratado en este trabajo de titulación.

2.1.13 Ensayo No Destructivo de Deflexión

Las medidas de deflexión tienen largo tiempo de ser usadas para la evaluación de la capacidad estructural de los pavimentos, en los pavimentos flexibles, éstas pueden ser usadas para retro-calcular el módulo de elasticidad de varios componentes de la estructura de dicho pavimento o de la subrasante bajo este (Huang, 2004). Si se aplica adecuadamente, los ensayos de deflexión pueden proporcionar información bastante valiosa y eficiente en términos de costo, tiempo y esfuerzo, sin embargo, el análisis de los datos obtenidos puede ser muy sensible a condiciones desconocidas y deben ser realizadas por profesionales experimentados (AASHTO, 1993). Existen varios equipos que trabajan con carga estática o dinámica sobre el pavimento para llevar a cabo las medidas de deflexión, cada uno con sus ventajas y desventajas, los más comunes serán descritos más adelante incluyendo la viga Benkelman, el cual es el equipo a utilizar en este estudio.

2.1.14 Deflexión

La medida de deflexión de un pavimento es el valor que representa la respuesta estructural ante la aplicación de una carga vertical externa. También se define como el desplazamiento vertical del paquete estructural de un pavimento ante la aplicación de una carga; generalmente, la carga es producida por el tránsito vehicular (Higuera, 2009). Cuando se aplica una carga en la superficie no solo se desplaza el punto bajo su aplicación, produciendo una deflexión máxima, sino que también se desplaza una zona alrededor del eje de aplicación de la carga, que se denomina curva o cuenco de deflexión (ver Figura 2.2).

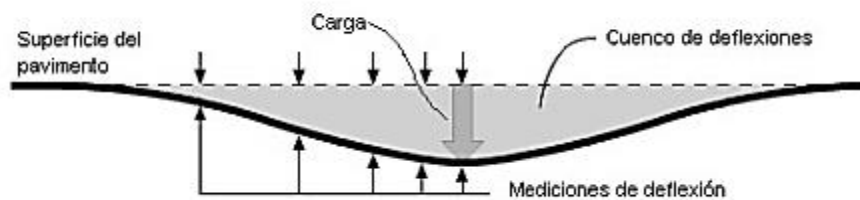


Figura 2.2 Curva de deflexiones (Bejarano, 2013).

La deflexión permite ser correlacionada con la capacidad estructural de un pavimento, de manera que, si la deflexión es alta en un modelo estructural, la capacidad estructural del modelo de pavimento es débil o deficiente, y lo contrario, si la deflexión es baja, quiere decir que el modelo estructural del pavimento tiene buena capacidad estructural.

La forma y dimensión del cuenco de deflexiones indica información importante acerca de las características estructurales del pavimento y su subrasante. Las deflexiones medidas hacia el extremo del cuenco reflejan la condición de la subrasante, mientras que la medida en el centro de aplicación de carga refleja la condición del pavimento evaluado (Bejarano, 2013).

En la Figura 2.3 se observa la evaluación de la subrasante y el pavimento de acuerdo a la extensión (L_o) y profundidad máxima (D_o) del cuenco.

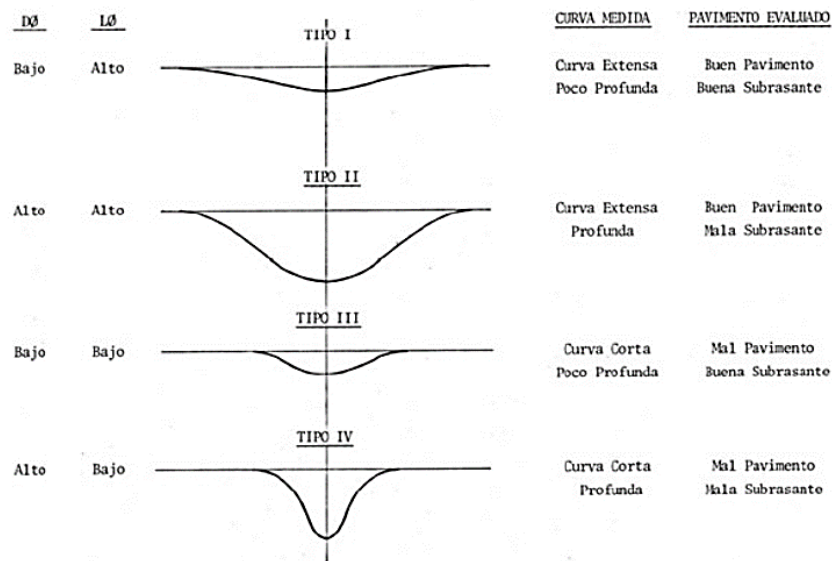


Figura 2.3 Tipos de cuencos de deflexión (Bejarano, 2013).

2.1.15 Tipos de equipos para medir la deflexión

Los tipos de equipos descritos en la ASTM D4695–03 para determinar la capacidad estructural de los pavimentos mediante la deflexión son:

2.1.15.1 Equipo dinámico de aplicación de carga

Utiliza un generador de fuerza dinámica para producir una carga dinámica. El generador de fuerza puede ser una masa giratoria o un mecanismo actuador hidráulico controlado por un servo controlador. La frecuencia y magnitud de las cargas dinámicas pueden ser modificadas por el operador. Las fuerzas dinámicas máximas varían de 2.2 a 35.5 kN (500 a 8000 lbf). Los dispositivos de medición de deflexión deben tener cinco o más sensores para medir satisfactoriamente el cuenco de deflexión. Un ejemplo de este tipo de equipos es el Dynaflect (ver Figura 2.4).



Figura 2.4 Dynaflect (Pérez, 2004).

2.1.15.2 Equipo de impulso

Crea una carga de impulso en el pavimento al dejar caer una masa desde una altura variable sobre un sistema de amortiguación de goma o resorte. El dispositivo generador de fuerza debe poder elevarse a una o más alturas predeterminadas y caer. El pulso de fuerza debe aproximarse a la forma del tipo sinusoidal y se puede lograr una fuerza máxima en el rango de 7 a 105 KN (1,500 a 24,000 lbf). El dispositivo de carga por impulsos deberá medir las deflexiones de la superficie del pavimento utilizando siete o más sensores. El deflectómetro de impacto FWD (ver Figura 2.5) es un ejemplo de este tipo de equipos.



Figura 2.5 Deflectómetro de impacto (Abad y Sangurima, 2018).

2.1.15.3 Equipo estático semi-continuo

Este tipo de equipos opera bajo el principio de doble brazo de palanca. El vehículo utilizado para transportar este dispositivo es un camión con una carga de prueba en el eje posterior de 130 kN (29,000 lbf). El vehículo de prueba deberá estar equipado con un brazo de palanca doble, cuya geometría y tamaño permiten medir la deflexión máxima de la superficie del pavimento en ambas trayectorias de las ruedas. Un ejemplo de este tipo de equipos es el deflectómetro Lacroix (ver Figura 2.6).



Figura 2.6 Deflectómetro Lacroix (Pérez, 2004).

2.1.15.4 Equipo estático discontinuo

Este equipo funciona con el principio de brazo de palanca simple. El vehículo utilizado para impartir la carga de ruedas al pavimento es un camión con una carga de prueba mínima de 80 kN (18,000 lbf) en el eje posterior. La viga Benkelman (ver Figura 2.7) es un ejemplo de este tipo de equipos.



Figura 2.7 Viga Benkelman (A la izquierda equipo del Municipio de Azogues, y a la derecha equipo de la prefectura del Azuay).

2.1.16 Viga Benkelman

La viga Benkelman es un equipo completamente mecánico y funciona bajo el principio de palanca, tal como se esquematiza en la Figura 2.8.

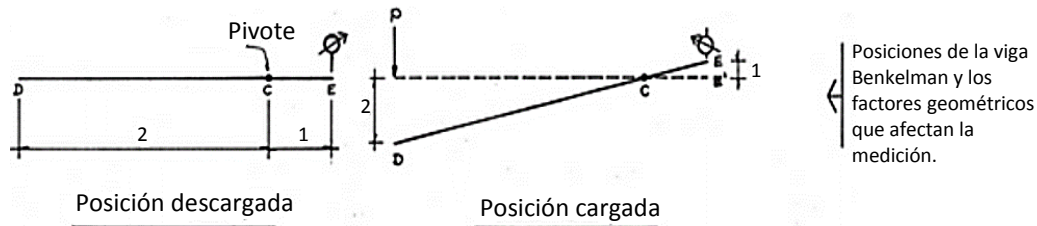


Figura 2.8 Esquema y principio de operación de la viga Benkelman (Hoffman, 1985).

La viga está conformada por dos partes (ver Figura 2.9), la primera es un cuerpo fijo que se asienta en la superficie del pavimento mediante tres apoyos, dos delanteros fijos en el punto "A" y otro regulable en el punto "B". La segunda parte consta de un brazo móvil que se acopla a una articulación de giro o pivote en el punto "C", uno de los extremos de este brazo (DE) se encuentra apoyado sobre el pavimento en el punto "D" y el otro extremo en contacto con el vástago de un extensómetro de movimiento vertical en el punto "E" (Hoffman, 1985).

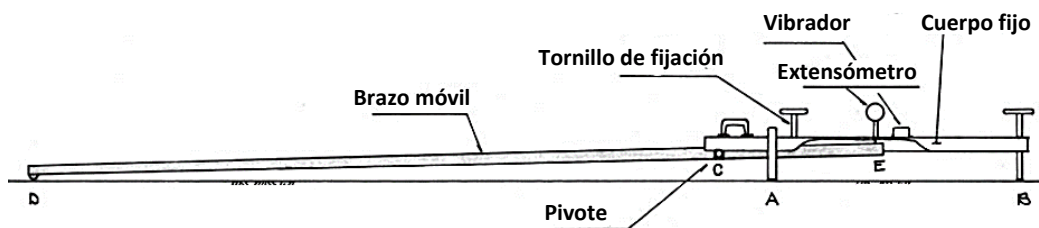


Figura 2.9 Partes de la viga Benkelman (Hoffman, 1985).

Adicionalmente, algunos equipos poseen un vibrador incorporado que, al ser presionado durante el ensayo, evita que el dial indicador se trabe ante cualquier interferencia exterior que pueda afectar las lecturas de deflexión.



2.1.17 Factores que afectan la magnitud de las deflexiones

Son varios los factores que afectan las mediciones de deflexión en un pavimento. Por tal motivo la interpretación de los resultados es en cierto modo compleja. Los factores más importantes son: la carga, el pavimento mismo y el clima.

2.1.17.1 Factores debidos a la carga

El valor de la deflexión obtenida en el pavimento se ve afectado por el tipo y magnitud de la carga que se aplica. A medida que la carga aumenta, la deflexión resultante es mayor, aunque la relación con que ello ocurre no es lineal, ya que generalmente, el comportamiento de los suelos de subrasante y de los materiales granulares varía de acuerdo al estado de esfuerzos al que se encuentren sometidos (INVIAS, 2008).

Se debe tener presente que, aunque la carga aplicada por diferentes equipos sea la misma, la deflexión del pavimento puede ser diferente, debido a que las diferencias relacionadas al tipo de carga tienden a originar respuestas distintas del pavimento. El tiempo de aplicación de la carga afecta las deflexiones, ya que mientras menor sea el pulso de carga, menor es la deflexión que sufre la estructura (National Highway Institute, 1998).

2.1.17.2 Factores debidos al pavimento

Las características y la condición en la que se encuentra un pavimento pueden ocasionar considerables variaciones en las mediciones de deflexión. Algunos ejemplos son los siguientes (INVIAS, 2008):

- Para un mismo diseño de pavimento, las deflexiones obtenidas en sectores de áreas deterioradas son por lo general, mucho más grandes que las obtenidas en áreas de pavimento en buen estado.
- Las deflexiones son mayores en la huella externa que las medidas en la huella interna y que las obtenidas entre las dos bandas de rodadura.



- Las deflexiones medidas cerca de estructuras hidráulicas como alcantarillas, puentes, entre otros, son mayores que las obtenidas en otros puntos del pavimento.
- Los cambios en la estructura del pavimento o en el tipo de suelo de subrasante afectan la medida de la deflexión.
- La heterogeneidad en la rigidez del pavimento, debido a factores como diferencias en la compactación de sus capas, en las características de los materiales y en la humedad, pueden originar considerables variaciones en las deflexiones en trayectos relativamente cortos.

2.1.17.3 Factores debidos a las condiciones climáticas

Gracias a la ausencia de estaciones, los pavimentos en Ecuador no se ven afectados a los ciclos de congelamiento y deshielo que perjudican de manera agresiva el comportamiento y la respuesta de los pavimentos en ciertas épocas del año en otras latitudes. No obstante, tanto la temperatura como las lluvias son factores que intervienen en la respuesta elástica de los pavimentos (INVIAS, 2008).

2.1.17.4 Efecto de la temperatura

A medida que la temperatura ambiente asciende, la temperatura de las capas bituminosas también lo hacen, esto conlleva a que la deflexión del pavimento incremente debido al ablandamiento que sufre el asfalto, con la consecuente reducción en la rigidez de la mezcla. Sin embargo, cuando la temperatura es muy elevada, empieza a intervenir la deformación plástica de la mezcla, debido al predominio de las propiedades viscosas del asfalto, lo que se expresa en una disminución de la respuesta elástica del pavimento y, en consecuencia, de las deflexiones. Este efecto se evidencia cuando las deflexiones se determinan mediante sistemas de carga estática. Para evitar errores de interpretación, no se recomienda realizar estos ensayos cuando la temperatura de las capas asfálticas supere los 40°C (INVIAS, 2008).



2.1.17.5 Efecto de las lluvias

Las lluvias provocan el aumento de humedad en las capas inferiores del pavimento y en la subrasante, que se traduce en debilidad de las mismas y en incrementos en los valores de deflexión y que se evidencia aún más, si las capas superiores de la estructura se encuentran fisuradas. Si las deflexiones se miden en los periodos críticos (época de lluvias intensas, nivel freático elevado, etc.), las mediciones obtenidas serán las máximas posibles, pero si las lecturas se determinan en época seca, los valores obtenidos serán inferiores (INVIAS, 2008).

En conclusión, si se tiene previsto medir las deflexiones una única vez, el ingeniero debe elegir un período de prueba que sea representativo de las condiciones de resistencia del pavimento durante la mayor parte del año (Federal Aviation Administration, 2004).

Una vez conocidos todos los conceptos teóricos generales relacionados con la viga Benkelman, a continuación, se describirán los conceptos teóricos relacionados con la metodología aplicada en este trabajo.

2.2 Análisis estadístico

El propósito de este tema es proporcionar conceptos estadísticos que permitan determinar si el funcionamiento de la viga Benkelman del Municipio de Azogues es correcto, comparándolo estadísticamente con las mediciones de la viga de la Prefectura del Azuay.

2.2.1 Two-Sample Paired t-Test

Es un análisis estadístico que se utiliza para comparar las medias entre dos grupos de una variable. Las medias de los dos grupos generalmente representan dos tiempos o condiciones diferentes pero relacionadas entre sí. El propósito de la prueba es determinar si existe evidencia de que la diferencia media entre las observaciones pareadas es estadísticamente significativa o no. La variable usada en esta prueba es conocida como variable dependiente y debe ser una variable



cuantitativa continua, medida a dos tiempos o condiciones diferentes pero relacionadas (Montgomery y Runger, 2011).

Para el análisis se utilizan las siguientes expresiones (Ott y Longnecker, 2010):

$$t_{obs} = \frac{y_2 - y_1}{\frac{S_D}{\sqrt{n}}} \quad (2.2)$$

$$S_D = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (d_i - (y_2 - y_1))^2} \quad (2.3)$$

donde:

t_{obs}: valor-*t* observado que será comparado con el valor $t_{n-1, \alpha/2}$.

y₁ y *y₂*: media de todos los datos de cada una de las características analizadas respectivamente.

S_D: desviación estándar del promedio de las diferencias individuales de cada par de datos (*d_i*) con respecto a la diferencia de las medias (*y₂*-*y₁*).

$t_{n-1, \alpha/2}$: valor escogido de la tabla de distribución *t*, que se muestra en el Anexo 1, (*n-1*) son los grados de libertad que está en función del número de muestra *n* y α es el nivel de significancia que corresponde al nivel de confianza escogido para el análisis, este se divide para 2 ya que se considera las dos colas de la distribución debido a la hipótesis planteada en la siguiente expresión.

$$|t_{obs}| > t_{n-1, \alpha/2} \quad (2.4)$$

Si la hipótesis se cumple, las diferencias entre los datos analizados son estadísticamente significativas.



2.2.2 Valores atípicos

En estadística un valor atípico o outlier, es una observación que es numéricamente distante del resto de los registros de la muestra, requiriendo la revisión de su calidad con el fin de asegurar que las conclusiones obtenidas de dicha muestra, correspondan a la realidad estudiada (Hernández, 2015). Para identificar los valores atípicos, uno de los métodos más adecuados es el Lambert H. Koopmans (Milton, 2007), el cual se sintetiza a continuación:

Se calculan los cuartiles Q1 y Q3, y el rango intercuartil (RI).

El cuartil 1 (Q1) es primer valor que se encuentra en o por encima del 25% de los datos ordenados, es decir en la posición $n/4$.

El cuartil 3 (Q3) es el primer valor que se encuentra en o por encima del 75% de los datos ordenados, es decir en la posición $n3/4$.

El rango intercuartil es la diferencia entre el cuartil 3 y el cuartil 1: $RI=Q3-Q1$

Los límites fuera de los cuales un valor se considera como atípico se denominan valores atípicos leves, S1 y S3 y se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$S1 = Q1 - 1.5RI \quad (2.5)$$

$$S3 = Q3 + 1.5RI \quad (2.6)$$

Por lo tanto, los valores que se encuentren fuera del rango (S1-S3) serán considerados como valores atípicos.

2.2.3 Regresión lineal

En estadística la regresión lineal o ajuste lineal es un modelo matemático usado para aproximar la relación de dependencia entre una variable dependiente Y, que es la que se determina, y las variables independientes Xi, que son las utilizadas para determinar la variable dependiente. El análisis de regresión entre dos variables



se define como regresión lineal simple, mientras que si existen más de dos variables se denomina como regresión lineal múltiple (Montgomery y Runger, 2011).

El porcentaje de ajuste que se logra con el modelo es representado por el coeficiente de determinación R^2 , a mayor porcentaje, mejor es el modelo para predecir el comportamiento de la variable Y (Montgomery y Runger, 2011).

El parámetro que define la interdependencia de dos variables aleatorias X y Y se denomina coeficiente de correlación r , el cual es la raíz del coeficiente de determinación R^2 y se encuentra entre el rango de -1 y 1. Un valor de -1 apunta a una relación lineal negativa perfecta en las variables comparadas, mientras que un valor de 1 apunta a una relación lineal positiva perfecta entre las dos variables (Canavos, 2001). La Tabla 2.3 presenta el grado de correlación de acuerdo al rango en el que se encuentre el coeficiente r .

Tabla 2.3 Clasificación según el grado de correlación (Montgomery y Runger, 2011).

	$r = 1$	$r = -1$
Correlación perfecta		
Correlación excelente	r entre 0.9 y 1	r entre -1 y -0.9
Correlación aceptable	r entre 0.8 y 0.9	r entre -0.9 y -0.8
Correlación regular	r entre 0.6 y 0.8	r entre -0.8 y -0.6
Correlación mínima	r entre 0.3 y 0.6	r entre -0.6 y -0.3
Ausencia de correlación	r entre 0 y 0.3	r entre -0.3 y 0

2.3 Tráfico

2.3.1 Tráfico Promedio Diario Anual

El tráfico promedio diario anual (TPDA) equivale al valor promedio de los flujos vehiculares diarios correspondientes a un año calendario. Para determinar el TPDA, lo óptimo es realizar mediciones continuas automáticas, durante al menos un año en los tramos de análisis del proyecto, cuando no se puede realizar estas mediciones se realizan conteos muestrales que con la aplicación de factores de estimación del tráfico permitan obtener un valor muy aproximado del TPDA (NEVI-12-MTOP, 2013).



2.3.1.1 Factores de proyección de TPDA

Cuando se tienen conteos de ciertas horas, el TPDA se obtiene mediante la expresión 2.7.

$$TPDA = Tc \times Fh \times Fd \times Fs \times Fm \quad (2.7)$$

donde:

Tc , volumen de tráfico obtenido mediante un conteo durante ciertas horas de un día.

Fh , factor horario.

Fd , factor diario.

Fs , factor semanal.

Fm , factor mensual.

2.3.1.2 Factor horario

Este factor posibilita llevar el tráfico de N horas de aforo a un tráfico de 24 horas, el cual se puede calcular mediante la siguiente expresión 2.8.

$$Fh = \frac{\text{Tráfico de 24 horas}}{\text{Tráfico de } N \text{ horas}} \quad (2.8)$$

2.3.1.3 Factor diario

El factor de ajuste diario permite llevar el volumen de tráfico diario a un volumen de tráfico medio semanal y se obtiene de la relación entre el volumen promedio de vehículos de una semana y el volumen diario de vehículos de un día específico de la misma semana como indica la expresión 2.9.

$$Fd = \frac{TPDS}{TD} \quad (2.9)$$



2.3.1.4 Factor semanal

El factor de ajuste semanal, transforma un volumen semanal a un volumen promedio mensual. Este factor no es más que la razón entre el número de semanas (número de días del mes dividido para 7) que tiene el mes en el que se realizó el aforo y el número de semanas base que es 4, entonces la ecuación sería:

$$F_s = \frac{\# \text{ de días del mes} / 7}{4} \quad (2.10)$$

2.3.1.5 Factor mensual

El factor de ajuste mensual permite transformar un volumen promedio mensual a un volumen de promedio anual y éste se puede calcular a partir de la información de consumo de combustibles de la provincia en donde tuvo lugar el conteo en el año más próximo. El factor viene a ser la razón entre el promedio del consumo de combustible de todos los meses y el consumo de combustibles del mes en el que se realizó el conteo.

$$F_m = \frac{\text{Consumo de combustible anual} / 12}{\text{Consumo de combustible en el mes del conteo}} \quad (2.11)$$

2.3.2 Número de ejes equivalentes (ESAL)

Los Equivalent Single Axle Load (ESAL), es la carga de ejes simples equivalentes de 18000 libras del total de vehículos acumulados que pasan por el carril de diseño en un periodo de diseño dado. Es un parámetro primordial para el diseño de refuerzo y estimación de la vida útil de un pavimento, tanto en el método de la AASHTO como en el método del Instituto de Asfalto. Una ecuación general para el ESAL de cada categoría de camión se presenta a continuación:

$$ESAL_i = TPDA_i \times 365 \times Fc_i \times G_{rt} \times fd \quad (2.12)$$



donde:

$TPDA_i$, tráfico promedio diario anual en el primer año para la categoría de camión i .

F_{c_i} , factor camión para la categoría de camión i .

G_{rt} , factor de crecimiento total, para una tasa de crecimiento anual r y un periodo de diseño t , este factor se puede determinar mediante la ecuación (2.14).

fd , factor de carril de diseño, los valores en porcentaje para este factor se muestran en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Factor de carril de diseño (Huang, 2004).

# Carriles de Tráfico (Dos Direcciones)	% Camiones en el Carril de Diseño
2	50
4	45
6 ó más	10

Los ESALs total acumulado para de todas las categorías de camiones es:

$$ESAL = \sum ESAL_i \quad (2.13)$$

Los vehículos livianos no se consideran en los cálculos, ya que su contribución para los ESALs es despreciable.

El factor de crecimiento total se determina mediante la siguiente expresión:

$$G_{rt} = \frac{(1 + r)^t - 1}{r} \quad (2.14)$$

2.3.2.1 Factor Camión

El factor camión por tipo de vehículo es la sumatoria de los factores de equivalencia por carga en el eje, EALF por sus siglas en inglés, de todos los ejes del vehículo como indica la ecuación 2.15:



$$Fc = \sum EALF_x \quad (2.15)$$

El EALF depende del tipo de pavimento, capacidad estructural y de las condiciones terminales a las cuales el pavimento se considera como fallado, para la determinación de este factor, la AASHTO ha desarrollado una serie de ecuaciones empíricas que para pavimentos flexibles son las siguientes (AASHTO, 1993):

$$\log\left(\frac{W_{tx}}{W_{t18}}\right) = 4.79\log(18 + 1) - 4.79\log(L_x + L_2) + 4.33\log L_2 + \frac{G_t}{\beta_x} - \frac{G_t}{\beta_{18}} \quad (2.16)$$

$$G_t = \log\left(\frac{4.2 - P_t}{4.2 - 1.5}\right) \quad (2.17)$$

$$\beta_x = 0.40 + \frac{0.081(L_x + L_2)^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} L_2^{3.23}} \quad (2.18)$$

$$\frac{W_{tx}}{W_{t18}} = 10^{\log\left(\frac{W_{tx}}{W_{t18}}\right)} \quad (2.19)$$

$$EALF = \frac{W_{t18}}{W_{tx}} \quad (2.20)$$

donde:

W_{tx} , número de aplicaciones de carga del eje x del vehículo en un periodo de tiempo t.

W_{t18} , número de aplicaciones de carga de un eje simple de 18000 libras en un periodo de tiempo t.

L_x , carga en kip en el eje x.

L_2 , código de tipo de eje; 1 para eje simple, 2 para eje tándem o 3 para eje tridem.

SN , número estructural del pavimento.



P_t , índice de serviciabilidad final, es el índice más bajo con el cual el pavimento se considera fallado.

G_t , factor que está en función de P_t .

β_{18} , valor de β_x cuando L_x es igual a 18 y L_2 es igual a 1.

Esta teoría relacionada con el tráfico, servirá posteriormente para la evaluación de la vía de estudio luego de obtener la información deflectométrica de la vía a partir del ensayo que se describe a continuación.

2.4 Ensayo de deflexión con viga Benkelman

2.4.1 Frecuencia de medición

La frecuencia de medición depende del nivel de detalle que se requiera como se indica en la Norma I.N.V.E 795-07 (capítulo 7). En resumen, la Tabla 2.5 muestra la frecuencia de medición y el número mínimo de mediciones por sección de pavimento uniforme requeridos por tipo de ensayo.

Tabla 2.5 Frecuencia de medición (INVE 795, 2007).

Tipo de Ensayo	Frecuencia	Número mínimo
A nivel de red	Cada (200 - 500 m)	7
A nivel general de proyecto	Cada (50-200 m)	15
A nivel detallado de proyecto	Cada (10-50 m)	/

En el caso de ser una vía con carriles en las dos direcciones, se recomienda intercalar las mediciones entre ambos carriles.

2.4.2 Localización del punto de ensayo

La ubicación transversal depende del estado superficial del pavimento. Para evaluar el pavimento se recomienda colocar el equipo en las trayectorias de las

ruedas, ya que la respuesta del pavimento en estas ubicaciones refleja en cierta medida el efecto del daño que se ha acumulado (ASTM D4695, 2003).

La Norma I.N.V.E 795-07, recomienda las distancias presentadas en la Tabla 2.6 las cuales dependen del ancho de carril.

Tabla 2.6 Localización del punto de ensayo (INVE 795, 2007).

Ancho del Carril	Distancia del punto de ensayo desde el borde del pavimento
2.70 m	0.45 m
3.00 m	0.60 m
3.30 m	0.75 m
3.60 m o más	0.90 m

2.4.3 Procedimiento de recolección de datos

A continuación, se describe el procedimiento de recolección de la información de deflexión mediante la aplicación de la viga Benkelman basado en la norma “Standard test procedure for Benkelman beam deflection measurements” (TNZ, 1977).

Se posiciona el camión de tal manera que el eje de la llanta dual trasera exterior quede justo en el punto de ensayo como se muestra en la Figura 2.10. Se coloca la viga Benkelman con la punta de detección en el punto de ensayo, entre las llantas gemelas del camión, como se muestra en la Figura 2.10.

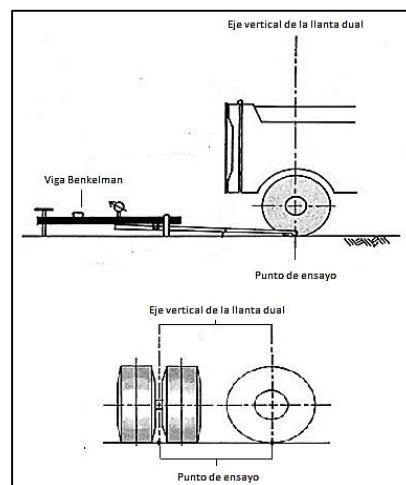


Figura 2.10 Posicionamiento del camión y la viga Benkelman (Hoffman, 1985).



Se coloca el dial deformímetro en la viga Benkelman y se ajusta en cero, valor que se considera como la lectura inicial “L0” (puede ser cualquier valor), y se procede a encender el vibrador de la viga.

El camión debe avanzar con una velocidad mínima, y mientras el eje de la llanta pasa por las distancias adicionales a las cuales se requiere la deflexión se anotan las lecturas “Li”, hasta que el eje de la llanta alcance una distancia de 2.7 metros en este punto se toma la lectura intermedia denominada “I”, por último, el camión avanza 10 metros adicionales y en esta posición se toma la lectura final “F”.

Antes de continuar y trasladar la viga hacia el siguiente punto de ensayo, se debe retirar el dial deformímetro, ya que es un dispositivo muy sensible, se vuelve a colocar cuando la viga este posicionada.

2.4.4 Temperatura

Para medir la temperatura interna del pavimento, antes de comenzar el ensayo se realiza un orificio de 20 a 50 milímetros de profundidad y aproximadamente 10 milímetros de diámetro, a 50 centímetros del punto de determinación de la deflexión. Se llena con glicerina o aceite, a no menos de 10 minutos de iniciar el ensayo, se inserta un termómetro y se lee la temperatura (INVE 795, 2007).

Una alternativa a este procedimiento es medir la temperatura superficial del pavimento con termómetro infrarrojo y mediante esta predecir la temperatura interna del pavimento aplicando la norma (I.N.V.E-788-07) “Predicción de la temperatura de capas de pavimento asfáltico” cuyo procedimiento sintetizado se describirá en el apartado 2.5.2.

2.5 Procesamiento de datos de ensayo de deflexión

2.5.1 Cálculo de deflexión

La deflexión recuperable del pavimento obtenida mediante la viga Benkelman se calcula de la siguiente manera:



Si la diferencia entre la lectura final (F) y la lectura intermedia (I); es menor o igual a 0,03 milímetros la deflexión a la temperatura de pavimento (T) se calcula con la siguiente expresión:

$$D_T = 2(F - Li) \quad (2.21)$$

Si la diferencia mencionada es mayor a 0,03 milímetros, se procede con la siguiente expresión:

$$D_T = 2(F - Li) + 5.82(F - I) \quad (2.22)$$

Cabe mencionar que las ecuaciones 2.21 y 2.22 están diseñadas para cuando el dial deformímetro está graduado en un sentido anti-horario, caso contrario los términos dentro de los paréntesis deben ser invertidos. Además, si el dial ha sido modificado para leer directamente la deflexión del pavimento, las ecuaciones se deberán dividir para 2.

2.5.2 Predicción de temperatura

La norma (I.N.V.E-788-07) emplea el método de BELLS, el cual requiere como parámetros la temperatura superficial del pavimento, la hora del día, la temperatura del aire máxima y mínima del día anterior y la profundidad a la cual se desea estimar la temperatura (INVE 788, 2007).

La temperatura a la profundidad (d), se estima mediante la ecuación (2.23):

$$T_d = 0.95 + 0.892 \times IR + \{\log(d) - 1.25\} \{-0.448 \times IR + 0.621 \times (1 - día) + 1.83 \times A\} + 0.042 \times IR \times B \quad (2.23)$$

donde:

T_d, temperatura del pavimento en grados Celsius a una profundidad d.

IR, temperatura superficial en grados Celsius medida con un termómetro infrarrojo.



d, profundidad en milímetros a la cual se va a predecir la temperatura de la capa asfáltica.

1-día, promedio de las temperaturas alta y baja en grados Celsius del día anterior de la prueba.

A, factor que depende de la hora del día como se indica en la Tabla 2.7.

B, factor que depende de la hora del día como se indica en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7 Valores de A y B en función de h (INVE 788, 2007).

Hora del día	A	B
0.0 < h < 3.0	$Sen\{(h + 24 - 15.5) \times 20\}$	$Sen\{(h + 24 - 13.5) \times 20\}$
0.3 < h < 5.0	$Sen\{(h + 24 - 15.5) \times 20\}$	-1
5.0 < h < 9.0	-1	-1
9.0 < h < 11.0	-1	$Sen\{(h - 13.5) \times 20\}$
11.0 < h < 24.0	$Sen\{(h - 15.5) \times 20\}$	$Sen\{(h - 13.5) \times 20\}$

El parámetro h es la hora del día a la que se tomó la temperatura superficial en formato de 24 horas expresado como un decimal, como ejemplo la 1:30 pm será 13,5.

2.5.3 Corrección de la deflexión por temperatura

La temperatura es un factor climático que afecta las deflexiones en el pavimento, en pavimentos asfálticos, altas temperaturas provocan que el asfalto se ablande lo que incrementa la deflexión en ellos (Huang, 2004). Es por esto que se debe realizar una corrección de la deflexiones obtenidas a cierta temperatura en el pavimento (D_T), tomando como temperatura estándar 20° C.

En la ecuación (2.24) se expone una corrección por temperatura adecuada para todas las medidas de deflexión a cualquier distancia incluyendo la máxima (Balarezo, 2017):

$$D_c = \frac{D_T}{\left[1 \times 10^{-3} \times \frac{1}{cm^{\circ}C} \times e \times (T - 20^{\circ}C)\right] + 1} \quad (2.24)$$



donde:

D_c , deflexión corregida por temperatura.

e , espesor de la carpeta asfáltica en centímetros.

T , temperatura interna del pavimento en grados Celsius.

2.6 Sobrecapas de refuerzo estructural

2.6.1 Sobrecapas en pavimentos flexibles

A medida que las carreteras envejecen y se deterioran, se requiere algún tipo de tratamiento para proveer una vía segura y útil para los usuarios. Los tipos de tratamientos pueden variar desde un simple mantenimiento hasta una reconstrucción completa, según las condiciones en que se encuentre. Para pavimentos sometidos a tráfico moderado y pesado, el tratamiento más frecuente es colocar una sobrecapa en el pavimento existente (Huang, 2004).

2.6.2 Tipos de sobrecapas

Los tipos de sobrecapas en pavimentos flexibles pueden ser de concreto asfáltico en caliente “HMA” o de concreto de cemento Portland “PCC”.

2.6.2.1 Sobrecapa de HMA (Hot Mix Asphalt)

Es el tipo predominante de revestimiento en los pavimentos asfálticos. Se han utilizado métodos de diseño que van desde juicios de ingeniería hasta procedimientos mecanicista-empíricos. Si el pavimento existente se repara adecuadamente antes de la superposición, generalmente se puede lograr un diseño satisfactorio (Huang, 2004).

2.6.2.2 Sobrecapa de PCC (Portland Cement Concrete)

El uso de recubrimientos de PCC en pavimentos asfálticos es poco común. Puede ser rentable si el pavimento asfáltico está gravemente deteriorado y debe



usarse solo como base para la superposición de PCC. El procedimiento de diseño es similar al de los nuevos pavimentos y utiliza el pavimento existente como base (Huang, 2004).

2.6.3 Métodos de diseño de sobrecapa

2.6.3.1 Método AASHTO 1993

Esta metodología se basa en conceptos de la teoría de Boussinesq con la suposición de un sistema bicapa, es decir, modela el pavimento como un conjunto de dos capas, una corresponde a la subrasante y otra corresponde a todas las capas que integran la estructura del pavimento. Este método permite determinar el valor del módulo de elasticidad de la subrasante (AASHTO, 1993).

El procedimiento de diseño de refuerzo estructural presentado por la AASHTO ofrece la determinación de un espesor de la sobrecapa de refuerzo para corregir la deficiencia estructural que tenga el pavimento, incrementando su capacidad de soportar las cargas futuras de tráfico durante el periodo de diseño. La Figura 2.11 ilustra el decrecimiento en la capacidad estructural de un pavimento a medida que incrementa la repetición de las cargas (N). Un pavimento nuevo tiene una capacidad estructural inicial de SC_o , mientras las repeticiones de carga de tráfico aumentan, el pavimento se va deteriorando gradualmente, la capacidad estructural presente o actual de un pavimento luego de cierto número de repeticiones es denominada capacidad estructural efectiva, SC_{eff} . Para mejorar la condición del pavimento, se requiere una capacidad estructural adicional SC_{OL} en forma de sobrecapa. La suma de la capacidad estructural adicional y la capacidad estructural efectiva es equivalente a la capacidad estructural de un pavimento nuevo SC_f , diseñado para el módulo resiliente de la subrasante existente y el tráfico futuro proyectado para el periodo de diseño de la sobrecapa. La capacidad estructural SC en pavimentos flexibles es expresada por el número estructural, SN . Entonces la ecuación básica para el diseño de sobrecapas en pavimentos flexibles es la siguiente (Huang, 2004):

$$SN_{OL} = SN_f - SN_{eff} \quad (2.25)$$

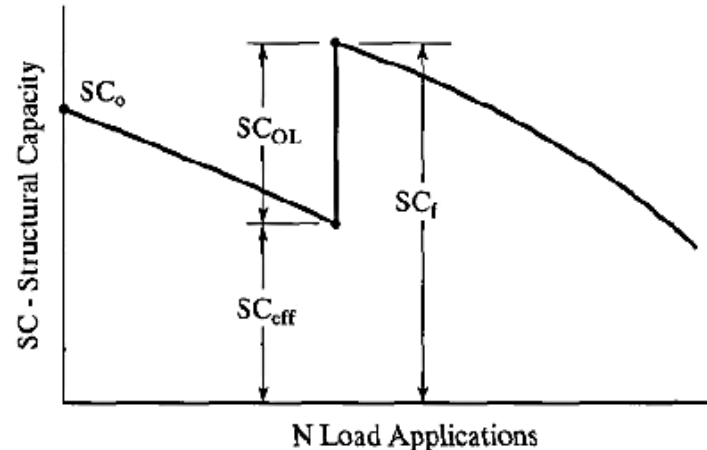


Figura 2.11 Capacidad estructural versus número de aplicaciones de carga (Huang, 2004).

Capacidad estructural efectiva

En la metodología de la AASHTO las deflexiones determinadas en los ensayos, son empleadas para estimar el módulo resiliente de la subrasante y a partir de este mediante una relación directa determinar el número estructural efectivo del pavimento SN_{eff} . Para determinar el módulo de la subrasante, se requiere de una deflexión a una distancia “r” del punto de ensayo de tal manera que esta deflexión dependa solamente del módulo de la subrasante y sea independiente de las capas superiores. De acuerdo con la ecuación de Boussinesq, para un espacio homogéneo se tiene:

$$M_R = \frac{P(1 - \nu^2)}{\pi \times r \times d_r} \quad (2.26)$$

donde:

d_r , deflexión a la distancia r.

P , carga puntual aplicada.



ν , módulo de Poisson.

r , distancia del punto de ensayo.

M_R , módulo resiliente de la subrasante

La ecuación anterior debe multiplicarse por un factor de ajuste C, el cual según recomendación de la AASHTO tiene un valor de 0,33 (AASHTO, 1993).

$$M_R = C \times \left(\frac{P(1 - \nu^2)}{\pi \times r \times d_r} \right) \quad (2.27)$$

La distancia r seleccionada para el retro cálculo del módulo de la subrasante debe estar lo suficientemente lejos para eliminar cualquier efecto de las capas superiores, pero también lo suficientemente cerca para que la deflexión no sea lo suficientemente pequeña y que las medidas tengan mayor precisión (Huang, 2004). La distancia mínima está dada por la relación siguiente:

$$r_{min} = 0.7 \sqrt{a^2 + \left\{ D^3 \sqrt{\frac{E_p}{M_R}} \right\}^2} \quad (2.28)$$

donde:

D, espesor total de las capas de pavimento sobre la subrasante.

a, radio equivalente del área de contacto de las llantas donde esta aplicada la carga, y está en función de la carga aplicada y de la presión de contacto como indica la formula siguiente:

$$a = \sqrt{\frac{P}{q \times \pi}} \quad (2.29)$$

E_p , módulo efectivo de todas las capas sobre la subrasante, el cual se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{M_R d_0}{qa} = 1.5 \left\{ \frac{1}{\sqrt{1 + \left[\left(\frac{D}{a} \right)^3 \frac{E_p}{\sqrt{M_R}} \right]^2}} + \frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \right)^2}}}{\left(\frac{E_p}{M_R} \right)} \right\} \quad (2.30)$$

donde:

d_0 , deflexión justo debajo del punto de ensayo o deflexión máxima.

q , presión de contacto o presión de inflado de las llantas.

Si la distancia r utilizada para el cálculo de M_R y E_p es mayor que la distancia mínima, se procede al cálculo del número estructural efectivo mediante la ecuación 2.31, caso contrario se prueba con otra distancia r y su respectiva deflexión.

$$SN_{eff} = 0.0045D^3 \sqrt[3]{E_p} \quad (2.31)$$

Capacidad estructural futura

El objetivo de este análisis es determinar la capacidad estructural total requerida para que un pavimento nuevo soporte las repeticiones de carga que se darán durante el periodo de diseño de la sobrecapa, en otras palabras, este paso es simplemente un diseño de un pavimento nuevo basado en las condiciones de la subrasante existente, la siguiente ecuación permite determinar la capacidad o número estructural requerido SN_f (Huang, 2004):

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \left[\frac{\Delta PSI}{(4.2 - 1.5)} \right]}{0.4 + 10^{94} / (SN + 1)^{5.19}} + 2.32 \log M_R - 8.07 \quad (2.32)$$

donde:

Z_R , desviación estandar normal para una confiabilidad R dada.

S_0 , error estandar, que para pavimentos flexibles tiene un valor promedio de 0,45.

ΔPSI , índice de serviciabilidad.

M_R , módulo resiliente de la subrasante.



La confiabilidad R se puede obtener de la Tabla 2.8, según la clasificación de la vía, mientras que la desviación estandar normal Z_R según la confiabilidad se encuentra en la Tabla 2.9.

El índice de serviciabilidad viene dado por la expresion:

$$\Delta PSI = P_o - P_t \quad (2.33)$$

donde:

P_o , Índice de serviciabilidad inicial, depende de la calidad de construcción, para pavimentos flexibles tiene un valor medio de 4,2.

P_t , Índice de serviciabilidad final, es el índice más bajo que puede ser tolerado antes de que sea necesario efectuar una rehabilitación, refuerzo o reconstrucción.

Tabla 2.8 Confiabilidad sugerida para varias clasificaciones de vías (Huang, 2004).

Clasificación	Urbana	Rural
Autopistas Interprovinciales y otras	85 – 99.9	80 - 99.9
Arterias Principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras de Tránsito	80 - 95	75 - 95
Carreteras Locales	50 – 80	50 - 80

Tabla 2.9 Desviación estándar normal para varios niveles de confiabilidad (Huang, 2004).

Confiabilidad (%)	Desviación estándar normal (Z_r)	Confiabilidad (%)	Desviación estándar normal (Z_r)
50	0.000	93	-1.476
60	-0.253	94	-1.555
70	-0.524	95	-1.645
75	-0.674	96	-1.751
80	-0.841	97	-1.881
85	-1.037	98	-2.054
90	-1.282	99	-2.327
91	-1.340	99.9	-3.090
92	-1.405	99.99	-3.750



Espesor de la Sobrecapa

Una vez determinado el número estructural efectivo y el número estructural futuro de las secciones de pavimento, se puede calcular el espesor requerido para la sobrecapa de asfalto D_{OL} , mediante la siguiente ecuación:

$$D_{OL} = \frac{SN_{OL}}{a_{OL}} = \frac{SN_f - SN_{eff}}{a_{OL}} \quad (2.34)$$

donde:

a_{OL} , coeficiente estructural del material de la sobrecapa.

Si la relación entre el número estructural futuro y el número estructural efectivo ($SN_f/Seff$), es menor que la unidad, el pavimento no requiere de refuerzo estructural.

2.6.3.2 Método del Instituto de Asfalto

El método del Instituto de Asfalto permite calcular el espesor de la sobrecapa de refuerzo que requiere un pavimento asfáltico, o en su defecto determinar el tiempo de vida útil que le queda antes de necesitar de un recapeo, a partir de la información deflectométrica proporcionada por la viga Benkelman, concretamente mediante las deflexiones máximas medidas en la sección de análisis. El Instituto de Asfalto indica que deben realizarse al menos 10 mediciones por sección o 13 mediciones por kilómetro (Asphalt Institute, 1983).

Deflexión representativa

Cuando los ensayos de deflexión en las secciones de análisis están listos, las deflexiones máximas medidas en cada punto son usadas para determinar la deflexión representativa como indican las siguientes expresiones:

$$d_{rrd} = (d' + 2s) \times F \times c \quad (2.35)$$

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{(d_i - d')^2}{n - 1} \quad (2.36)$$

donde:

d_{rrd} , deflexión representativa.

d' , deflexión promedio de todos los puntos de la sección.

F , factor de ajuste por temperatura.

c , factor de ajuste por periodo crítico.

s , desviación estándar

d_i , deflexión en cada punto

n , número de datos

El Instituto de Asfalto ofrece una corrección por temperatura propia para la deflexión representativa, la Figura 2.12 indica el factor de ajuste por temperatura para varios espesores de bases granulares. Un espesor de base de 0 pulgadas corresponde a un pavimento conformado solamente por la carpeta asfáltica “full-depth asphalt pavement”, la temperatura tiene su mayor efecto en estos pavimentos, el efecto decrece mientras más grande es el espesor de la base (Huang, 2004).

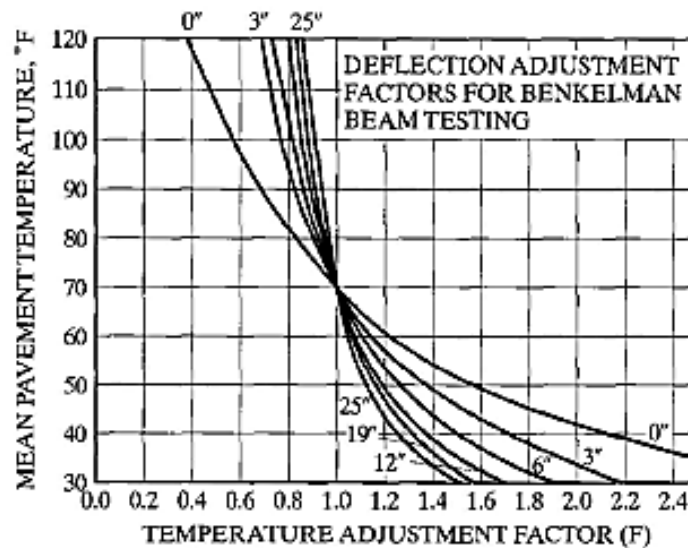


Figura 2.12 Factor de ajuste por temperatura (Huang, 2004).



El periodo crítico es el intervalo del año durante el cual el pavimento es más propenso a ser dañado por las cargas pesadas, en zonas heladas esto ocurre durante el deshielo de primavera (Huang, 2004).

Módulo de elasticidad del pavimento existente

Después de colocar el refuerzo de sobrecapa, el pavimento será considerado como un sistema de doble capa, con el refuerzo de pavimento asfáltico como la capa 1 con un módulo de elasticidad asumido $E_1 = 500.000$ psi, y el pavimento existente como la capa 2 (Huang, 2004). La deflexión representativa d_r será usada para determinar el módulo de elasticidad de la capa 2, asumiendo que el pavimento existente es un espacio homogéneo con un módulo de Poisson de 0.5.

$$E_2 = \frac{1.5 \times q \times a}{d_{rrd}} \quad (2.37)$$

donde:

E_2 , módulo de elasticidad del pavimento existente.

d_r , deflexión representativa.

q , presión de contacto o presión de inflado de las llantas.

a , radio equivalente del área de contacto de las llantas donde esta aplicada la carga, el cual se determina mediante la ecuación (2.29).

La deflexión esperada después de colocar el refuerzo de sobrecapa se denomina deflexión de diseño, esta deflexión en pulgadas tiene una relación directa con los ESAL permisibles, esta relación es representada por la siguiente ecuación:

$$d_d = 1.0363(ESAL)^{-0.2438} \quad (2.38)$$

Una vez determinados todos estos parámetros es posible calcular el espesor del pavimento de refuerzo (h_1) despejándolo de la ecuación siguiente:



$$d_d = \frac{1.5qa}{E_2} \left(\left\{ 1 - \left[1 + 0.8 \left(\frac{h_1}{a} \right)^2 \right]^{-0.5} \right\} \frac{E_2}{E_1} + \left\{ 1 + \left[0.8 \frac{h_1}{a} \left(\frac{E_1}{E_2} \right)^{1/3} \right]^2 \right\}^{-0.5} \right) \quad (2.39)$$

2.7 Vida útil remanente

La vida útil remanente es el tiempo que le queda a un pavimento antes de necesitar de una sobrecapa, el Instituto de Asfalto ofrece un método que se describe a continuación:

Se determina el ESAL de vida remanente (ESAL_t), el cual está en función de la deflexión representativa como se puede apreciar en la ecuación 2.40:

$$ESAL_t = \left(\frac{1.0363}{d_{rrd}} \right)^{4.1017} \quad (2.40)$$

La deflexión representativa d_{rrd} debe estar en pulgadas.

Se estima el ESAL para el presente año (ESAL_o) y se determina el factor de crecimiento total por la expresión siguiente:

$$G = \frac{ESAL_t}{ESAL_o} \quad (2.41)$$

Por último, mediante la ecuación (2.14) se encuentra el periodo de diseño correspondiente al factor de crecimiento total y a la tasa de crecimiento. El periodo de diseño será la vida útil remanente.

3. Metodología

Para el desarrollo del plan de evaluación estructural propuesto, se realizaron los ensayos de deflexión con la viga Benkelman en la porción de pavimento asfáltico de la avenida 16 de Abril de la ciudad de Azogues, este tramo consta de 1.1 Km, y cuenta con dos calzadas de 7.6 metros cada una. Cada calzada se dividió en 15



secciones de 75 metros, realizando un total de 30 ensayos. En las primeras 10 secciones de la calzada derecha se realizaron también ensayos con la viga Benkelman de la Prefectura del Azuay con el fin de validar la información proporcionada por la viga Benkelman de la Municipalidad de Azogues mediante un análisis estadístico cuya metodología se detalla en el apartado 3.1. La metodología realizada para la evaluación estructural de las 30 secciones que conforman la zona de estudio se describe en el apartado 3.2.

3.1 Validación de información deflectométrica

Con el fin de tener un mayor nivel de confianza y como verificación de que la viga Benkelman esté funcionando correctamente, se pidió la colaboración de la Prefectura del Azuay para realizar en conjunto con su viga Benkelman mediciones en las 10 primeras secciones del pavimento de la avenida 16 de Abril. Los ensayos se realizaron de tal manera que las vigas proporcionen información de deflexión bajo el punto de ensayo y a las distancias de 25, 50, 100 y 270 centímetros de este, con lo cual se obtuvo 50 pares de datos para su análisis estadístico, estos datos se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Pares de datos de deflexión.

P = Punto de la sección de pavimento	P	D (cm)	DV1 (mm)	DV2 (mm)
D = Distancia al punto en centímetros	1	0	0,700	0,634
DV1 = Deflexión medida con la viga Benkelman de la Prefectura del Azuay		25	0,340	0,234
		50	0,100	0,054
		100	0,080	0,044
		270	0,060	0,004
DV2 = Deflexión medida con la viga Benkelman de la Municipalidad de Azogues	2	0	0,600	0,546
		25	0,460	0,446
		50	0,200	0,166
		100	0,080	0,016
		270	0,040	0,006
	3	0	0,800	0,760
		25	0,480	0,480
		50	0,200	0,160
		100	0,080	0,060
		270	0,020	0,010



	4	0	0,780	0,750
		25	0,480	0,460
		50	0,180	0,190
		100	0,080	0,070
		270	0,020	0,010
	5	0	0,820	0,800
		25	0,320	0,330
		50	0,120	0,120
		100	0,060	0,040
		270	0,020	0,020
	6	0	0,690	0,676
		25	0,490	0,456
		50	0,150	0,176
		100	0,090	0,136
		270	0,010	0,006
	7	0	0,800	0,790
		25	0,200	0,230
		50	0,100	0,100
		100	0,060	0,050
		270	0,020	0,020
8	0	0,540	0,500	
	25	0,240	0,230	
	50	0,080	0,050	
	100	0,040	0,040	
	270	0,020	0,010	
9	0	0,560	0,544	
	25	0,460	0,444	
	50	0,160	0,154	
	100	0,040	0,034	
	270	0,020	0,004	
10	0	0,620	0,610	
	25	0,380	0,390	
	50	0,200	0,200	
	100	0,080	0,110	
	270	0,020	0,010	

3.1.1 Análisis estadístico

El análisis estadístico consiste en aplicar la prueba denominada Two-Sample Paired t-Test a los 50 pares de datos de deflexión obtenidos con las dos vigas



Benkelman, esta prueba determina si las diferencias existentes entre estos pares de datos son estadísticamente significativas, de ser así quiere decir que una o ambas vigas no están funcionando correctamente, caso contrario se validaría la información brindada por la viga Benkelman de la Municipalidad de Azogues.

Además de realizar el análisis para el total de pares de datos, lo que se denominará más adelante como análisis general, también se realiza un análisis particular para cada conjunto de deflexiones agrupadas a cada una de las distancias del punto de ensayo a las que fueron medidas (0, 25, 50, 100 y 270 cm), esto permitirá observar el comportamiento individual de cada grupo de medidas, lo que será útil para un análisis más riguroso. En términos generales los resultados de ambos análisis deben ser iguales.

3.1.1.1 Two-Sample Paired t-Test

Las deflexiones medidas con las dos vigas son dependientes entre sí, medidas en el mismo punto y distancia de un mismo pavimento y a una misma temperatura, por lo que el único factor que puede provocar diferencias entre los datos son los equipos y su calibración o nivel de precisión.

Para realizar este análisis se emplea la teoría presentada en el apartado 2.2.1, se aplica la ecuación (2.2) para determinar el valor t observado (t_{obs}) y la ecuación (2.3) para determinar la desviación estándar promedio (S_D), donde y_1 y y_2 son la media de todas las medidas de deflexiones analizadas de cada una de las vigas respectivamente. Para este análisis se ha elegido un nivel de confianza de 95 % por lo que α tiene un valor de 0.05.

La diferencia entre las medidas de deflexión de la viga Benkelman de la Prefectura del Azuay y la viga Benkelman de la Municipalidad de Azogues se considera estadísticamente significativa si se cumple la hipótesis planteada en la ecuación (2.4). Se representa con un “Sí” o un “No” la significancia estadística en las tablas de análisis posteriores.

El análisis general y particular se muestra en las Tablas 3.2 y 3.3 respectivamente.



Tabla 3.2 Two-Sample Paired t-Test general.

n=50 $\alpha=0,05$										
P	D (cm)	DV1 (mm)	y1	DV2 (mm)	y2	y2-y1	di	SD	tobs	t 49 , 0.025
1	0	0,700	0,264	0,634	0,248	-0,016	-0,066	0,027	4,302	2,012
	25	0,340		0,234			-0,106			Sí
	50	0,100		0,054			-0,046			
	100	0,080		0,044			-0,036			
	270	0,060		0,004			-0,056			
2	0	0,600		0,546			-0,054			
	25	0,460		0,446			-0,014			
	50	0,200		0,166			-0,034			
	100	0,080		0,016			-0,064			
	270	0,040		0,006			-0,034			
3	0	0,800		0,760			-0,040			
	25	0,480		0,480			0,000			
	50	0,200		0,160			-0,040			
	100	0,080		0,060			-0,020			
	270	0,020		0,010			-0,010			
4	0	0,780		0,750			-0,030			
	25	0,480		0,460			-0,020			
	50	0,180		0,190			0,010			
	100	0,080		0,070			-0,010			
	270	0,020		0,010			-0,010			
5	0	0,820		0,800			-0,020			
	25	0,320		0,330			0,010			
	50	0,120		0,120			0,000			
	100	0,060		0,040			-0,020			
	270	0,020		0,020			0,000			
6	0	0,690		0,676			-0,014			
	25	0,490		0,456			-0,034			
	50	0,150		0,176			0,026			
	100	0,090		0,136			0,046			
	270	0,010		0,006			-0,004			
7	0	0,800		0,790			-0,010			
	25	0,200		0,230			0,030			
	50	0,100		0,100			0,000			
	100	0,060		0,050			-0,010			
	270	0,020		0,020			0,000			
8	0	0,540		0,500			-0,040			
	25	0,240		0,230			-0,010			
	50	0,080		0,050			-0,030			



9	100	0,040	0,040	0,000
	270	0,020	0,010	-0,010
	0	0,560	0,544	-0,016
	25	0,460	0,444	-0,016
	50	0,160	0,154	-0,006
	100	0,040	0,034	-0,006
	270	0,020	0,004	-0,016
10	0	0,620	0,610	-0,010
	25	0,380	0,390	0,010
	50	0,200	0,200	0,000
	100	0,080	0,110	0,030
	270	0,020	0,010	-0,010

Como se muestra en la Tabla 3.2, tras el análisis general las diferencias entre las deflexiones de ambas vigas resultaron ser estadísticamente significativas ya que se cumplió la hipótesis planteada, ($4,302 > 2,012$).

Tabla 3.3 Two-Sample Paired t-Test particular.

n=10 $\alpha=0,05$										
D (cm)	P	DV1 (mm)	y1	DV2 (mm)	y2	y2-y1	di	SD	tobs	t 9, 0.025
0	1	0,700	0,691	0,634	0,661	-0,03	-0,066	0,0195	4,864	2,262
	2	0,600		0,546			-0,054			Sí
	3	0,800		0,760			-0,040			
	4	0,780		0,750			-0,030			
	5	0,820		0,800			-0,020			
	6	0,690		0,676			-0,014			
	7	0,800		0,790			-0,010			
	8	0,540		0,500			-0,040			
	9	0,560		0,544			-0,016			
	10	0,620		0,610			-0,010			
25	1	0,340	0,385	0,234	0,37	-0,015	-0,106	0,0368	1,289	2,262
	2	0,460		0,446			-0,014			No
	3	0,480		0,480			0,000			
	4	0,480		0,460			-0,020			
	5	0,320		0,330			0,010			
	6	0,490		0,456			-0,034			
	7	0,200		0,230			0,030			
	8	0,240		0,230			-0,010			
	9	0,460		0,444			-0,016			



	10	0,380		0,390			0,010			
50	1	0,100	0,149	0,054	0,137	-0,012	-0,046	0,0239	1,587	2,262
	2	0,200		0,166			-0,034			No
	3	0,200		0,160			-0,040			
	4	0,180		0,190			0,010			
	5	0,120		0,120			0,000			
	6	0,150		0,176			0,026			
	7	0,100		0,100			0,000			
	8	0,080		0,050			-0,030			
	9	0,160		0,154			-0,006			
	10	0,200		0,200			0,000			
	100	1	0,080	0,069	0,044	0,06	-0,009	-0,036	0,0310	0,919
2		0,080		0,016			-0,064			No
3		0,080		0,060			-0,020			
4		0,080		0,070			-0,010			
5		0,060		0,040			-0,020			
6		0,090		0,136			0,046			
7		0,060		0,050			-0,010			
8		0,040		0,040			0,000			
9		0,040		0,034			-0,006			
10		0,080		0,110			0,030			
270		1	0,060	0,025	0,004	0,01	-0,015	-0,056	0,0174	2,732
	2	0,040		0,006			-0,034			Sí
	3	0,020		0,010			-0,010			
	4	0,020		0,010			-0,010			
	5	0,020		0,020			0,000			
	6	0,010		0,006			-0,004			
	7	0,020		0,020			0,000			
	8	0,020		0,010			-0,010			
	9	0,020		0,004			-0,016			
	10	0,020		0,010			-0,010			

El análisis particular para los datos de deflexión agrupados indica que para las deflexiones máximas (D0) y a 270 centímetros, la diferencia entre las medidas de los dos equipos si es estadísticamente significativa, mientras que para las deflexiones medidas a las distancias de 25, 50 y 100 centímetros no lo son.



Al analizar y comparar los gráficos de los cuencos de deflexión generados por los datos de ambos equipos para cada punto de ensayo, se observa que generalmente las curvas mantienen la misma tendencia, pero con un pequeño desfase, a excepción de algunos pocos casos, los cuales pueden ser a causa de medidas erróneas por parte de una de las vigas, provocadas por alguna eventualidad como alteración por tránsito de otros vehículos o lectura equivocada del dial por parte del personal. Estas medidas erróneas provocan que las diferencias entre las medidas de las dos vigas en ese par de datos, estadísticamente estén fuera de la tendencia típica del resto de la muestra, por lo que pueden ser identificadas a partir de la determinación de valores atípicos.

Los gráficos comparativos entre los cuencos de deflexiones de las dos vigas se muestran en el Anexo 2.

3.1.1.2 Two-Sample Paired t-Test sin valores atípicos

Como segunda fase de este análisis estadístico se determinó los valores atípicos que posiblemente alteran el análisis, para realizar este nuevamente, pero sin dichos valores.

Ya que el análisis está realizado para las diferencias entre los pares de datos, se ha determinado valores atípicos de estas diferencias, las cuales se muestran en la Tabla 3.4, además en la Figura 3.1 se muestra gráficamente dichas diferencias, agrupadas a las distancias del punto de ensayo con las que se está trabajando.

Tabla 3.4 Diferencia de deflexiones entre las vigas.

D (cm)	P	DV1 (mm)	DV2 (mm)	DV1-DV2 (mm)
0	1	0,700	0,634	0,066
	2	0,600	0,546	0,054
	3	0,800	0,760	0,040
	4	0,780	0,750	0,030
	5	0,820	0,800	0,020
	6	0,690	0,676	0,014
	7	0,800	0,790	0,010
	8	0,540	0,500	0,040



	9	0,560	0,544	0,016
	10	0,620	0,610	0,010
25	1	0,340	0,234	0,106
	2	0,460	0,446	0,014
	3	0,480	0,480	0,000
	4	0,480	0,460	0,020
	5	0,320	0,330	-0,010
	6	0,490	0,456	0,034
	7	0,200	0,230	-0,030
	8	0,240	0,230	0,010
	9	0,460	0,444	0,016
	10	0,380	0,390	-0,010
50	1	0,100	0,054	0,046
	2	0,200	0,166	0,034
	3	0,200	0,160	0,040
	4	0,180	0,190	-0,010
	5	0,120	0,120	0,000
	6	0,150	0,176	-0,026
	7	0,100	0,100	0,000
	8	0,080	0,050	0,030
	9	0,160	0,154	0,006
	10	0,200	0,200	0,000
100	1	0,080	0,044	0,036
	2	0,080	0,016	0,064
	3	0,080	0,060	0,020
	4	0,080	0,070	0,010
	5	0,060	0,040	0,020
	6	0,090	0,136	-0,046
	7	0,060	0,050	0,010
	8	0,040	0,040	0,000
	9	0,040	0,034	0,006
	10	0,080	0,110	-0,030
270	1	0,060	0,004	0,056
	2	0,040	0,006	0,034
	3	0,020	0,010	0,010
	4	0,020	0,010	0,010
	5	0,020	0,020	0,000

6	0,010	0,006	0,004
7	0,020	0,020	0,000
8	0,020	0,010	0,010
9	0,020	0,004	0,016
10	0,020	0,010	0,010

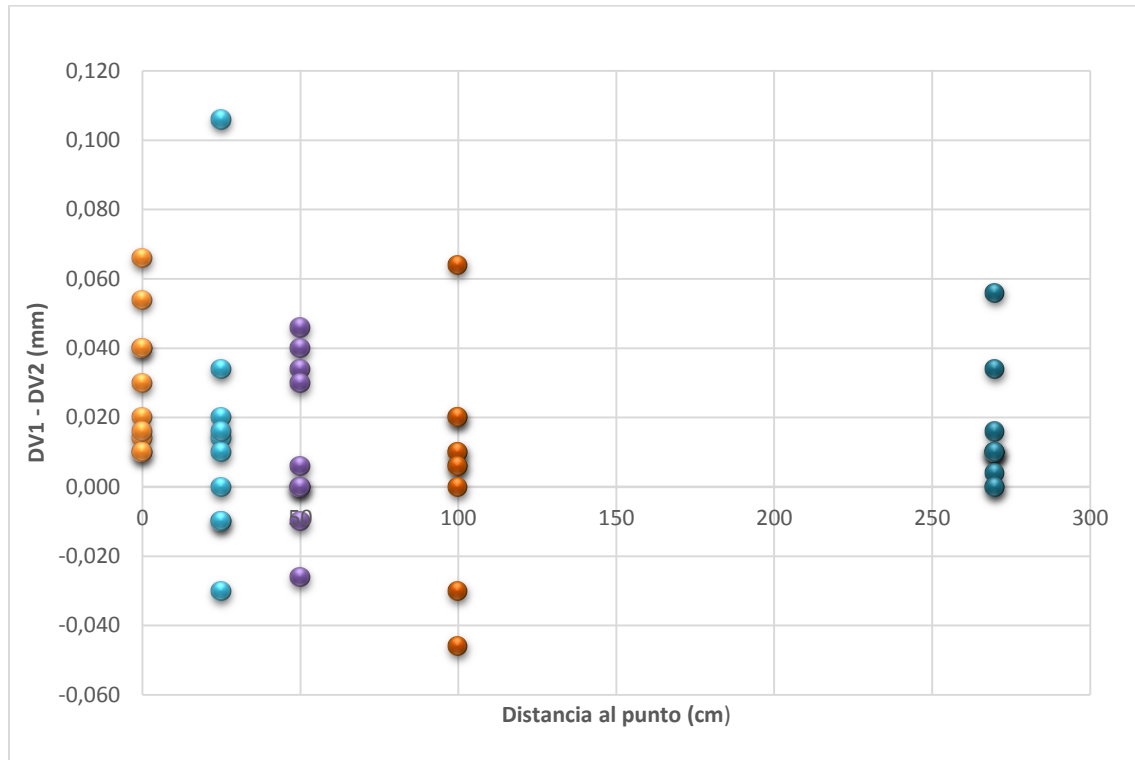


Figura 3.1 Distribución de las diferencias de deflexiones entre las vigas.

Cálculo de valores atípicos

Se calcularon los valores atípicos para cada grupo de deflexión de acuerdo al procedimiento descrito en la sección 2.2.2. En la Tabla 3.5 se presenta el procedimiento de cálculo y los valores atípicos encontrados, así como una ilustración en la Figura 3.2.

Tabla 3.5 Determinación de valores atípicos.

D (cm)	P	DV1-DV2 (mm)	Datos ordenados	Q1	0,014
0	1	0,066	0,010	Q3	0,040
	2	0,054	0,010	RI	0,026
	3	0,040	0,014	S1	-0,025



	4	0,030	0,016	S3	0,079
	5	0,020	0,020		
	6	0,014	0,030		
	7	0,010	0,040		
	8	0,040	0,040		
	9	0,016	0,054		
	10	0,010	0,066		
25	1	0,106	-0,030	Q1	-0,010
	2	0,014	-0,010	Q3	0,020
	3	0,000	-0,010	RI	0,030
	4	0,020	0,000	S1	-0,055
	5	-0,010	0,010	S3	0,065
	6	0,034	0,014		
	7	-0,030	0,016		
	8	0,010	0,020		
	9	0,016	0,034		
	10	-0,010	0,106		
50	1	0,046	-0,026	Q1	0,000
	2	0,034	-0,010	Q3	0,034
	3	0,040	0,000	RI	0,034
	4	-0,010	0,000	S1	-0,051
	5	0,000	0,000	S3	0,085
	6	-0,026	0,006		
	7	0,000	0,030		
	8	0,030	0,034		
	9	0,006	0,040		
	10	0,000	0,046		
100	1	0,036	-0,046	Q1	0,000
	2	0,064	-0,030	Q3	0,020
	3	0,020	0,000	RI	0,020
	4	0,010	0,006	S1	-0,030
	5	0,020	0,010	S3	0,050
	6	-0,046	0,010		
	7	0,010	0,020		
	8	0,000	0,020		
	9	0,006	0,036		
	10	-0,030	0,064		

270	1	0,056	0,000	Q1	0,004
	2	0,034	0,000	Q3	0,016
	3	0,010	0,004	RI	0,012
	4	0,010	0,010	S1	-0,014
	5	0,000	0,010	S3	0,034
	6	0,004	0,010		
	7	0,000	0,010		
	8	0,010	0,016		
	9	0,016	0,034		
	10	0,010	0,056		

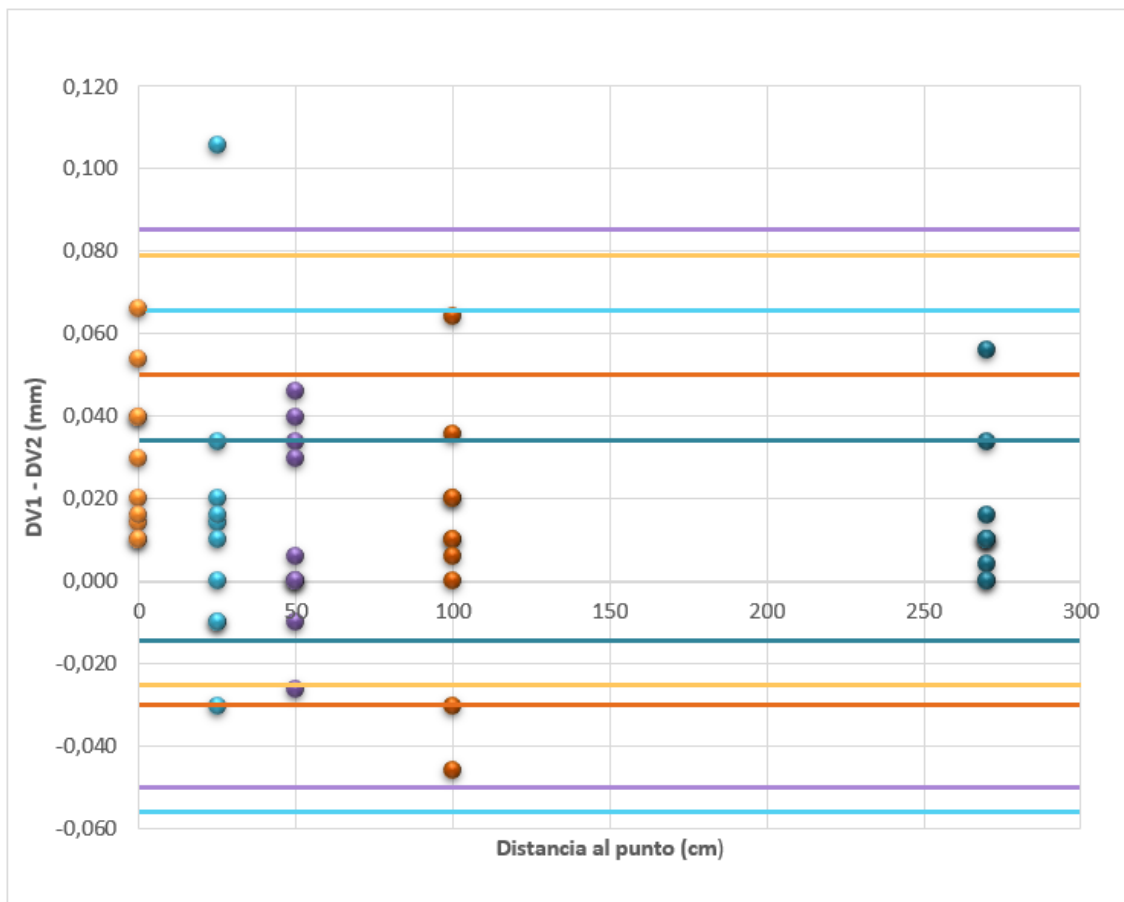


Figura 3.2 Ilustración de los valores atípicos.

Como se puede observar en la Tabla 3.5 y en la Figura 3.2, se han encontrado 4 valores atípicos en las diferencias de las deflexiones a 25 centímetros del punto 1, a 100 centímetros del punto 2 y 6, y a 270 centímetros del punto 1.



En la Tabla 3.6 y la Tabla 3.7 se muestran los análisis general y particular sin valores atípicos respectivamente.

Tabla 3.6 Two-Sample Paired t-Test general sin valores atípicos.

n=46		α=0,05								
P	D (cm)	DV1 (mm)	y1	DV2 (mm)	y2	y2-y1	di	SD	tobs	t 45 , 0.025
1	0	0,700	0,274	0,634	0,261	-0,014	-0,066	0,020	4,563	2,016
	25	0,340		0,234						Sí
	50	0,100		0,054			-0,046			
	100	0,080		0,044			-0,036			
	270	0,060		0,004						
2	0	0,600		0,546			-0,054			
	25	0,460		0,446			-0,014			
	50	0,200		0,166			-0,034			
	100	0,080		0,016						
	270	0,040		0,006			-0,034			
3	0	0,800		0,760			-0,040			
	25	0,480		0,480			0,000			
	50	0,200		0,160			-0,040			
	100	0,080		0,060			-0,020			
	270	0,020		0,010			-0,010			
4	0	0,780		0,750			-0,030			
	25	0,480		0,460			-0,020			
	50	0,180		0,190			0,010			
	100	0,080		0,070			-0,010			
	270	0,020		0,010			-0,010			
5	0	0,820		0,800			-0,020			
	25	0,320		0,330			0,010			
	50	0,120		0,120			0,000			
	100	0,060		0,040			-0,020			
	270	0,020		0,020			0,000			
6	0	0,690		0,676			-0,014			
	25	0,490		0,456			-0,034			
	50	0,150		0,176			0,026			
	100	0,090		0,136						
	270	0,010		0,006			-0,004			
7	0	0,800		0,790			-0,010			
	25	0,200		0,230			0,030			
	50	0,100		0,100			0,000			
	100	0,060		0,050			-0,010			
	270	0,020		0,020			0,000			
8	0	0,540		0,500			-0,040			
	25	0,240		0,230			-0,010			



9	50	0,080	0,050	-0,030
	100	0,040	0,040	0,000
	270	0,020	0,010	-0,010
	0	0,560	0,544	-0,016
	25	0,460	0,444	-0,016
	50	0,160	0,154	-0,006
	100	0,040	0,034	-0,006
	270	0,020	0,004	-0,016
10	0	0,620	0,610	-0,010
	25	0,380	0,390	0,010
	50	0,200	0,200	0,000
	100	0,080	0,110	0,030
	270	0,020	0,010	-0,010

Tabla 3.7 Two-Sample Paired t-Test particular sin valores atípicos.

n=10 $\alpha=0,05$										
D (cm)	P	DV1 (mm)	y1	DV2 (mm)	y2	y2-y1	di	SD	tobs	t 9, 0.025
0	1	0,700	0,691	0,634	0,661	-0,03	-0,07	0,02	4,864	2,262
	2	0,600		0,546			-0,05			Sí
	3	0,800		0,760			-0,04			
	4	0,780		0,750			-0,03			
	5	0,820		0,800			-0,02			
	6	0,690		0,676			-0,01			
	7	0,800		0,790			-0,01			
	8	0,540		0,500			-0,04			
	9	0,560		0,544			-0,02			
	10	0,620		0,610			-0,01			
n=9										t 8, 0.025
25	1	0,340	0,390	0,234	0,385	-0,005		0,02	0,758	2,306
	2	0,460		0,446			-0,01			No
	3	0,480		0,480			0,00			
	4	0,480		0,460			-0,02			
	5	0,320		0,330			0,01			
	6	0,490		0,456			-0,03			
	7	0,200		0,230			0,03			
	8	0,240		0,230			-0,01			
	9	0,460		0,444			-0,01			
	10	0,380		0,390			0,01			
n=10										t 9, 0.025
50	1	0,100	0,149	0,054	0,137	-0,012	-0,04	0,02	1,587	2,262
	2	0,200		0,166			-0,03			No
	3	0,200		0,160			-0,04			



	4	0,180		0,190			0,01			
	5	0,120		0,120			0,00			
	6	0,150		0,176			0,03			
	7	0,100		0,100			0,00			
	8	0,080		0,050			-0,03			
	9	0,160		0,154			-0,01			
	10	0,200		0,200			0,00			
n=8										t 7, 0.025
100	1	0,080	0,065	0,044	0,056	-0,009	-0,04	0,02	1,325	2,365
	2	0,080		0,016						No
	3	0,080		0,060			-0,02			
	4	0,080		0,070			-0,01			
	5	0,060		0,040			-0,02			
	6	0,090		0,136						
	7	0,060		0,050			-0,01			
	8	0,040		0,040			0,00			
	9	0,040		0,034			-0,01			
	10	0,080		0,110			0,03			
n=9										t 8, 0.025
270	1	0,060	0,0211	0,004	0,0107	-0,0104		0,01	3,047	2,306
	2	0,040		0,006			-0,03			Sí
	3	0,020		0,010			-0,01			
	4	0,020		0,010			-0,01			
	5	0,020		0,020			0,00			
	6	0,010		0,006			-0,01			
	7	0,020		0,020			0,00			
	8	0,020		0,010			-0,01			
	9	0,020		0,004			-0,02			
	10	0,020		0,010			-0,01			

Como se observa en las Tabla 3.6 y Tabla 3.7, la omisión de los valores atípicos no derivó en resultados diferentes en los análisis general y particular respectivamente, manteniéndose la significancia de las diferencias entre la información de las vigas Benkelman, esto quiere decir que dichos valores no son lo suficientemente grandes o numerosos en términos estadísticos para provocar un cambio significativo en los resultados, por lo que las diferencias existentes posiblemente se deben a la calibración y/o precisión de los equipos ya que como se mencionó anteriormente las medidas de deflexión de las dos vigas y los cuencos formados por estas mantienen una misma tendencia con una desemejanza



estadísticamente constante, por lo que para corroborar esta hipótesis como tercera fase de este análisis estadístico, en el apartado siguiente se realiza una compensación u offset en los valores de deflexión de una de las vigas y se aplica nuevamente la prueba Two-Sample Paired t-Test.

3.1.1.3 Two-Sample Paired t-Test con offset en la viga 1

Como tercera fase de este análisis se determinó factores de ajuste a partir del promedio de las diferencias de deflexión existentes en cada grupo de medida (0, 25, 50, 100 y 270 cm), los valores atípicos no son considerados en este promedio ya que al estar fuera del rango estadísticamente típico de la muestra alteran el promedio. Con estos factores de ajuste se puede realizar una compensación para los valores de deflexión de cualquiera de las vigas con respecto a la tendencia de la otra sumando o restando el factor respectivamente según sea el caso. Para realizar este análisis y corroborar la hipótesis de que las diferencias estadísticamente significativas existentes se deben a un desfase de calibración constante, mas no al mal funcionamiento de los equipos, se realiza un offset o compensación para los valores de deflexión de la viga 1 y con estos se aplica nuevamente la prueba Two-Sample Paired t-Test. El offset para las deflexiones de la viga 1 se muestra en la Tabla 3.8, mientras que los resultados del análisis general y particular de la prueba Two-Sample Paired t-Test se muestran en la Tabla 3.9 y la Tabla 3.10 respectivamente.

Tabla 3.8 Offset para deflexiones de la viga 1.

D (cm)	P	DV1 (mm)	DV2 (mm)	DV1-DV2 (mm)	DV1 Compensado (mm)
0	1	0,7	0,634	0,066	0,670
	2	0,6	0,546	0,054	0,570
	3	0,8	0,76	0,040	0,770
	4	0,78	0,75	0,030	0,750
	5	0,82	0,8	0,020	0,790
	6	0,69	0,676	0,014	0,660
	7	0,8	0,79	0,010	0,770
	8	0,54	0,5	0,040	0,510



	9	0,56	0,544	0,016	0,530
	10	0,62	0,61	0,010	0,590
			PROMEDIO	0,030	
25	1	0,34	0,234	0,106	0,335
	2	0,46	0,446	0,014	0,455
	3	0,48	0,48	0,000	0,475
	4	0,48	0,46	0,020	0,475
	5	0,32	0,33	-0,010	0,315
	6	0,49	0,456	0,034	0,485
	7	0,2	0,23	-0,030	0,195
	8	0,24	0,23	0,010	0,235
	9	0,46	0,444	0,016	0,455
	10	0,38	0,39	-0,010	0,375
			PROMEDIO	0,005	
50	1	0,1	0,054	0,046	0,088
	2	0,2	0,166	0,034	0,188
	3	0,2	0,16	0,040	0,188
	4	0,18	0,19	-0,010	0,168
	5	0,12	0,12	0,000	0,108
	6	0,15	0,176	-0,026	0,138
	7	0,1	0,1	0,000	0,088
	8	0,08	0,05	0,030	0,068
	9	0,16	0,154	0,006	0,148
	10	0,2	0,2	0,000	0,188
			PROMEDIO	0,012	
100	1	0,08	0,044	0,036	0,071
	2	0,08	0,016	0,064	0,071
	3	0,08	0,06	0,020	0,071
	4	0,08	0,07	0,010	0,071
	5	0,06	0,04	0,020	0,051
	6	0,09	0,136	-0,046	0,081
	7	0,06	0,05	0,010	0,051
	8	0,04	0,04	0,000	0,031
	9	0,04	0,034	0,006	0,031
	10	0,08	0,11	-0,030	0,071
			PROMEDIO	0,009	
270	1	0,06	0,004	0,056	0,050
	2	0,04	0,006	0,034	0,030
	3	0,02	0,01	0,010	0,010
	4	0,02	0,01	0,010	0,010



5	0,02	0,02	0,000	0,010
6	0,01	0,006	0,004	0,000
7	0,02	0,02	0,000	0,010
8	0,02	0,01	0,010	0,010
9	0,02	0,004	0,016	0,010
10	0,02	0,01	0,010	0,010
PROMEDIO			0,010	

Tabla 3.9 Two-Sample Paired t-Test general con valores de la viga 1 compensados.

n=50		α=0,05									
P	D (cm)	DV1A (mm)	y1	DV2 (mm)	y2	y2-y1	di	SD	tobs	t 49 , 0.025	
1	0	0,670	0,251	0,634	0,248	-0,003	-0,036	0,026	0,800	2,012	
	25	0,335		0,234			-0,101				No
	50	0,088		0,054			-0,034				
	100	0,071		0,044			-0,027				
	270	0,050		0,004			-0,046				
2	0	0,570		0,546			-0,024				
	25	0,455		0,446			-0,009				
	50	0,188		0,166			-0,022				
	100	0,071		0,016			-0,055				
	270	0,030		0,006			-0,024				
3	0	0,770		0,760			-0,010				
	25	0,475		0,480			0,005				
	50	0,188		0,160			-0,028				
	100	0,071		0,060			-0,011				
	270	0,010		0,010			0,000				
4	0	0,750		0,750			0,000				
	25	0,475		0,460			-0,015				
	50	0,168		0,190			0,022				
	100	0,071		0,070			-0,001				
	270	0,010		0,010			0,000				
5	0	0,790		0,800			0,010				
	25	0,315		0,330			0,015				
	50	0,108		0,120			0,012				
	100	0,051		0,040			-0,011				
	270	0,010		0,020			0,010				
6	0	0,660		0,676			0,016				
	25	0,485		0,456			-0,029				
	50	0,138		0,176			0,038				
	100	0,081		0,136			0,055				
	270	0,000		0,006			0,006				



7	0	0,770	0,790	0,020
	25	0,195	0,230	0,035
	50	0,088	0,100	0,012
	100	0,051	0,050	-0,001
	270	0,010	0,020	0,010
8	0	0,510	0,500	-0,010
	25	0,235	0,230	-0,005
	50	0,068	0,050	-0,018
	100	0,031	0,040	0,009
	270	0,010	0,010	0,000
9	0	0,530	0,544	0,014
	25	0,455	0,444	-0,011
	50	0,148	0,154	0,006
	100	0,031	0,034	0,003
	270	0,010	0,004	-0,006
10	0	0,590	0,610	0,020
	25	0,375	0,390	0,015
	50	0,188	0,200	0,012
	100	0,071	0,110	0,039
	270	0,010	0,010	0,000

Tabla 3.10 Two-Sample Paired t-Test particular con valores de la viga 1 compensados.

n=10 $\alpha=0,05$										
D (cm)	P	DV1A (mm)	y1	DV2 (mm)	y2	y2-y1	di	SD	tobs	t 9, 0.025
0	1	0,670	0,661	0,634	0,661	0,000	-0,036	0,02	0,000	2,262
	2	0,570		0,546			-0,024			No
	3	0,770		0,760			-0,010			
	4	0,750		0,750			0,000			
	5	0,790		0,800			0,010			
	6	0,660		0,676			0,016			
	7	0,770		0,790			0,020			
	8	0,510		0,500			-0,010			
	9	0,530		0,544			0,014			
	10	0,590		0,610			0,020			
25	1	0,335	0,380	0,234	0,37	-0,010	-0,101	0,04	0,869	2,262
	2	0,455		0,446			-0,009			No
	3	0,475		0,480			0,005			
	4	0,475		0,460			-0,015			
	5	0,315		0,330			0,015			
	6	0,485		0,456			-0,029			
	7	0,195		0,230			0,035			



	8	0,235		0,230			-0,005			
	9	0,455		0,444			-0,011			
	10	0,375		0,390			0,015			
50	1	0,088	0,137	0,054	0,137	0,000	-0,034	0,02	0,000	2,262
	2	0,188		0,166			-0,022			No
	3	0,188		0,160			-0,028			
	4	0,168		0,190			0,022			
	5	0,108		0,120			0,012			
	6	0,138		0,176			0,038			
	7	0,088		0,100			0,012			
	8	0,068		0,050			-0,018			
	9	0,148		0,154			0,006			
	10	0,188		0,200			0,012			
100	1	0,071	0,060	0,044	0,06	0,000	-0,027	0,03	0,000	2,262
	2	0,071		0,016			-0,055			No
	3	0,071		0,060			-0,011			
	4	0,071		0,070			-0,001			
	5	0,051		0,040			-0,011			
	6	0,081		0,136			0,055			
	7	0,051		0,050			-0,001			
	8	0,031		0,040			0,009			
	9	0,031		0,034			0,003			
	10	0,071		0,110			0,039			
270	1	0,050	0,015	0,004	0,01	-0,005	-0,046	0,02	0,830	2,262
	2	0,030		0,006			-0,024			No
	3	0,010		0,010			0,000			
	4	0,010		0,010			0,000			
	5	0,010		0,020			0,010			
	6	0,000		0,006			0,006			
	7	0,010		0,020			0,010			
	8	0,010		0,010			0,000			
	9	0,010		0,004			-0,006			
	10	0,010		0,010			0,000			

Se observa en la Tabla 3.9 y la Tabla 3.10 que con la compensación realizada a las deflexiones de la viga 1 con los factores de ajuste determinados, ya no se dan diferencias estadísticamente significativas, lo que indica que en efecto las diferencias que existen entre las deflexiones de las vigas siguen una tendencia



constante y son causa de la calibración y/o precisión de los equipos, lo cual no implica un mal funcionamiento de los mismos, no obstante al no saber cuál de los dos equipos posee la calibración más precisa, es necesario garantizar que las diferencias existentes en las medidas de deflexión generadas por las dos vigas no representan una diferencia significativa en un sentido práctico para los resultados finales de una evaluación estructural, lo cual se demostrará en la cuarta y última fase de este análisis estadístico, la cual se presenta en el apartado siguiente.

3.1.1.4 Two-Sample Paired t-Test para Módulo Resiliente MR y Módulo

Efectivo E_p

Para determinar si las diferencias de deflexiones existentes debido a la calibración de los equipos repercuten también en diferencias significativas en los resultados finales de una evaluación estructural, como cuarta fase de este análisis se ha determinado los Módulos Resilientes (MR) de la subrasante y los Módulos Efectivos (E_p) de las capas que conforman el pavimento en las 10 secciones evaluadas, y se ha aplicado nuevamente el análisis estadístico Two-Sample Paired t-Test, para determinar si existen diferencias estadísticamente significativas de estos parámetros, los cuales están en función de la deflexión máxima (D_0) y la deflexión a una distancia (r) medidas por las dos vigas Benkelman. Estos dos parámetros están directamente relacionados con los números o capacidades estructurales presente y futura del pavimento, las que a su vez son los dos factores necesarios para determinar el espesor de refuerzo del pavimento, el cual es el resultado final de la evaluación estructural.

El proceso para el cálculo del módulo resiliente y el módulo efectivo por el método AASHTO se describe en el apartado 2.5.3, y en el capítulo 3.2 se muestra la metodología específica junto con todas las consideraciones e información empleadas para el análisis completo de este proyecto en todos los puntos ensayados de las calzadas evaluadas. Los valores de los módulos resilientes y los módulos efectivos obtenidos a partir de la información deflectométrica



proporcionada por cada una de las vigas para las 10 secciones de pavimento evaluadas se muestran en la Tabla 3.11.

Tabla 3.11 Módulos resilientes y módulos efectivos, viga 1 y viga 2.

P	MR V1 (psi)	MR V2 (psi)	Ep V1 (psi)	Ep V2 (psi)
1	6678,5	12122,9	47953,1	42827,7
2	5634,3	33015,6	75344,1	38876,7
3	6567,0	8753,7	38632,2	36888,2
4	6589,3	7528,6	40129,1	40209,9
5	8808,4	13203,8	33416,2	30391,8
6	5385,3	3589,8	55334,7	74428,4
7	8809,5	10564,9	34603,4	33042,7
8	13355,1	13346,5	51474,5	57232,8
9	13065,9	15366,8	47959,5	47221,5
10	5834,4	4292,8	61115,4	74816,9

A continuación, se realiza el análisis estadístico Two-Sample Paired t-Test para los módulos resilientes, así como para los módulos efectivos, estos se muestran en las Tabla 3.12 y

Tabla 3.13 respectivamente.

Tabla 3.12 Two-Sample Paired t-Test para módulos resilientes.

n=10 α=0,05									
P	MR V1 (psi)	y1	MR V2 (psi)	y2	y2-y1	di	SD	tobs	t 9 , 0.025
1	6678,5	8072,8	12122,9	12178,6	4105,8	5444,4	8496,8	1,528	2,262
2	5634,3		33015,6			27381,3			No
3	6567,0		8753,7			2186,7			
4	6589,3		7528,6			939,3			
5	8808,4		13203,8			4395,4			
6	5385,3		3589,8			-1795,4			
7	8809,5		10564,9			1755,4			
8	13355,1		13346,5			-8,6			
9	13065,9		15366,8			2300,9			
10	5834,4		4292,8			-1541,6			



Tabla 3.13 Two-Sample Paired t-Test para módulos efectivos.

n=10 $\alpha=0,05$									
P	Ep V1 (psi)	y1	Ep V2 (psi)	y2	y2-y1	di	SD	tobs	t 9, 0.025
1	47953,1	48596,2	42827,7	47593,7	-1002,5	-5125,4	14707	0,216	2,262
2	75344,1		38876,7			-36467,4			No
3	38632,2		36888,2			-1744,0			
4	40129,1		40209,9			80,8			
5	33416,2		30391,8			-3024,4			
6	55334,7		74428,4			19093,7			
7	34603,4		33042,7			-1560,7			
8	51474,5		57232,8			5758,3			
9	47959,5		47221,5			-737,9			
10	61115,4		74816,9			13701,5			

En ninguno de los dos análisis se presentan diferencias estadísticamente significativas, lo que indica que para fines prácticos las diferencias existentes en las deflexiones de las dos vigas no representan una disimilitud considerable en los resultados de una evaluación estructural.

3.2 Evaluación Estructural

Para determinar la capacidad estructural del pavimento a evaluar, su vida útil y de ser necesario su refuerzo pertinente, se aplicaron 2 metodologías; el método de la AASHTO y el método del Instituto de Asfalto, los cuales requieren de ciertos parámetros para su aplicación los cuales se determinan a continuación.

3.2.1 Deflexión

3.2.1.1 Ensayo de deflexión con viga Benkelman

Los métodos a aplicar tienen su base en el análisis de la deflexión recuperable del pavimento, por lo que este parámetro es el más importante y se obtiene



mediante la aplicación in situ del equipo denominado como “Viga Benkelman”, la cual es un modelo 47-1460 de la marca ELE International, cuyas características técnicas, instalación e instrucciones de uso se pueden ver en su manual de operación (ELE International, 2009). En base a este manual, en la norma INVE-795, “Medida de la deflexión de un pavimento empleando dispositivo de carga estática no continua, viga Benkelman”, y principalmente en la norma “Standard test procedure for Benkelman beam deflection measurements” (TNZ, 1977), se ha desarrollado una metodología de aplicación del equipo y procesamiento de la información de manera simple y comprensible, la cual se describe a continuación.

En primer lugar, se abscisa la vía en los puntos donde se realizarán las mediciones, la frecuencia de medición de acuerdo al tipo de ensayo se indica en la Tabla 2.14 de este documento. Para el caso de estudio se ha seleccionado un ensayo a nivel general de proyecto el cual es adecuado para diseños de refuerzo o rehabilitaciones (INVE 795, 2007). Se ha seccionado las dos calzadas, cada una de 1.1 km aproximadamente en 15 secciones, cada 75 metros, realizando las pruebas en el punto medio de cada sección.

Para determinar la localización del punto de ensayo en cada abscisa se recurre a la Tabla 2.15, puesto que para el caso de estudio los carriles de las calzadas son de 3.8 m, los ensayos se harán a 90 cm del borde del carril.

Una vez localizados y marcados los puntos se procede a realizar los ensayos, para lo cual se prepara el equipo. El equipo utilizado en este estudio se describe continuación:

-Viga Benkelman ELE 47-1460; la cual debe ser posicionada y calibrada de acuerdo al manual de operación del modelo.



Figura 3.3 Viga Benkelman ELE 47-1460.

-Dial Deformímetro ELE; con un recorrido igual o superior a 10 mm y con una división de 0,01 mm.



Figura 3.4 Dial Deformímetro ELE.

-Camión Tipo V2DB; O volqueta de dos ejes con llantas duales en el eje trasero, previamente cargado con lastre, con un peso en el eje trasero de 8250 Kg. Para pesar el eje trasero del camión, solamente 2/3 de este deben estar dentro de la báscula como se muestra en la Figura 3.6. El camión se pesó en la báscula de la fábrica de Cementos Guapán, el certificado del pesaje se muestra en el Anexo 3.



Figura 3.5 Camión Tipo V2DB.



Figura 3.6 Pesado del Camión.

Manómetro; para medir la presión de las llantas de la volqueta, las cuales tenían una presión de inflado de 80 psi.

Termómetro Infrarrojo; para medir la temperatura superficial del pavimento.

Cinta métrica de 30 m; con la cual se medirán las distancias de abscisado, y localización de los puntos de ensayo.



Debido a que el método de la AASHTO aparte de la deflexión máxima que es la que se produce justo debajo del punto de ensayo requieren también de una deflexión a una distancia r de dicho punto para su desarrollo, se ha convenido tomar tres lecturas adicionales a las distancias de 25, 50 y 100 centímetros con las cuales además del propósito mencionado permiten modelar la forma del cuenco de deflexiones debido a la carga aplicada en el punto (Huang, 2004). Con dicho cuenco de deflexiones es posible realizar un pre diagnóstico de la condición estructural de esa sección de pavimento y su subrasante.

Para realizar el ensayo se ha seguido el procedimiento expuesto en la sección 2.2.4. A continuación se muestra un esquema de la toma de lecturas de acuerdo a las distancias adicionales planteadas en este ensayo.

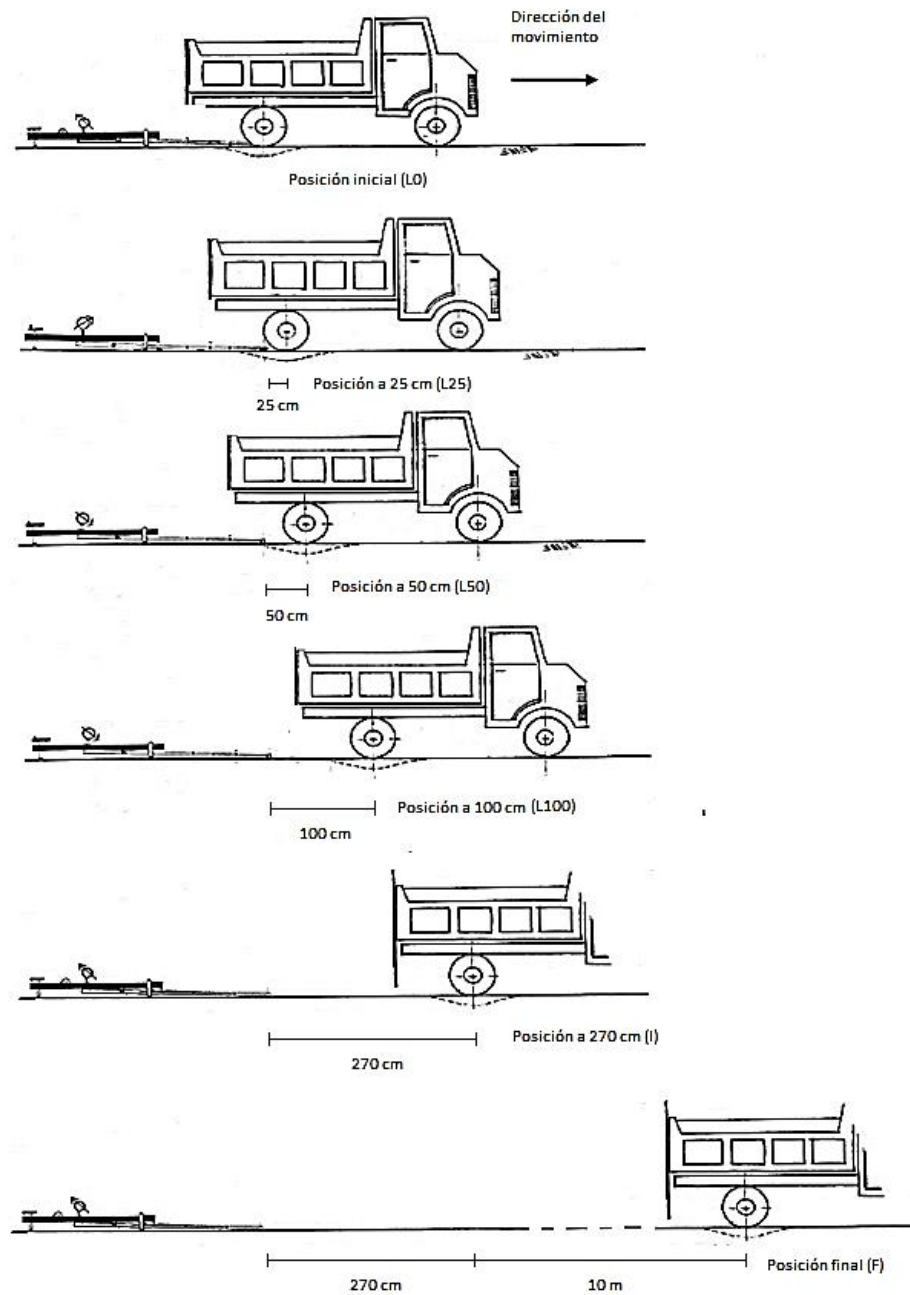


Figura 3.7 Esquema de toma de lecturas de deflexión.

La recopilación de las lecturas de los 30 puntos de ensayo se muestra en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14 Lecturas de recuperación de la deflexión.

Calzada Derecha								
Punto	Abscisa (m)	Temperatura IR °C	L0 (mm)	L25 (mm)	L50 (mm)	L100 (mm)	L270 (I) (mm)	L1000 (F) (mm)
1	0	44,4	0	0,200	0,290	0,295	0,315	0,317
2	75	40,5	0	0,050	0,190	0,265	0,270	0,273
3	150	41,4	0	0,140	0,300	0,350	0,375	0,380
4	225	41,8	0	0,145	0,280	0,340	0,370	0,375
5	300	42	0	0,235	0,340	0,380	0,390	0,400
6	375	41,3	0	0,110	0,250	0,270	0,335	0,338
7	450	41,7	0	0,280	0,345	0,370	0,385	0,395
8	525	43,2	0	0,135	0,225	0,230	0,245	0,250
9	600	39,6	0	0,050	0,195	0,255	0,270	0,272
10	675	38,4	0	0,110	0,205	0,250	0,300	0,305
11	750	39,8	0	0,180	0,270	0,295	0,345	0,350
12	825	40,1	0	0,200	0,340	0,375	0,390	0,395
13	900	43,1	0	0,180	0,330	0,350	0,375	0,380
14	975	44,3	0	0,200	0,310	0,330	0,370	0,375
15	1050	39,1	0	0,090	0,200	0,230	0,290	0,295
Calzada Izquierda								
Punto	Abscisa (m)	Temperatura IR °C	L0 (mm)	L25 (mm)	L50 (mm)	L100 (mm)	L270 (I) (mm)	L1000 (F) (mm)
16	0	38,7	0	0,300	0,400	0,430	0,470	0,480
17	75	36,9	0	0,240	0,330	0,400	0,420	0,425
18	150	39,4	0	0,260	0,360	0,400	0,480	0,482
19	225	36,6	0	0,245	0,295	0,320	0,340	0,343
20	300	34,4	0	0,345	0,415	0,445	0,490	0,500
21	375	34,8	0	0,110	0,275	0,290	0,380	0,385
22	450	35	0	0,260	0,310	0,340	0,405	0,410
23	525	36,7	0	0,210	0,320	0,360	0,390	0,395
24	600	36,1	0	0,210	0,390	0,415	0,450	0,453
25	675	36,8	0	0,230	0,360	0,375	0,395	0,400
26	750	37,1	0	0,100	0,460	0,575	0,690	0,695
27	825	38,9	0	0,090	0,280	0,365	0,420	0,425
28	900	35,9	0	0,210	0,290	0,330	0,390	0,400
29	975	36,2	0	0,280	0,340	0,355	0,390	0,400
30	1050	37,8	0	0,130	0,285	0,310	0,370	0,375



3.2.1.2 Cálculo de las deflexiones

Aplicando el procedimiento descrito en la sección 2.4.5, la deflexión recuperable del pavimento D_T en el punto de ensayo y a las distancias de este planteadas, para los 15 puntos de cada calzada se muestran en la Tabla 3.15.

Tabla 3.15 Cálculo de las deflexiones a una temperatura T del pavimento.

Calzada Derecha							
P	(F-I)	<=0,03	DT0 (mm)	DT25 (mm)	DT50 (mm)	DT100 (mm)	DT270 (mm)
1	0,002	OK	0,634	0,234	0,054	0,044	0,004
2	0,003	OK	0,546	0,446	0,166	0,016	0,006
3	0,005	OK	0,760	0,480	0,160	0,060	0,010
4	0,005	OK	0,750	0,460	0,190	0,070	0,010
5	0,010	OK	0,800	0,330	0,120	0,040	0,020
6	0,003	OK	0,676	0,456	0,176	0,136	0,006
7	0,010	OK	0,790	0,230	0,100	0,050	0,020
8	0,005	OK	0,500	0,230	0,050	0,040	0,010
9	0,002	OK	0,544	0,444	0,154	0,034	0,004
10	0,005	OK	0,610	0,390	0,200	0,110	0,010
11	0,005	OK	0,700	0,340	0,160	0,110	0,010
12	0,005	OK	0,790	0,390	0,110	0,040	0,010
13	0,005	OK	0,760	0,400	0,100	0,060	0,010
14	0,005	OK	0,750	0,350	0,130	0,090	0,010
15	0,005	OK	0,590	0,410	0,190	0,130	0,010
Calzada Izquierda							
P	(F-I)	<=0,03	DT0 (mm)	DT25 (mm)	DT50 (mm)	DT100 (mm)	DT270 (mm)
16	0,010	OK	0,960	0,360	0,160	0,100	0,020
17	0,005	OK	0,850	0,370	0,190	0,050	0,010
18	0,002	OK	0,964	0,444	0,244	0,164	0,004
19	0,003	OK	0,686	0,196	0,096	0,046	0,006
20	0,010	OK	1,000	0,310	0,170	0,110	0,020
21	0,005	OK	0,770	0,550	0,220	0,190	0,010
22	0,005	OK	0,820	0,300	0,200	0,140	0,010
23	0,005	OK	0,790	0,370	0,150	0,070	0,010
24	0,003	OK	0,906	0,486	0,126	0,076	0,006
25	0,005	OK	0,800	0,340	0,080	0,050	0,010
26	0,005	OK	1,390	1,190	0,470	0,240	0,010
27	0,005	OK	0,850	0,670	0,290	0,120	0,010
28	0,010	OK	0,800	0,380	0,220	0,140	0,020
29	0,010	OK	0,800	0,240	0,120	0,090	0,020
30	0,005	OK	0,750	0,490	0,180	0,130	0,010



3.2.1.3 Predicción de la Temperatura Interna del Pavimento

En este proyecto se midió la temperatura superficial del pavimento con un termómetro infrarrojo portátil, para posteriormente predecir la temperatura interna aplicando la norma (INVE-788, 2007), como se indica en la sección 2.4.6 de este documento. Se ha planteado determinar la temperatura del pavimento a una profundidad de 40 milímetros. La temperatura máxima y mínima del día anterior fue de 24°C y 11°C respectivamente, por lo que de acuerdo a las temperaturas superficiales en cada punto de ensayo y la hora a la cual fueron medidas, se determina la temperatura interna del pavimento aplicando la ecuación (2.23). Los resultados de los cálculos para los 30 puntos ensayados se muestran en el Tabla 3.16

Tabla 3.16 Predicción de la temperatura a 40 mm del pavimento a partir de la temperatura superficial.

d (mm)	40	Tmax °C	24	Tmin °C	11	(1-día) °C	17,5
Calzada Derecha							
Punto	T IR °C	Hora	Minutos	Hora Decimal	A	B	T a 40 mm (°C)
1	44,4	11	13	11,22	-0,99	-0,72	35,40
2	40,5	11	43	11,72	-0,96	-0,58	32,90
3	41,4	11	53	11,88	-0,95	-0,54	33,63
4	41,8	12	3	12,05	-0,93	-0,49	34,02
5	42	12	13	12,22	-0,91	-0,43	34,26
6	41,3	12	25	12,42	-0,88	-0,37	33,89
7	41,7	12	34	12,57	-0,85	-0,32	34,28
8	43,2	12	45	12,75	-0,81	-0,26	35,50
9	39,6	12	57	12,95	-0,77	-0,19	33,04
10	38,4	13	6	13,10	-0,74	-0,14	32,27
11	39,8	15	7	15,12	-0,13	0,54	34,81
12	40,1	15	12	15,20	-0,10	0,56	35,09
13	43,1	15	16	15,27	-0,08	0,58	37,42
14	44,3	15	19	15,32	-0,06	0,59	38,37
15	39,1	15	22	15,37	-0,04	0,61	34,45
Calzada Izquierda							
Punto	T IR °C	Hora	Minutos	Hora Decimal (24)	A	B	T a 40 mm (°C)
16	38,7	15	30	15,50	0,00	0,64	34,24



17	36,9	15	33	15,55	0,02	0,66	32,90
18	39,4	15	37	15,62	0,04	0,67	34,85
19	36,6	15	41	15,68	0,06	0,69	32,75
20	34,4	15	46	15,77	0,09	0,71	31,12
21	34,8	15	50	15,83	0,12	0,73	31,47
22	35	15	53	15,88	0,13	0,74	31,65
23	36,7	15	56	15,93	0,15	0,75	32,98
24	36,1	16	0	16,00	0,17	0,77	32,56
25	36,8	16	3	16,05	0,19	0,78	33,12
26	37,1	16	6	16,10	0,21	0,79	33,38
27	38,9	16	10	16,17	0,23	0,80	34,80
28	35,9	16	14	16,23	0,25	0,82	32,53
29	36,2	16	17	16,28	0,27	0,83	32,79
30	37,8	16	20	16,33	0,29	0,84	34,04

3.2.1.4 Corrección de las Deflexiones por Temperatura

Para este estudio se realizará la corrección por temperatura de las deflexiones mediante la ecuación (2.24), ya que es la más adecuada para corregir todas las deflexiones medidas a cualquier distancia del punto de ensayo. El espesor de la carpeta asfáltica de la Avenida 16 de abril según la información proporcionada por el Departamento de Obras Públicas de la Municipalidad de Azogues es de 4 pulgadas o 10 centímetros, como se indica en el capítulo 1.5 y de acuerdo a las temperaturas internas del pavimento, las deflexiones corregidas D_c son las que se exponen en la Tabla 3.17. En el Anexo 4 se presentan los gráficos comparativos entre los cuencos de deflexión con y sin corrección por temperatura de cada uno de los 30 puntos.

Tabla 3.17 Corrección de las deflexiones por temperatura.

Espesor de la carpeta asfáltica (cm)		10					
Calzada Derecha							
Punto	T a 40 mm (°C)	D0c	D25c	D50c	D100c	D270c	
1	35,40	0,549	0,203	0,047	0,038	0,003	
2	32,90	0,484	0,395	0,147	0,014	0,005	
3	33,63	0,669	0,422	0,141	0,053	0,009	
4	34,02	0,658	0,403	0,167	0,061	0,009	
5	34,26	0,700	0,289	0,105	0,035	0,018	
6	33,89	0,594	0,400	0,155	0,119	0,005	
7	34,28	0,691	0,201	0,088	0,044	0,018	



8	35,50	0,433	0,199	0,043	0,035	0,009
9	33,04	0,481	0,393	0,136	0,030	0,004
10	32,27	0,543	0,347	0,178	0,098	0,009
11	34,81	0,610	0,296	0,139	0,096	0,009
12	35,09	0,686	0,339	0,096	0,035	0,009
13	37,42	0,647	0,341	0,085	0,051	0,009
14	38,37	0,634	0,296	0,110	0,076	0,008
15	34,45	0,515	0,358	0,166	0,114	0,009
Calzada Izquierda						
Punto	T a 40 mm (°C)	D0c	D25c	D50c	D100c	D270c
16	34,24	0,840	0,315	0,140	0,088	0,018
17	32,90	0,753	0,328	0,168	0,044	0,009
18	34,85	0,839	0,387	0,212	0,143	0,003
19	32,75	0,608	0,174	0,085	0,041	0,005
20	31,12	0,900	0,279	0,153	0,099	0,018
21	31,47	0,691	0,493	0,197	0,170	0,009
22	31,65	0,734	0,269	0,179	0,125	0,009
23	32,98	0,699	0,327	0,133	0,062	0,009
24	32,56	0,805	0,432	0,112	0,068	0,005
25	33,12	0,707	0,301	0,071	0,044	0,009
26	33,38	1,226	1,050	0,415	0,212	0,009
27	34,80	0,740	0,584	0,253	0,105	0,009
28	32,53	0,711	0,338	0,196	0,124	0,018
29	32,79	0,709	0,213	0,106	0,080	0,018
30	34,04	0,658	0,430	0,158	0,114	0,009

3.2.2 Tráfico Promedio Diario Anual

El TPDA o tráfico promedio diario anual de una vía puede ser determinado mediante la ecuación (2.7), para lo cual se requiere un aforo vehicular de la vía a evaluar y el cálculo de los factores de mayoración indicados.

3.2.2.1 Aforo vehicular

Se realizó un conteo vehicular en las dos calzadas de la Avenida 16 de Abril el día lunes 10 de junio del 2019 durante un periodo de 12 horas, empezando a las 7:00 horas y finalizando a las 19:00 horas, clasificando los vehículos en livianos, buses, camiones tipo 2D, camiones tipo 2DA, camiones tipo 2DB/V2DB, camiones tipo 3-A/V3A/VZS y motos. El volumen de tráfico total de la calzada izquierda fue de



1876 vehículos mientras que el de la calzada derecha es de 2084 vehículos, como se muestra en la Tabla 3.18.

Tabla 3.18 Conteo vehicular de la Avenida 16 de Abril.

Calzada Izquierda (S-N)								
Hora	Livianos	Buses	2D	2DA	2DB/V2DB	3-A/V3A/VZS	Motos	TOTAL
7:00 - 8:00	212	5	0	1	2	0	6	226
8:00 - 9:00	175	7	1	1	4	0	6	194
9:00 - 10:00	116	5	0	1	5	0	3	130
10:00 - 11:00	100	5	2	1	2	0	2	112
11:00 - 12:00	87	6	0	1	4	0	1	99
12:00 - 13:00	139	5	1	1	2	0	5	153
13:00 - 14:00	148	5	1	1	3	1	1	160
14:00 - 15:00	142	8	1	2	7	2	1	163
15:00 - 16:00	120	5	1	1	5	2	2	136
16:00 - 17:00	118	5	0	1	4	1	5	134
17:00 - 18:00	200	5	1	1	3	1	12	223
18:00 - 19:00	137	3	0	0	0	2	4	146
TOTAL	1694	64	8	12	41	9	48	1876
Porcentaje (%)	90,3	3,4	0,4	0,6	2,2	0,5	2,6	100,0
Calzada Derecha (N-S)								
Hora	Livianos	Buses	2D	2DA	2DB/V2DB	3-A/V3A/VZS	Motos	TOTAL
7:00 - 8:00	181	6	0	0	2	0	6	195
8:00 - 9:00	121	6	1	2	3	1	6	140
9:00 - 10:00	103	7	1	1	7	0	4	123
10:00 - 11:00	92	5	1	1	6	0	2	107
11:00 - 12:00	102	7	0	1	2	0	4	116
12:00 - 13:00	154	7	1	1	4	0	10	177
13:00 - 14:00	237	6	0	0	3	1	8	255
14:00 - 15:00	109	5	2	1	4	1	3	125
15:00 - 16:00	133	6	0	2	6	0	3	150
16:00 - 17:00	123	4	1	2	6	2	1	139
17:00 - 18:00	274	6	1	0	4	0	8	293
18:00 - 19:00	239	7	1	3	5	1	8	264
TOTAL	1868	72	9	14	52	6	63	2084
Porcentaje (%)	89,6	3,5	0,4	0,7	2,5	0,3	3,0	100,0



3.2.2.2 Factor horario

Para el cálculo de este factor se ha hecho uso de un aforo vehicular existente de 24 horas durante una semana completa de la Avenida 12 de Abril, la cual posee un comportamiento del tráfico bastante similar al de la Avenida 16 de abril, en donde la variación de tráfico a lo largo del día mantiene una relación igual para ambas vías, lo que implica factores horarios iguales, por lo que es admisible el cálculo de dichos factores para la Avenida 16 de Abril a partir de esta información vehicular de la Avenida 12 de abril presentada en la Tabla 3.19. Para determinar y evidenciar lo antes mencionado se ha realizado una regresión lineal entre el tráfico horario acumulado de ambas vías en un periodo de 12 horas, de 7 am a 7 pm, obteniendo un coeficiente de determinación R^2 de 0.9926 y un coeficiente de correlación r de 0.9962 lo cual de acuerdo a la Tabla 2.3 corresponde a una correlación excelente, además se ha calculado el factor horario para mayoración a 12 horas con el tráfico acumulado de cada hora del periodo mencionado para cada vía y se ha realizado una regresión lineal en donde se obtiene un coeficiente de determinación R^2 de 0.9838 y un coeficiente de correlación r de 0.9918 que igualmente corresponde a una correlación excelente, además de que se la dispersión de los puntos se ajustan a una línea de pendiente 1 lo que es indicador de valores iguales o muy semejantes. En la Tabla 3.20 se muestra el tráfico horario acumulado de cada vía así como los factores horarios determinados. En la Figura 3.8 y la Figura 3.9 se ven los gráficos de las regresiones lineales realizadas para el tráfico horario acumulado y el factor horario respectivamente.



Tabla 3.19 Conteo automático de tráfico de la Avenida 12 de Abril.

CONTEO AUTOMÁTICO DE TRÁFICO								
Calle principal:		Av. 12 de Abril			Calle Secundaria:		Av. Huayna Capac	
Estación:		194						
Fecha:		13/MAYO/2013 -19/MAYO/2013						
Hora	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	TOTAL
00:00-01:00	144	171	238	231	377	615	525	2301
01:00-02:00	68	63	142	193	276	452	464	1658
02:00-03:00	58	54	69	86	164	490	452	1373
03:00-04:00	70	65	64	74	96	310	273	952
04:00-05:00	104	79	83	87	140	173	159	825
05:00-06:00	228	227	219	220	231	239	137	1501
06:00-07:00	1070	1159	1087	1160	1181	537	302	6496
07:00-08:00	2481	2404	2477	2522	2481	1443	677	14485
08:00-09:00	2764	2592	2791	2793	2821	2052	183	15996
09:00-10:00	2590	2380	2517	2439	2661	2098	375	15060
10:00-11:00	2453	2492	2588	2479	2569	2228	329	15138
11:00-12:00	2370	2575	2467	2496	2784	2304	334	15330
12:00-13:00	2413	2408	2569	2538	2764	2088	278	15058
13:00-14:00	2357	2392	2507	2498	2822	2026	1270	15872
14:00-15:00	2297	2268	2270	2411	2521	1759	1330	14856
15:00-16:00	2715	2802	2581	2653	2778	1817	1399	16745
16:00-17:00	2746	2521	2443	2537	3152	1865	1399	16663
17:00-18:00	2578	2558	2421	2500	2710	1799	1309	15875
18:00-19:00	2653	2775	2576	2755	2420	1758	1432	16369
19:00-20:00	2125	2190	2148	2250	2361	1605	1310	13989
20:00-21:00	1572	1513	1745	1734	2135	1548	1079	11326
21:00-22:00	1079	1237	1244	1398	1780	1425	812	8975
22:00-23:00	727	783	904	1097	1476	1185	509	6681
23:00-24:00	340	397	480	567	924	805	290	3803
TOTAL	38002	38105	38630	39718	43624	32621	16627	247327

Tabla 3.20 Tráfico y factores horarios de las Avenidas 16 de Abril y 12 de Abril.

Hora	Avenida 16 de Abril			Avenida 12 de Abril		
	Tráfico	Tráfico Acumulado	Fh	Tráfico	Tráfico Acumulado	Fh
7:00 - 8:00	421	421	9,4	2481	2481	12,3
8:00 - 9:00	334	755	5,2	2764	5245	5,8
9:00 - 10:00	253	1008	3,9	2590	7835	3,9
10:00 - 11:00	219	1227	3,2	2453	10288	3,0
11:00 - 12:00	215	1442	2,7	2370	12658	2,4
12:00 - 13:00	330	1772	2,2	2413	15071	2,0
13:00 - 14:00	415	2187	1,8	2357	17428	1,7
14:00 - 15:00	288	2475	1,6	2297	19725	1,5
15:00 - 16:00	286	2761	1,4	2715	22440	1,4
16:00 - 17:00	273	3034	1,3	2746	25186	1,2
17:00 - 18:00	516	3550	1,1	2578	27764	1,1
18:00 - 19:00	410	3960	1,0	2653	30417	1,0

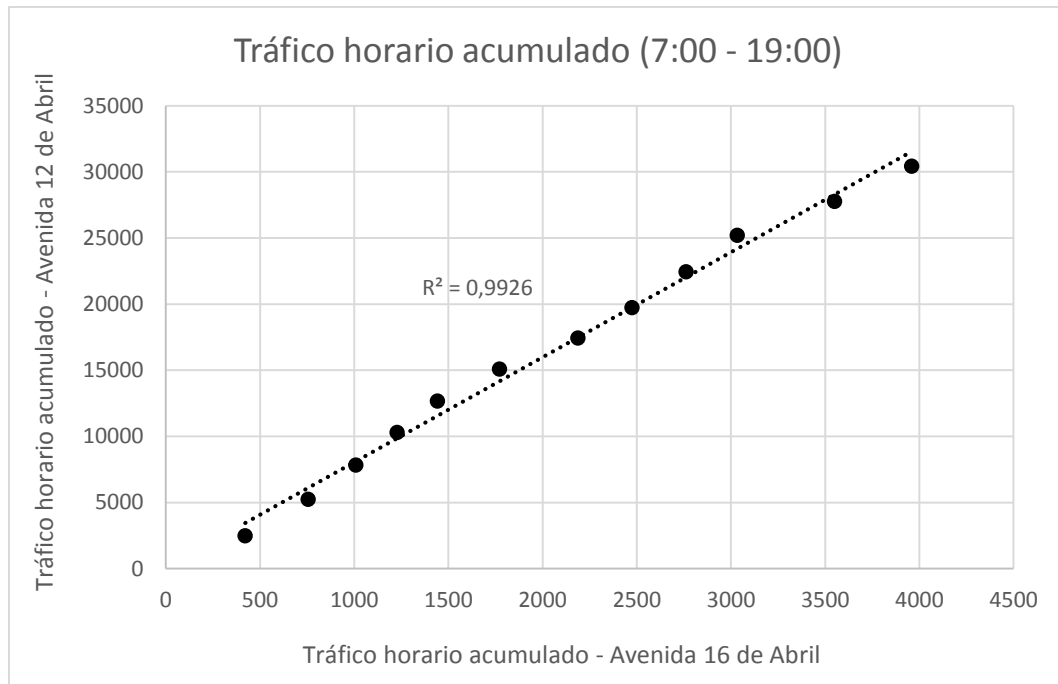


Figura 3.8 Regresión lineal de tráfico horario acumulado.

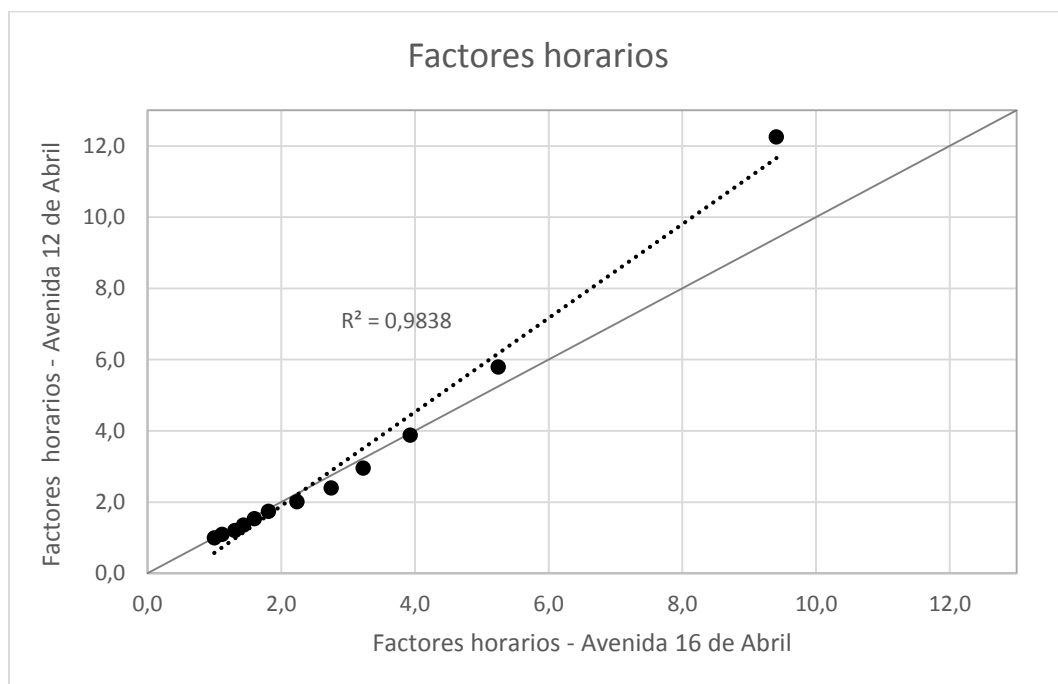


Figura 3.9 Regresión lineal de factores horarios.



El volumen de tráfico de las 24 horas del día lunes de la Avenida 12 de Abril es de 38002 vehículos, mientras que el volumen de tráfico entre las 7:00 am y las 7:00 pm de ese mismo día es de 30417 vehículos, por lo que aplicando la ecuación (2.8) el factor horario es de 1,25.

3.2.2.3 Factor diario

Para determinar este factor, de igual manera se ha usado la información del conteo antes mencionado de la Tabla 3.19, en donde se observa que el tráfico total en la semana es de 247327 vehículos, el cual dividido para 7 días de la semana da un tráfico promedio diario semanal de 353324.42 vehículos, y el tráfico diario del día lunes es de 38002, por lo que aplicando la ecuación (2.9) el factor diario tiene un valor de 0.93.

3.2.2.4 Factor semanal

De acuerdo a la ecuación (2.10) y a que el conteo se realizó en el mes de junio, el cual tiene 30 días, el factor semanal es de 1.071.

3.2.2.5 Factor mensual

En la Tabla 3.21 se expone el consumo de combustibles de la provincia del Cañar en el año 2018, en el Anexo 5 se encuentra el oficio con dicha información, proporcionada por la Agencia de Regulación y Control Hidrocarburífero (ARCH).

Se observa que el promedio de combustible de todos los meses es de 3270290.92 y el del mes de junio es de 3223731. Al aplicar la ecuación (2.11) se determina que el factor mensual es 1.014.



Tabla 3.21 Consumo de combustibles de la provincia del Cañar en 2018 (Petroecuador, 2018).

MES	DIESEL	EXTRA	SUPER	TOTAL
Enero	1681278	1171370	201033	3053681
Febrero	1353436	1102240	200022	2655698
Marzo	1660737	1245925	216851	3123513
Abril	1677759	1132477	188227	2998463
Mayo	1794750	1214838	212802	3222390
Junio	1793682	1225101	204948	3223731
Julio	1907531	1214623	205790	3327944
Agosto	2049804	1304139	228747	3582690
Septiembre	1986865	1247292	119108	3353265
Octubre	2196797	1332875	128871	3658543
Noviembre	2091084	1320599	123364	3535047
Diciembre	1974654	1410019	123853	3508526
TOTAL	22168377	14921498	2153616	39243491
PROMEDIO	1847364,75	1243458,17	179468	3270290,92

De acuerdo con el tráfico aforado para la calzada izquierda y a los factores de mayoración determinados, al aplicar la ecuación (2.7) se tiene:

$$TPDA = 1876 \times 1.25 \times 0.93 \times 1.071 \times 1.014 = 2369$$

Mientras que para la calzada derecha se tiene:

$$TPDA = 2084 \times 1.25 \times 0.93 \times 1.071 \times 1.014 = 2632$$

El TPDA para cada tipo de vehículo según su porcentaje se muestra en la Tabla 3.22.

Tabla 3.22 TPDA para cada tipo de vehículo.

Calzada Izquierda			Calzada Derecha		
Vehículos	Porcentaje (%)	TPDAi	Vehículos	Porcentaje (%)	TPDAi
Livianos	90,3	2139	Livianos	89,6	2359
Buses	3,4	81	Buses	3,5	91
2D	0,4	10	2D	0,4	11
2DA	0,6	15	2DA	0,7	18
2DB/V2DB	2,2	52	2DB/V2DB	2,5	66
3-A/V3A/VZS	0,5	11	3-A/V3A/VZS	0,3	8
Motos	2,6	61	Motos	3,0	80
Total	100,0	2369	Total	100,0	2632

3.2.3 Ejes Simples Equivalentes (ESAL)

Los ESAL o ejes simples equivalentes para cada calzada de la Avenida 16 de Abril, se determinan por medio de las ecuaciones (2.12) y (2.13), en donde además del $TPDA_i$ por tipo de vehículo, es necesario determinar el factor camión de cada tipo de vehículo pesado que transita por la vía F_{ci} , el factor de crecimiento total G_{rt} y el factor de carril de diseño fd . La determinación de estos parámetros se explica a continuación.


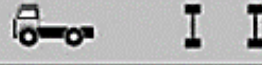

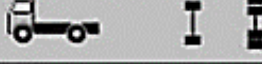










3.2.3.1 Factor Camión

Este factor se determina aplicando una serie de ecuaciones desarrolladas por la AASHTO, las cuales se presentan en el capítulo 2.3.2 de este documento, desde la ecuación (2.14) hasta la ecuación (2.20).

Para una vía arterial importante con un tráfico normal como es el caso de la Avenida 16 de Abril se considera un índice de serviciabilidad final P_t de 2.5.

La distribución de carga máxima por eje de los camiones del Ecuador proporcionada por el Ministerio de Obras Públicas se muestra en el Anexo 6, un resumen para los tipos de camiones que transitan por la Avenida 16 de Abril se muestra en la Tabla 3.23, mientras que la de los buses se presenta en la Figura 3.10 de acuerdo a diversos estudios realizados en el país.

Tabla 3.23 Distribución de carga por eje para camiones.

TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESO MÁXIMO PERMITIDO (Ton.)
2 D			CAMIÓN DE 2 EJES PEQUEÑO 7
2DA			CAMIÓN DE 2 EJES MEDIANOS 10
2DB			CAMIÓN DE 2 EJES GRANDES 18
3-A			CAMIÓN DE 3 EJES 27
V2DB			VOLQUETA DE DOS EJES 8 m ³ 18
V3A			VOLQUETA DE TRES EJES 30-14 m ³ 27
VZS			VOLQUETA ZS DE 3 EJES 16 m ³ 27

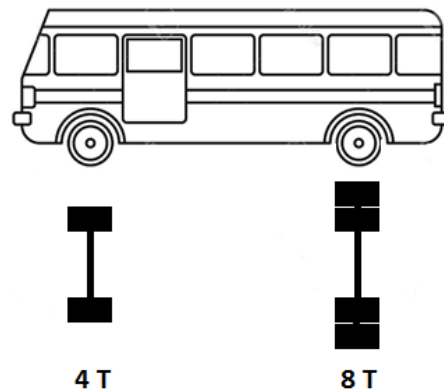


Figura 3.10 Distribución de carga por eje en buses.

Para este caso de aplicación se consideró un número estructural de 5, ya que en el análisis posterior por el método de la AASHTO se determinó números estructurales efectivos de las secciones del pavimento cercanos a este valor. Los resultados del factor camión por tipo de vehículo se exponen en la Tabla 3.24.

Tabla 3.24 Cálculo del factor camión.

	Eje	Carga (Tn)	Lx	L2	Gt	SN	Bx	B18	log(Wtx/Wt18)	EALF	Fc
Buses	Simple	4	8,8	1	-0,2	5	0,41	0,5	1,291	0,051	0,966
	Simple	8	17,6	1	-0,2	5	0,49	0,5	0,039	0,914	
2D	Simple	3	6,6	1	-0,2	5	0,41	0,5	1,812	0,015	0,067
	Simple	4	8,8	1	-0,2	5	0,41	0,5	1,291	0,051	
2DA	Simple	3	6,6	1	-0,2	5	0,41	0,5	1,812	0,015	0,548
	Simple	7	15,4	1	-0,2	5	0,46	0,5	0,273	0,533	
2DB/V2DB	Simple	7	15,4	1	-0,2	5	0,46	0,5	0,273	0,533	3,661
	Simple	11	24,2	1	-0,2	5	0,65	0,5	-0,495	3,128	
3-A/V3A/VZS	Simple	7	15,4	1	-0,2	5	0,46	0,5	0,273	0,533	3,534
	Tandem	20	44	2	-0,2	5	0,59	0,5	-0,477	3,001	

3.2.3.2 Factor de Crecimiento Total

Para el caso de estudio, se ha planteado un periodo de diseño de 20 años. Las tasas de crecimiento anual de tráfico según un estudio realizado por el MTOP para la Municipalidad de Azogues son de 2,11 % y 1,97% para buses y camiones respectivamente (MTOP, 2012). Aplicando la ecuación (2.14) se tiene un factor de crecimiento total G_{rt} de 24.57 para buses y de 24.22 para camiones.

3.2.3.3 Factor de Carril de Diseño

Este factor se determina mediante la Tabla 2.4, dependiendo del número de carriles en las dos direcciones de la vía, en este caso el factor de carril de diseño será 1, ya que se está analizando las calzadas por separado y cada una solo tiene una dirección.

En la Tabla 3.25 se muestran los resultados del cálculo del ESAL para las dos calzadas de la Avenida 16 de Abril.

Tabla 3.25 Cálculo de los ESAL.

Calzada Izquierda			t (años)	20				
i	TPDAi	# de vehículos/año	Fci	ri (%)	Gr_t	fd	ESAL_i	
Buses	81	29503	0,966	2,11	24,57	1	699804,2	
2D	10	3688	0,067	1,97	24,22	1	5947,0	
2DA	15	5532	0,548	1,97	24,22	1	73499,9	
2DB/V2DB	52	18900	3,661	1,97	24,22	1	1676112,6	
3-A/V3A/VZS	11	4149	3,534	1,97	24,22	1	355227,6	
							ESAL	2'810.591
Calzada Derecha			t (años)	20				
i	TPDAi	# de vehículos/año	Fci	ri (%)	Gr_t	fd	ESAL_i	
Buses	91	33191	0,966	2,11	24,57	1	787279,7	
2D	11	4149	0,067	1,97	24,22	1	6690,3	
2DA	18	6454	0,548	1,97	24,22	1	85749,9	
2DB/V2DB	66	23971	3,661	1,97	24,22	1	2125801,3	
3-A/V3A/VZS	8	2766	3,534	1,97	24,22	1	236818,4	
							ESAL	3'242.340

3.2.4 Capacidad y Refuerzo Estructural

Una vez que se dispone de los parámetros necesarios se procede a determinar la capacidad estructural del pavimento y su refuerzo estructural requerido, aplicando las metodologías preestablecidas.

3.2.4.1 Método AASTHO

Siguiendo el procedimiento mostrado en el capítulo 2.5.3, se determina la capacidad estructural presente SN_{eff} y la capacidad estructural futura SN_f , y mediante el apartado 2.6.3 el espesor de refuerzo estructural necesario DoL del pavimento evaluado.

3.2.4.1.1 Capacidad estructural efectiva

Como se mencionó anteriormente, la carga del eje trasero del camión es de 8250 kilogramos igualmente distribuidos en cada llanta, por lo que la carga P es de 4125 kilogramos o 9094 libras, la presión de las llantas de 80 psi, por lo que aplicando la



ecuación (2.31) el radio equivalente del área de contacto a tiene un valor de 6,015 pulgadas.

El pavimento tiene una estructura conformada por una subbase de 12 pulgadas, una base de 12 pulgadas y una carpeta asfáltica de 4 pulgadas según la información brindada por la Municipalidad de Azogues, por lo que espesor total de todas las capas sobre la subrasante es de 28 pulgadas. Además, se ha considerado un módulo de Poisson de 0.5.

En primera instancia se ha elegido la distancia de 25 centímetros como radio r junto a sus respectivas deflexiones dr para el cálculo de los módulos resilientes de la subrasante (M_R) aplicando la ecuación (2.27), los módulos efectivos equivalentes de las capas sobre la subrasante (E_p), aplicando la ecuación (2.30), los números estructurales efectivos (S_{Neff}) mediante la ecuación (2.31) y los radios mínimos (r_{min}) mediante la ecuación (2.28) para cada una de las 30 secciones de pavimento evaluadas. Como ningún punto cumplió con el radio mínimo como se aprecia en la Tabla 3.26, se prosiguió con las deflexiones a 50 centímetros, de igual manera no se cumplió con el radio mínimo como se ve en la Tabla 3.27, entonces se realizó el cálculo con las deflexiones a 100 centímetros en donde solo 19 de los puntos cumplió con la condición como se ve en la Tabla 3.28.

Tabla 3.26 Cálculo de números estructurales efectivos S_{Neff} con r 25.

AASHTO		P (lb)	v	q (psi)	C	a (in)	D (in)	
		9094	0,5	80	0,33	6,015	28	
P	d0 (in)	dr25 (in)	r25 (in)	MrxC (psi)	rmin (in)	r>rmin	Ep (psi)	SNeff
1	0,0216	0,008	9,84	9118,1	34,3	NO	47696,5	4,6
2	0,0190	0,016	9,84	4680,2	52,0	NO	86349,0	5,6
3	0,0263	0,017	9,84	4376,9	45,1	NO	52459,3	4,7
4	0,0259	0,016	9,84	4582,6	44,2	NO	51852,9	4,7
5	0,0276	0,011	9,84	6401,8	36,2	NO	39434,1	4,3
6	0,0234	0,016	9,84	4617,9	46,6	NO	61310,4	5,0
7	0,0272	0,008	9,84	9186,9	30,8	NO	34630,1	4,1
8	0,0170	0,008	9,84	9284,5	38,2	NO	67358,6	5,1
9	0,0189	0,016	9,84	4706,9	52,2	NO	88047,4	5,6
10	0,0214	0,014	9,84	5322,3	45,3	NO	64806,9	5,1
11	0,0240	0,012	9,84	6243,1	39,3	NO	49307,6	4,6
12	0,0270	0,013	9,84	5456,3	39,6	NO	44169,8	4,5



13	0,0255	0,013	9,84	5427,3	40,9	NO	48534,5	4,6
14	0,0249	0,012	9,84	6252,7	38,5	NO	46392,7	4,5
15	0,0203	0,014	9,84	5161,2	47,5	NO	72381,0	5,3
16	0,0331	0,012	9,84	5867,0	34,6	NO	31549,8	4,0
17	0,0296	0,013	9,84	5641,5	37,2	NO	37699,6	4,2
18	0,0330	0,015	9,84	4782,4	38,2	NO	34883,7	4,1
19	0,0240	0,007	9,84	10636,0	30,5	NO	39013,5	4,3
20	0,0354	0,011	9,84	6627,5	31,6	NO	27153,5	3,8
21	0,0272	0,019	9,84	3747,1	48,1	NO	54717,5	4,8
22	0,0289	0,011	9,84	6880,8	34,2	NO	35702,9	4,1
23	0,0275	0,013	9,84	5645,5	38,5	NO	42076,2	4,4
24	0,0317	0,017	9,84	4282,0	41,2	NO	39255,8	4,3
25	0,0278	0,012	9,84	6151,4	36,7	NO	39516,6	4,3
26	0,0483	0,041	9,84	1761,6	53,5	NO	35554,1	4,1
27	0,0292	0,023	9,84	3167,9	50,9	NO	54959,2	4,8
28	0,0280	0,013	9,84	5475,1	38,8	NO	41593,9	4,4
29	0,0279	0,008	9,84	8688,7	31,2	NO	34152,6	4,1
30	0,0259	0,017	9,84	4303,1	45,7	NO	53895,6	4,8

Tabla 3.27 Cálculo de números estructurales efectivos S_{Neff} con r 50.

AASHTO		P (lb)	v	q (psi)	C	a (in)	D (in)	
		9094	0,5	80	0,33	6,015	28	
P	d0 (in)	dr50 (in)	r50 (in)	MrxC (psi)	rmin (in)	r>rmin	Ep (psi)	S _{Neff}
1	0,0216	0,0018	19,69	19755,9	24,6	NO	37150,3	4,2
2	0,0190	0,0058	19,69	6287,2	44,2	NO	70921,7	5,2
3	0,0263	0,0055	19,69	6565,3	36,6	NO	41823,8	4,4
4	0,0259	0,0066	19,69	5547,4	40,1	NO	46560,9	4,5
5	0,0276	0,0041	19,69	8802,5	31,2	NO	34596,3	4,1
6	0,0234	0,0061	19,69	5982,3	40,7	NO	52670,5	4,7
7	0,0272	0,0034	19,69	10564,9	29,0	NO	33041,3	4,0
8	0,0170	0,0017	19,69	21354,4	26,2	NO	49141,8	4,6
9	0,0189	0,0054	19,69	6785,3	42,5	NO	67973,8	5,1
10	0,0214	0,0070	19,69	5189,3	46,0	NO	66057,8	5,1
11	0,0240	0,0055	19,69	6633,3	38,0	NO	47591,8	4,6
12	0,0270	0,0038	19,69	9672,6	30,2	NO	34331,5	4,1
13	0,0255	0,0034	19,69	10854,5	29,5	NO	35700,7	4,1
14	0,0249	0,0043	19,69	8417,1	33,3	NO	40471,3	4,3
15	0,0203	0,0065	19,69	5568,6	45,5	NO	68761,3	5,2
16	0,0331	0,0055	19,69	6600,3	32,7	NO	29981,4	3,9
17	0,0296	0,0066	19,69	5493,1	37,6	NO	38175,3	4,2
18	0,0330	0,0084	19,69	4351,2	40,1	NO	36606,9	4,2
19	0,0240	0,0034	19,69	10857,6	30,3	NO	38826,4	4,3
20	0,0354	0,0060	19,69	6042,7	33,0	NO	28230,2	3,8
21	0,0272	0,0078	19,69	4683,8	42,6	NO	47539,1	4,6
22	0,0289	0,0071	19,69	5160,6	39,3	NO	40963,4	4,3



23	0,0275	0,0052	19,69	6962,8	34,8	NO	38123,2	4,2
24	0,0317	0,0044	19,69	8258,1	30,2	NO	29238,2	3,9
25	0,0278	0,0028	19,69	13071,7	26,2	NO	30083,1	3,9
26	0,0483	0,0163	19,69	2230,0	46,7	NO	29848,7	3,9
27	0,0292	0,0099	19,69	3659,5	46,9	NO	49685,3	4,6
28	0,0280	0,0077	19,69	4728,5	41,9	NO	45347,8	4,5
29	0,0279	0,0042	19,69	8688,7	31,2	NO	34100,0	4,1
30	0,0259	0,0062	19,69	5857,0	39,0	NO	45454,0	4,5

Tabla 3.28 Cálculo de números estructurales efectivos S_{Neff} con $r = 100$.

AASHTO		P (lb)	v	q (psi)	C	a (in)	D (in)	
		9094	0,5	80	0,33	6,015	28	
P	d0 (in)	dr100 (in)	r100 (in)	MrxC (psi)	rmin (in)	r>rmin	Ep (psi)	S_{Neff}
1	0,0216	0,0015	39,37	12122,9	30,1	OK	42827,7	4,4
2	0,0190	0,0006	39,37	33015,6	21,1	OK	38876,7	4,3
3	0,0263	0,0021	39,37	8753,7	31,9	OK	36888,2	4,2
4	0,0259	0,0024	39,37	7528,6	34,5	OK	40209,9	4,3
5	0,0276	0,0014	39,37	13203,8	26,2	OK	30391,8	3,9
6	0,0234	0,0047	39,37	3884,2	51,4	NO	69478,2	5,2
7	0,0272	0,0017	39,37	10564,9	29,0	OK	33042,7	4,0
8	0,0170	0,0014	39,37	13346,5	32,1	OK	57232,8	4,9
9	0,0189	0,0012	39,37	15366,8	28,8	OK	47221,5	4,6
10	0,0214	0,0039	39,37	4717,5	48,4	NO	70233,6	5,2
11	0,0240	0,0038	39,37	4824,2	44,9	NO	57186,9	4,9
12	0,0270	0,0014	39,37	13299,8	26,3	OK	31084,0	4,0
13	0,0255	0,0020	39,37	9045,5	31,9	OK	38115,8	4,2
14	0,0249	0,0030	39,37	6079,0	39,0	OK	47085,7	4,5
15	0,0203	0,0045	39,37	4069,4	54,3	NO	85654,7	5,6
16	0,0331	0,0034	39,37	5280,3	36,4	OK	33136,1	4,0
17	0,0296	0,0017	39,37	10436,8	28,1	OK	29595,1	3,9
18	0,0330	0,0056	39,37	3236,9	47,0	NO	44140,3	4,5
19	0,0240	0,0016	39,37	11329,7	29,7	OK	38250,4	4,2
20	0,0354	0,0039	39,37	4669,4	37,3	OK	31657,6	4,0
21	0,0272	0,0067	39,37	2711,7	58,4	NO	71050,8	5,2
22	0,0289	0,0049	39,37	3686,1	47,0	NO	50339,5	4,7
23	0,0275	0,0024	39,37	7460,1	33,7	OK	36946,1	4,2
24	0,0317	0,0027	39,37	6845,5	32,8	OK	31377,9	4,0
25	0,0278	0,0017	39,37	10457,4	28,8	OK	32135,0	4,0
26	0,0483	0,0083	39,37	2183,6	47,4	NO	30520,2	3,9
27	0,0292	0,0041	39,37	4421,8	42,4	NO	44064,6	4,5
28	0,0280	0,0049	39,37	3715,2	47,6	NO	52733,2	4,7
29	0,0279	0,0031	39,37	5792,4	37,8	OK	40683,0	4,3
30	0,0259	0,0045	39,37	4054,8	47,5	NO	57114,8	4,9



Como ya no se cuentan con más medidas de deflexión a un mayor radio, a partir de los gráficos de cuencos de deflexiones, se interpolaron los valores de deflexión a una distancia de 125 centímetros y 150 centímetros, en la Tabla 3.29 muestran dichos valores.

Tabla 3.29 Interpelación de las deflexiones a 125 y 150 cm.

	dr100 (mm)	dr270 (mm)	dr125 (mm)	dr150 (mm)
1	0,038	0,003	0,033	0,028
2	0,014	0,005	0,013	0,012
3	0,053	0,009	0,046	0,040
4	0,061	0,009	0,054	0,046
5	0,035	0,018	0,032	0,030
6	0,119	0,005	0,103	0,086
7	0,044	0,018	0,040	0,036
8	0,035	0,009	0,031	0,027
9	0,030	0,004	0,026	0,022
10	0,098	0,009	0,085	0,072
11	0,096	0,009	0,083	0,070
12	0,035	0,009	0,031	0,027
13	0,051	0,009	0,045	0,039
14	0,076	0,008	0,066	0,056
15	0,114	0,009	0,098	0,083
16	0,088	0,018	0,077	0,067
17	0,044	0,009	0,039	0,034
18	0,143	0,003	0,122	0,102
19	0,041	0,005	0,036	0,030
20	0,099	0,018	0,087	0,075
21	0,170	0,009	0,147	0,115
22	0,125	0,009	0,108	0,091
23	0,062	0,009	0,054	0,046
24	0,068	0,005	0,058	0,049
25	0,044	0,009	0,039	0,034
26	0,212	0,009	0,182	0,152
27	0,105	0,009	0,090	0,076
28	0,124	0,018	0,109	0,093
29	0,080	0,018	0,071	0,062
30	0,114	0,009	0,099	0,083



Con estos nuevos datos se procede a realizar los cálculos nuevamente, sus resultados se muestran en las Tabla 3.30 y Tabla 3.31 respectivamente.

Tabla 3.30 Cálculo de números estructurales efectivos S_{Neff} con $r = 125$.

AASHTO		P (lb)	v	q (psi)	C	a (in)	D (in)	
		9094	0,5	80	0,33	6,015	28	
P	d0 (in)	dr125 (in)	r125 (in)	MrxC (psi)	rmin (in)	r>rmin	Ep (psi)	S _{Neff}
1	0,0216	0,0013	49,21	11195,0	31,2	OK	44089,2	4,5
2	0,0190	0,0005	49,21	28732,7	22,3	OK	39937,5	4,3
3	0,0263	0,0018	49,21	7981,1	33,3	OK	38198,8	4,2
4	0,0259	0,0021	49,21	6891,6	36,0	OK	41734,8	4,4
5	0,0276	0,0013	49,21	11401,4	27,9	OK	31644,2	4,0
6	0,0234	0,0040	49,21	3603,2	53,8	NO	73935,9	5,3
7	0,0272	0,0016	49,21	9269,8	30,7	OK	34484,7	4,1
8	0,0170	0,0012	49,21	12000,8	33,7	OK	59718,0	4,9
9	0,0189	0,0010	49,21	14126,4	29,9	OK	48548,5	4,6
10	0,0214	0,0033	49,21	4356,4	50,6	NO	74076,2	5,3
11	0,0240	0,0033	49,21	4455,0	46,9	OK	60151,1	4,9
12	0,0270	0,0012	49,21	11958,8	27,5	OK	31996,0	4,0
13	0,0255	0,0018	49,21	8247,0	33,3	OK	39471,6	4,3
14	0,0249	0,0026	49,21	5594,5	40,7	OK	49140,4	4,6
15	0,0203	0,0039	49,21	3766,8	56,9	NO	91381,9	5,7
16	0,0331	0,0030	49,21	4787,4	38,1	OK	34645,9	4,1
17	0,0296	0,0015	49,21	9462,7	29,3	OK	30517,0	3,9
18	0,0330	0,0048	49,21	3023,2	48,6	OK	45572,6	4,5
19	0,0240	0,0014	49,21	10392,8	30,9	OK	39407,7	4,3
20	0,0354	0,0034	49,21	4246,4	39,1	OK	33144,6	4,0
21	0,0272	0,0058	49,21	2520,5	61,5	NO	77462,7	5,4
22	0,0289	0,0043	49,21	3415,3	49,1	OK	53011,1	4,7
23	0,0275	0,0021	49,21	6828,9	35,1	OK	38312,7	4,2
24	0,0317	0,0023	49,21	6334,4	34,0	OK	32406,1	4,0
25	0,0278	0,0015	49,21	9481,4	30,0	OK	33140,1	4,0
26	0,0483	0,0072	49,21	2033,4	49,1	OK	31662,3	4,0
27	0,0292	0,0036	49,21	4088,6	44,2	OK	46110,8	4,5
28	0,0280	0,0043	49,21	3400,9	50,1	NO	56068,1	4,8
29	0,0279	0,0028	49,21	5232,4	39,7	OK	42702,0	4,4
30	0,0259	0,0039	49,21	3753,4	49,5	NO	59770,8	4,9



Tabla 3.31 Cálculo de números estructurales efectivos S_{Neff} con $r = 150$.

AASHTO		P (lb)	v	q (psi)	C	a (in)	D (in)	
		9094	0,5	80	0,33	6,015	28	
P	d0 (in)	dr150 (in)	r150 (in)	MrxC (psi)	rmin (in)	r>rmin	Ep (psi)	S _{Neff}
1	0,0216	0,0011	59,06	11031,6	31,4	OK	44294,3	4,5
2	0,0190	0,0005	59,06	26640,3	22,9	OK	40573,2	4,3
3	0,0263	0,0016	59,06	7730,6	33,8	OK	38709,8	4,3
4	0,0259	0,0018	59,06	6710,9	36,4	OK	42266,3	4,4
5	0,0276	0,0012	59,06	10320,2	29,1	OK	32696,7	4,0
6	0,0234	0,0034	59,06	3589,8	54,0	OK	74428,4	5,3
7	0,0272	0,0014	59,06	8552,5	31,8	OK	35514,1	4,1
8	0,0170	0,0011	59,06	11415,9	34,5	OK	60953,1	5,0
9	0,0189	0,0009	59,06	13834,9	30,1	OK	48829,2	4,6
10	0,0214	0,0028	59,06	4292,8	51,0	OK	74816,9	5,3
11	0,0240	0,0028	59,06	4389,9	47,2	OK	60752,6	5,0
12	0,0270	0,0011	59,06	11375,9	28,1	OK	32473,2	4,0
13	0,0255	0,0015	59,06	7988,2	33,8	OK	39999,6	4,3
14	0,0249	0,0022	59,06	5487,2	41,1	OK	49748,7	4,6
15	0,0203	0,0033	59,06	3723,9	57,5	OK	93421,0	5,7
16	0,0331	0,0026	59,06	4603,3	38,9	OK	35345,7	4,1
17	0,0296	0,0013	59,06	9098,7	29,8	OK	30938,4	4,0
18	0,0330	0,0040	59,06	3026,3	48,6	OK	45572,6	4,5
19	0,0240	0,0012	59,06	10148,7	31,2	OK	39719,5	4,3
20	0,0354	0,0030	59,06	4099,4	39,8	OK	33745,3	4,1
21	0,0272	0,0045	59,06	2679,5	58,9	OK	72326,4	5,2
22	0,0289	0,0036	59,06	3380,7	49,2	OK	53011,1	4,7
23	0,0275	0,0018	59,06	6649,8	35,5	OK	38846,7	4,3
24	0,0317	0,0019	59,06	6259,3	34,2	OK	32569,0	4,0
25	0,0278	0,0013	59,06	9116,7	30,6	OK	33644,5	4,1
26	0,0483	0,0060	59,06	2027,1	49,3	OK	31978,9	4,0
27	0,0292	0,0030	59,06	4036,0	44,5	OK	46571,9	4,5
28	0,0280	0,0037	59,06	3311,7	50,7	OK	56628,8	4,8
29	0,0279	0,0024	59,06	5007,0	40,6	OK	43626,1	4,4
30	0,0259	0,0033	59,06	3710,6	49,7	OK	59770,8	4,9

Las deflexiones finales a utilizar a sus respectivas distancias junto con el módulo resiliente MR, módulo efectivo Ep, y número estructural efectivo S_{Neff} calculados con estas se muestran en la Tabla 3.32.



Tabla 3.32 Cálculo de Números Estructurales Efectivos S_{Neff} .

Punto	dr100 (in)	dr125 (in)	dr150 (in)	MrxC (psi)	Ep(psi)	S_{Neff}
1	0,0015			12122,9	42827,7	4,4
2	0,0006			33015,6	38876,7	4,3
3	0,0021			8753,7	36888,2	4,2
4	0,0024			7528,6	40209,9	4,3
5	0,0014			13203,8	30391,8	3,9
6			0,0034	3589,8	74428,4	5,3
7	0,0017			10564,9	33042,7	4,0
8	0,0014			13346,5	57232,8	4,9
9	0,0012			15366,8	47221,5	4,6
10			0,0028	4292,8	74816,9	5,3
11		0,0033		4455,0	60151,1	4,9
12	0,0014			13299,8	31084,0	4,0
13	0,0020			9045,5	38115,8	4,2
14	0,0030			6079,0	47085,7	4,5
15			0,0033	3723,9	93421,0	5,7
16	0,0034			5280,3	33136,1	4,0
17	0,0017			10436,8	29595,1	3,9
18		0,0048		3023,2	45572,6	4,5
19	0,0016			11329,7	38250,4	4,2
20	0,0039			4669,4	31657,6	4,0
21			0,0045	2679,5	72326,4	5,2
22		0,0043		3415,3	53011,1	4,7
23	0,0024			7460,1	36946,1	4,2
24	0,0027			6845,5	31377,9	4,0
25	0,0017			10457,4	32135,0	4,0
26		0,0072		2033,4	31662,3	4,0
27		0,0036		4088,6	46110,8	4,5
28			0,0037	3311,7	56628,8	4,8
29	0,0031			5792,4	40683,0	4,3
30			0,0033	3710,6	59770,8	4,9

3.2.4.1.2 Capacidad Estructural Futura

De acuerdo al capítulo 2.5.3.3 para determinar la capacidad estructural futura de del pavimento S_{Nf} , se aplica la ecuación (2.32). Se ha establecido una confiabilidad de 95% por tratarse de una vía arterial urbana importante de acuerdo a la Tabla 2.8,



por lo que la desviación estándar normal Z_R , tiene un valor de -1.645 según la Tabla 2.9. El error estandar S_0 , tiene un valor de 0.45 y el índice de serviciabilidad inicial P_o un valor de 4.2 por tratarse de un pavimento flexible, y el índice de serviciabilidad final P_t un valor de 2.5 por tratarse de una vía arterial de tráfico normal. Los números estructurales futuros SN_f para cada sección de pavimento se exponen en la Tabla 3.33, según los ESALs de cada calzada y el módulo resiliente MR de cada sección.

Tabla 3.33 Cálculo de números estructurales futuros SNf.

Calzada Derecha				
ESAL(W18)	R(%)	Zr	S0	ΔPSI
3'242.340	95	-1,645	0,45	1,7
	MR (psi)	LogW18	SOLVER	SNf
1	12122,9	6,5109	6,5109	3,7
2	33015,6		6,5109	2,5
3	8753,7		6,5110	4,2
4	7528,6		6,5109	4,4
5	13203,8		6,5109	3,6
6	3589,8		6,5105	5,7
7	10564,9		6,5109	3,9
8	13346,5		6,5109	3,6
9	15366,8		6,5109	3,4
10	4292,8		6,5109	5,4
11	4455,0		6,5109	5,3
12	13299,8		6,5109	3,6
13	9045,5		6,5109	4,2
14	6079,0		6,5109	4,8
15	3723,9		6,5109	5,6
Calzada Izquierda				
ESAL(W18)	R(%)	Zr	S0	ΔPSI
2'810.591	95	-1,645	0,45	1,7
	MR (psi)	LogW18	SOLVER	SNf
16	5280,3	6,4488	6,4488	4,9
17	10436,8		6,4488	3,9



18	3023,2	6,4488	5,9
19	11329,7	6,4488	3,7
20	4669,4	6,4488	5,1
21	2679,5	6,4488	6,1
22	3415,3	6,4488	5,6
23	7460,1	6,4488	4,4
24	6845,5	6,4488	4,5
25	10457,4	6,4488	3,9
26	2033,4	6,4488	6,6
27	4088,6	6,4488	5,3
28	3311,7	6,4488	5,7
29	5792,4	6,4488	4,8
30	3710,6	6,4488	5,5

3.2.4.1.3 Espesor de la Sobrecapa

El espesor del refuerzo estructural o sobrecapa se determina mediante la ecuación (2.34), donde se ha considerado un coeficiente estructural a_{OL} , de 0.44 que corresponde a un concreto asfáltico con un módulo de 450.000 psi. Los cálculos para cada sección de pavimento se muestran en la Tabla 3.34.

Tabla 3.34 Cálculo de espesores de sobrecapa.

Calzada Derecha	a _{OL}					
	SNf	S _{Neff}	SNf/S _{Neff}	>1	DoL (in)	DoL (cm)
		0,44				
1	3,7	4,4	0,846	No	0	0
2	2,5	4,3	0,596	No	0	0
3	4,2	4,2	1,002	Sí	0,02	0,06
4	4,4	4,3	1,027	Sí	0,27	0,68
5	3,6	3,9	0,919	No	0	0
6	5,7	5,3	1,069	Sí	0,83	2,12
7	3,9	4,0	0,971	No	0	0
8	3,6	4,9	0,741	No	0	0
9	3,4	4,6	0,749	No	0	0
10	5,4	5,3	1,008	Sí	0,10	0,26
11	5,3	4,9	1,072	Si	0,80	2,04
12	3,6	4,0	0,909	No	0	0



13	4,2	4,2	0,980	No	0	0																					
14	4,8	4,5	1,049	Sí	0,50	1,29																					
15	5,6	5,7	0,980	No	0	0																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Calzada</th> <th>Izquierda</th> <th>aol</th> <td colspan="4"></td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td>0,44</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td></td> <th>SNf</th> <th>SNeff</th> <th>SNf/SNeff</th> <th>>1</th> <th>DoL (in)</th> <th>DoL (cm)</th> </tr> </tbody> </table>							Calzada	Izquierda	aol							0,44						SNf	SNeff	SNf/SNeff	>1	DoL (in)	DoL (cm)
Calzada	Izquierda	aol																									
		0,44																									
	SNf	SNeff	SNf/SNeff	>1	DoL (in)	DoL (cm)																					
16	4,9	4,0	1,212	Sí	1,95	4,94																					
17	3,9	3,9	0,989	No	0	0																					
18	5,9	4,5	1,303	Sí	3,10	7,88																					
19	3,7	4,2	0,881	No	0	0																					
20	5,1	4,0	1,281	Sí	2,55	6,47																					
21	6,1	5,2	1,159	Sí	1,90	4,83																					
22	5,6	4,7	1,193	Sí	2,08	5,27																					
23	4,4	4,2	1,037	Sí	0,36	0,91																					
24	4,5	4,0	1,129	Sí	1,17	2,96																					
25	3,9	4,0	0,962	No	0	0																					
26	6,6	4,0	1,659	Sí	5,97	15,17																					
27	5,3	4,5	1,180	Sí	1,85	4,70																					
28	5,7	4,8	1,178	Sí	1,96	4,98																					
29	4,8	4,3	1,097	Sí	0,95	2,42																					
30	5,5	4,9	1,116	Sí	1,30	3,31																					

3.2.4.2 Método del Instituto de Asfalto

El Instituto de Asfalto ofrece una metodología para el cálculo del espesor de refuerzo estructural o sobrecapa como se indica en el apartado 2.6.4, a continuación, se aplicará dicha metodología en el caso de estudio.

3.2.4.2.1 Deflexión representativa

Se aplica las ecuaciones (2.35) y (2.36) para el cálculo de la deflexión representativa de cada calzada y la desviación estándar respectivamente.

Puesto que ya se ha realizado una corrección por temperatura para las deflexiones, no es necesario el factor de ajuste por temperatura F que propone esta metodología.



Al ser el clima en el Ecuador relativamente igual en todo el año sin condiciones extremas, se considera que el periodo crítico prevalece por todo el año por lo que el factor de ajuste es 1.

El cálculo y resultados de la deflexión representativa de las dos se muestran la Tabla 3.35.

Tabla 3.35 Deflexión representativa.

Instituto de Asfalto		n	c		
Calzada Derecha		15	1		
	dc (mm)	dc' (mm)	s	drrd (mm)	drrd (in)
1	0,549	0,593	0,0075	0,608	0,0239
2	0,484				
3	0,669				
4	0,658				
5	0,700				
6	0,594				
7	0,691				
8	0,433				
9	0,481				
10	0,543				
11	0,610				
12	0,686				
13	0,647				
14	0,634				
15	0,515				
Calzada Izquierda		15	1		
	dc (mm)	dc' (mm)	s	drrd (mm)	drrd (in)
16	0,840	0,775	0,0214	0,8175	0,0322
17	0,753				
18	0,839				
19	0,608				
20	0,900				
21	0,691				
22	0,734				
23	0,699				
24	0,805				
25	0,707				
26	1,226				



27	0,740
28	0,711
29	0,709
30	0,658

3.2.4.2.2 Módulo de elasticidad del pavimento existente (E2)

El módulo de elasticidad del pavimento existente está en función de la deflexión representativa d_{rrd} y se determina mediante la ecuación (2.37), donde los valores de la presión de contacto q , y el radio equivalente del área de contacto a , son de 80 psi y 6.015 pulgadas respectivamente como ya se especificó anteriormente.

3.2.4.2.3 Deflexión de diseño

La deflexión de diseño de acuerdo a los ESAL de cada calzada se determina mediante la ecuación (2.38). Para la calzada derecha se obtuvo una deflexión de diseño de 0.0269 pulgadas, mientras que para la calzada izquierda un valor de 0,0279 pulgadas.

3.2.4.2.4 Espesor de la sobrecapa

El espesor de del pavimento de refuerzo $h1$ se calcula mediante la ecuación (2.39), donde se asume para el pavimento de refuerzo un módulo de elasticidad $E1$ de 450.000 psi. El Instituto de Asfalto propone un valor de 500000 psi como se puede ver en el apartado 2.9.2, pero con el fin de convenir con el método de la AASHTO en la que se emplea un valor de 450.000 psi, se ha elegido dicho valor.

Los resultados del cálculo del espesor del pavimento de refuerzo para cada calzada se muestran en la Tabla 3.36.



Tabla 3.36 Cálculo del espesor de la sobrecapa.

Calzada Derecha									
drdd (in)	q (psi)	a (in)	E1	E2 (psi)	ESAL	dd (in)	SOLVER	h1 (in)	h1 (cm)
0,0239	80	6,015	450000	30154,7	3'242.340	0,0268	0,0239	0	0
Calzada Izquierda									
drdd (in)	q (psi)	a (in)	E1	E2 (psi)	ESAL	dd (in)	SOLVER	h1 (in)	h1 (cm)
0,0322	80	6,015	450000	22426,5	2'810.591	0,0278	0,0277	1,636	4,16

3.2.5 Vida Útil Remanente

A continuación, se determinará la vida útil remanente del pavimento de cada calzada evaluada, aplicando la metodología del Instituto de Asfalto que se describe en el apartado 2.7. Donde se determina el ESAL de vida remanente $ESAL_t$ mediante la ecuación (2.40), el ESAL para el presente año $ESAL_o$, el cual se determina de la misma manera que en el apartado 2.3.2, con la diferencia de que el periodo de diseño es 1. Por último se determina el factor de crecimiento total G por medio de la ecuación (2.41), y con este factor y la tasa de crecimiento r se encuentra el periodo de diseño correspondiente mediante la ecuación (2.14). El periodo de diseño será la vida útil remanente del pavimento. El cálculo del $ESAL_o$ para cada calzada se muestra en la

Tabla 3.37. La tasa de crecimiento para buses y camiones es de 2,11% y 1,97% respectivamente por lo que para esta estimación se usará un valor de 2% en la ecuación (2.14). Los resultados se muestran en las Tabla 3.38.

Tabla 3.37 ESAL para el presente año.

Calzada Izquierda		t (años)	1				
i	$TPDA_i$	# de vehiculos/año	F_{ci}	r_i (%)	G_{rt}	fd	$ESAL_i$
Buses	81	29503	0,966	2,11	1,00	1	28487,5



2D	10	3688	0,067	1,97	1,00	1	245,5	
2DA	15	5532	0,548	1,97	1,00	1	3034,1	
2DB/V2DB	52	18900	3,661	1,97	1,00	1	69189,6	
3-A/V3A/VZS	11	4149	3,534	1,97	1,00	1	14663,7	
							ESAL	115.620
Calzada Derecha								
			t (años)	1				
i	TPDAi	# de vehiculos/año	Fci	ri (%)	Grt	fd	ESALi	
Buses	91	33191	0,966	2,11	1,00	1	32048,5	
2D	11	4149	0,067	1,97	1,00	1	276,2	
2DA	18	6454	0,548	1,97	1,00	1	3539,7	
2DB/V2DB	66	23971	3,661	1,97	1,00	1	87752,7	
3-A/V3A/VZS	8	2766	3,534	1,97	1,00	1	9775,8	
							ESAL	133.393

Tabla 3.38 Vida útil remanente.

Calzada Derecha				
drrd (in)	ESAL0	ESALt	Total GF	VU
0,0239	133.393	5'153.683	38,6	29
Calzada Izquierda				
drrd (in)	ESAL0	ESALt	Total GF	VU
0,0322	115.620	1'529.925	13,2	12

4. Análisis de resultados

4.1 Validación de información deflectométrica

Un resumen de los resultados del análisis estadístico realizado para determinar si la viga Benkelman de la Municipalidad de Azogues proporciona información fiable para su aplicación en la evaluación estructural se expone en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Resumen de Resultados, Two-Sample Paired t-Test.

Significancia estadística de las diferencias entre deflexiones y parámetros proporcionados por la Viga 1 y la Viga 2.								
	D0	D25	D50	D100	D270	General	MR	Ep
Datos Íntegros	Sí	No	No	No	Sí	Sí	No	No
Sin Valores Atípicos	Sí	No	No	No	Sí	Sí		
Con Offset	No	No	No	No	No	No		

El análisis consistió en aplicar la prueba estadística, Two-Sample Paired t-Test para determinar si existen diferencias estadísticamente significativas entre la información proporcionada por la viga de la Municipalidad de Azogues (viga 2) y una viga Benkelman usada como equipo patrón, proporcionada por la Prefectura del Azuay (viga 1). Como se aprecia en la Tabla 4.1, en la primera fase o etapa se realizó el análisis con las deflexiones proporcionadas por cada viga de manera general y para cada grupo de deflexiones según su distancia al punto de ensayo, dando como resultado que en el grupo de deflexiones a 25, 50 y 100 centímetros, las diferencias no son significativas estadísticamente, pero en las distancias de 0 y 270 centímetros, así como generalmente si lo son. Analizando y comparando los cuencos de deflexión proporcionados por la información de las dos vigas se percató de la presencia de valores atípicos que posiblemente alteraban el análisis, por lo que, como segunda fase de este análisis, se identificó dichos valores atípicos y se realizó nuevamente el análisis, en donde los resultados no variaron en ninguno de los casos como se muestra en la Tabla 4.1. Como tercera fase del análisis, al ver que las deflexiones y los cuencos formados por ellas eran bastante similares y seguían una misma tendencia, se estableció la hipótesis de que dichas diferencias existentes eran causa de un desfase en la calibración o precisión de los equipos, lo que no implica cualquiera de ellos proporcione datos erróneos, por lo que se determinaron factores de ajuste a partir de los promedios de las diferencias existentes en cada grupo de deflexiones, posteriormente se realizó un offset o



compensación para los valores de la viga 1, con esto se volvió a realizar el análisis y como indica la Tabla 4.1, no se presentaron diferencias estadísticamente significativas en ningún caso, lo cual verificó la hipótesis planteada. Como cuarta y última fase del análisis, para constatar que las diferencias existentes entre las deflexiones no son considerables en los resultados finales de la evaluación estructural, se determinó los parámetros más importantes, como son el módulo resiliente de la subrasante y el módulo efectivo del pavimento con la información de cada viga, y se realizó el análisis para estos pares de datos, en donde las diferencias existentes resultaron no ser estadísticamente significativas como se muestra en la Tabla 4.1. En la Figura 4.1 y la Figura 4.2 se exponen gráficos de regresiones lineales realizadas para los módulos resilientes y los módulos efectivos respectivamente en donde se excluyeron los valores determinados con los valores atípicos, en dichos gráficos se evidencia una fuerte correlación entre los parámetros determinados con la información deflectométrica de cada una de las vigas. Para la regresión lineal de los módulos resilientes el coeficiente de determinación R^2 tiene un valor de 0,7668 y un coeficiente de correlación r de 0,8757 correspondiente a una correlación aceptable de acuerdo a la Tabla 2.3, mientras que para la regresión lineal de los módulos efectivos el coeficiente de determinación R^2 es de 0,9302 y un coeficiente de correlación r de 0,9645 correspondiente a una correlación excelente según la Tabla 2.3, además la dispersión de los puntos se aproxima a la línea de pendiente 1, lo que implica valores semejantes con diferencias que como se demostró con el análisis Two-Sample Paired t-Test no son significativas. Todo el análisis estadístico en conjunto valida la información deflectométrica proporcionada por la viga Benkelman de la Municipalidad de Azogues para ser empleada en evaluaciones estructurales. En la Tabla 4.2 y la Tabla 4.3 se muestra el resultado de la evaluación estructural de las 10 secciones de pavimento analizadas con la información de cada viga respectivamente y se aprecia que efectivamente para fines prácticos no existe una diferencia considerable, con 0.87 pulgadas de diferencia en el espesor del pavimento de refuerzo estructural en el caso más crítico, esta misma información se muestra en la Figura 4.3 de forma esquematizada.

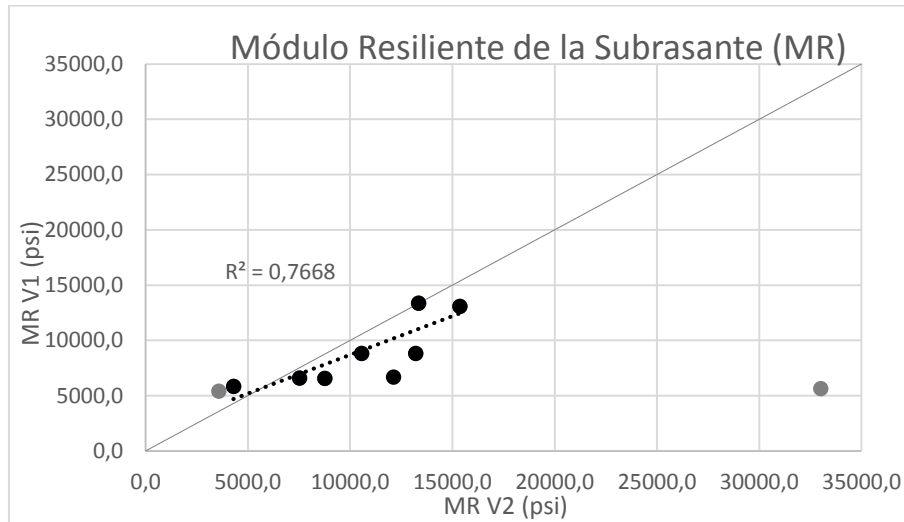


Figura 4.1 Regresión lineal para módulos resilientes Mr, viga1 y viga2.

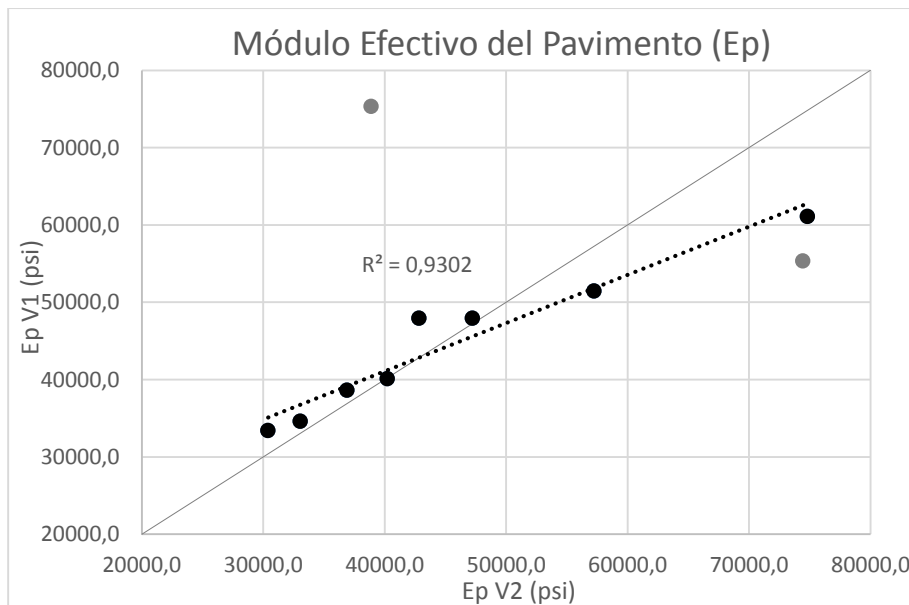


Figura 4.2 Regresión lineal para módulos efectivos Ep, viga1 y viga2.

Tabla 4.2 Espesor de pavimento de refuerzo estructural, viga 1.

Viga 1								
ESAL(W18)	R(%)	Zr	SO	ΔPSI	aol			
3242339,6	95	-1,645	0,45	1,7	0,44			
	MR (psi)	LogW18	SNf	Ep	SNeff	SNf/SNeff	>1	DoL (in)
1	6678,5	6,51086	4,6	47953,1	4,6	1,010	Sí	0,10
2	5634,3		4,9	75344,1	5,3	0,920	No	0



3	6567,0	4,6	38632,2	4,3	1,092	Sí	0,89
4	6589,3	4,6	40129,1	4,3	1,077	Sí	0,75
5	8808,4	4,2	33416,2	4,1	1,033	Sí	0,31
6	5385,3	5,0	55334,7	4,8	1,036	Sí	0,39
7	8809,5	4,2	34603,4	4,1	1,021	Sí	0,20
8	13355,1	3,6	51474,5	4,7	0,767	No	0
9	13065,9	3,6	47959,5	4,6	0,792	No	0
10	5834,4	4,8	61115,4	5,0	0,975	No	0

Tabla 4.3 Espesor de pavimento de refuerzo estructural, viga 2.

Viga 2								
ESAL(W18)	R(%)	Zr	SO	Δ PSI	aol			
3242339,6	95	-1,645	0,45	1,7	0,44			
	MR (psi)	LogW18	SNf	Ep	SNeff	SNf/SNeff	>1	DoL (in)
1	12122,9	6,51086	3,7	42827,7	4,4	0,846	No	0
2	33015,6		2,5	38876,7	4,3	0,596	No	0
3	8753,7		4,2	36888,2	4,2	1,002	Sí	0,02
4	7528,6		4,4	40209,9	4,3	1,027	Sí	0,27
5	13203,8		3,6	30391,8	3,9	0,919	No	0
6	3589,9		5,7	74428,4	5,3	1,069	Sí	0,83
7	10564,9		3,9	33042,7	4,0	0,971	No	0
8	13346,5		3,6	57232,8	4,9	0,741	No	0
9	15366,8		3,4	47221,5	4,6	0,749	No	0
10	4292,8		5,4	74816,9	5,3	1,008	Sí	0,10

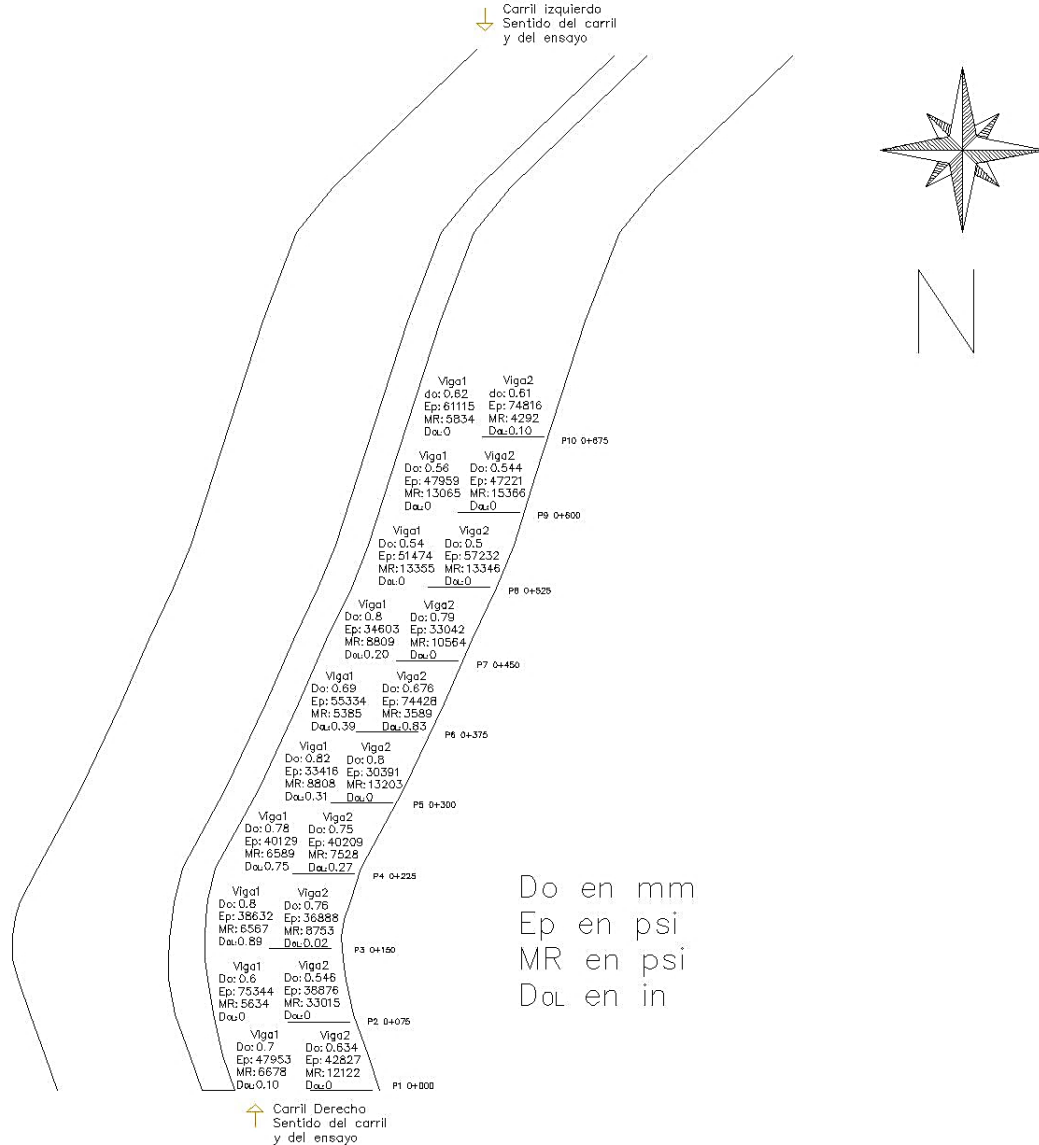


Figura 4.3 Esquema de resultados de evaluación estructural para la Avenida 16 de Abril con viga 1 y 2.

4.2 Evaluación Estructural

Al analizar los cuencos de deflexiones de cada punto de ensayo se observó que todos son de Tipo IV, el cual corresponde a una mala subrasante y un mal pavimento de acuerdo a la Figura 2.3. En el Anexo 4 se puede apreciar los gráficos de los cuencos de deflexiones con y sin corrección por temperatura de los 30 puntos de ensayo.



En las Figura 4.4 y Figura 4.5, se muestran las deflexiones máximas con y sin corrección por temperatura de los 15 puntos de ensayo de cada calzada respectivamente. En los gráficos se observa también la deflexión de diseño (*dd*), o deflexión máxima permisible, la cual está en función de los ESALs proyectados para el periodo de diseño y se determina mediante la ecuación (2.12). En los gráficos se aprecia las secciones de pavimento que cumplen o no con dicha deflexión máxima permisible, la información cuantificada se muestra en la Tabla 4.4. También se puede observar que muchas de las deflexiones que, si cumplen con la deflexión permisible, no lo harían si no tuvieran la corrección por temperatura.

Tabla 4.4 Deflexiones máximas (D0c) y Deflexión de diseño (dd).

Calzada Derecha				
P	Abscisa (m)	D0c (mm)	dd (mm)	D0c<dd
1	0	0,549	0,681	OK
2	75	0,484		OK
3	150	0,669		OK
4	225	0,658		OK
5	300	0,700		No
6	375	0,594		OK
7	450	0,691		No
8	525	0,433		OK
9	600	0,481		OK
10	675	0,543		OK
11	750	0,610		OK
12	825	0,686		No
13	900	0,647		OK
14	975	0,634		OK
15	1050	0,515		OK
Calzada Izquierda				
P	Abscisa (m)	D0c (mm)	dd (mm)	D0c<dd
16	0	0,84	0,705	No
17	75	0,753		No

18	150	0,839	No
19	225	0,608	OK
20	300	0,900	No
21	375	0,691	OK
22	450	0,734	No
23	525	0,699	OK
24	600	0,805	No
25	675	0,707	No
26	750	1,226	No
27	825	0,74	No
28	900	0,711	No
29	975	0,709	No
30	1050	0,658	OK

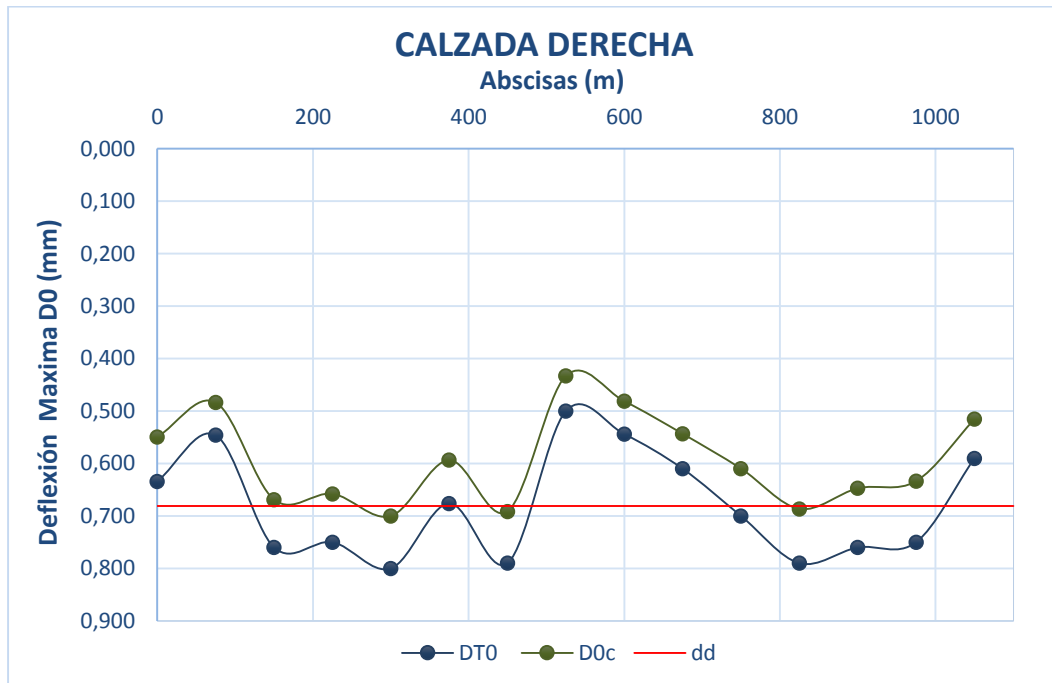


Figura 4.4 Deflexiones máximas con y sin corrección por temperatura de la calzada derecha.

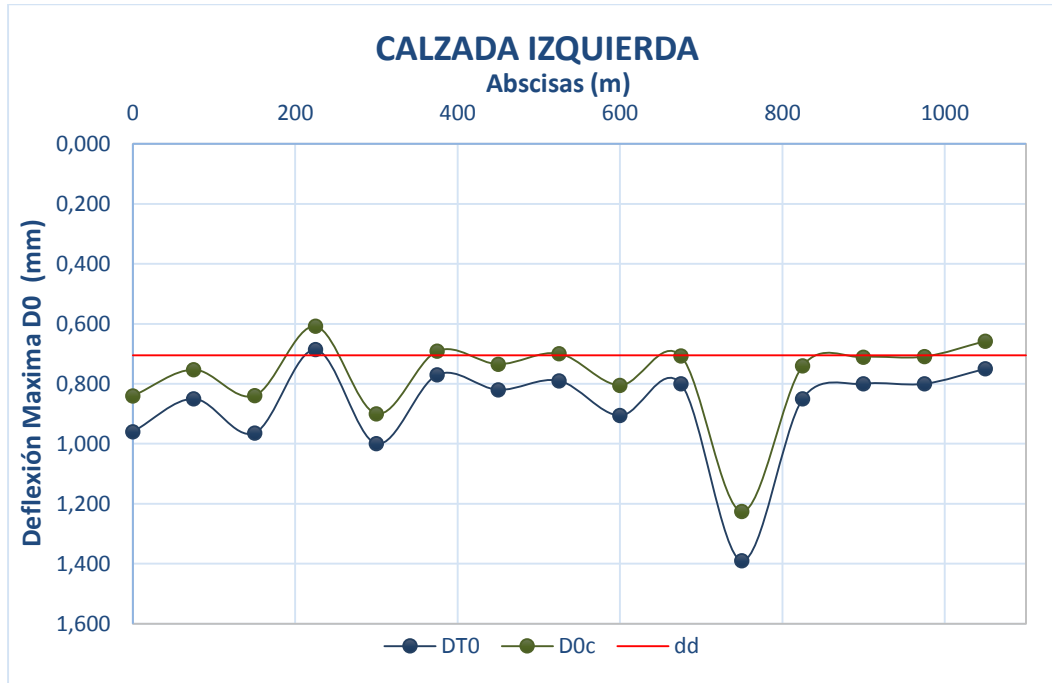


Figura 4.5 Deflexiones máximas con y sin corrección por temperatura de la calzada izquierda.

En el retrocálculo del módulo resiliente y el módulo efectivo por el método AASHTO, el radio (r) no cumplió con la condición del radio mínimo para todos los puntos ni siquiera a la distancia de 100 centímetros del punto de aplicación, por lo que fue necesario interpolar deflexiones a las distancias de 125 y 150 centímetros, siendo a esta última distancia que se cumplió con la condición en todos los puntos, esto debido a que las capas del pavimento en conjunto suman un espesor considerable de 28 pulgadas y su influencia en el cálculo del módulo resiliente de la subrasante es alta. En la Figura 4.6 se muestra un gráfico comparativo entre los módulos resilientes calculados a las distancias de 25, 50 y 100 centímetros, mientras que en la Figura 4.7 a las distancias de 100, 125 y 150 centímetros. Se puede apreciar que los valores a 25 y 50 centímetros divergen de los demás valores, ya que están siendo alterados por el pavimento y no cumplen con la condición del

radio mínimo. En teoría todos los valores que sí cumplen con la condición del radio mínimo deberían ser iguales, pero puesto que la viga Benkelman no es un instrumento cien por ciento preciso existen leves diferencias. En la Figura 4.8 se muestran los valores del módulo resiliente a utilizar en los cálculos posteriores, conformados por valores calculados a las distancias de 100, 125 y 150 centímetros que sí cumplieron con la condición de radio mínimo. De igual manera en las Figura 4.9, Figura 4.10 y Figura 4.11 se muestran los mismos gráficos, pero para el módulo efectivo.

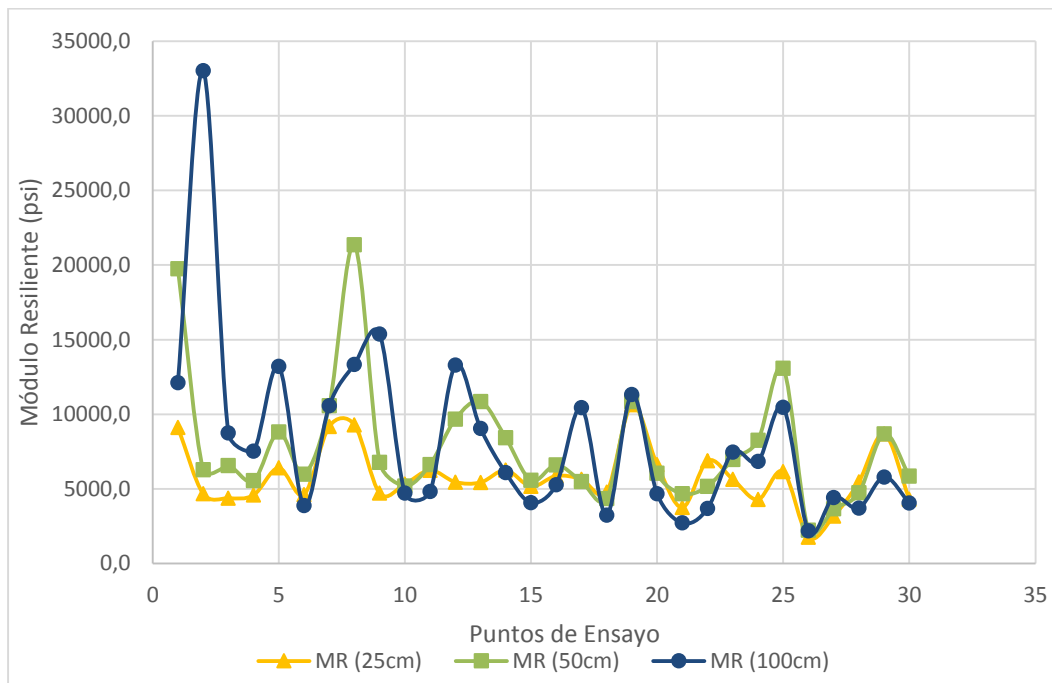


Figura 4.6 Módulos resilientes MR (25, 50, 100 cm).

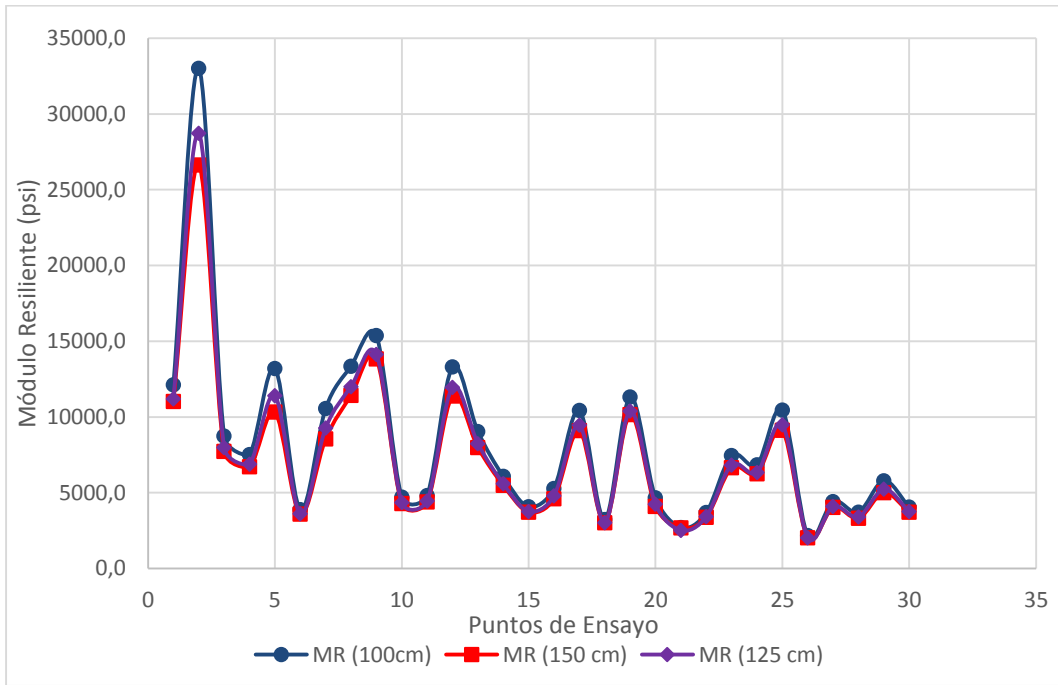


Figura 4.7 Módulos resilientes MR (100, 125, 150 cm).

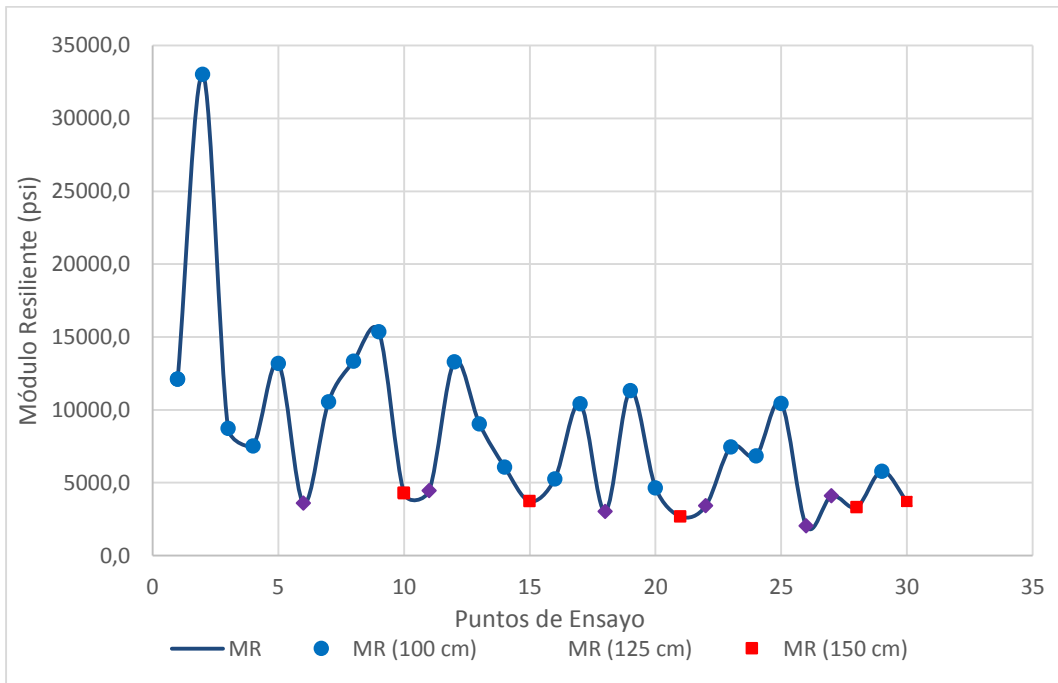


Figura 4.8 Módulos resilientes MR.

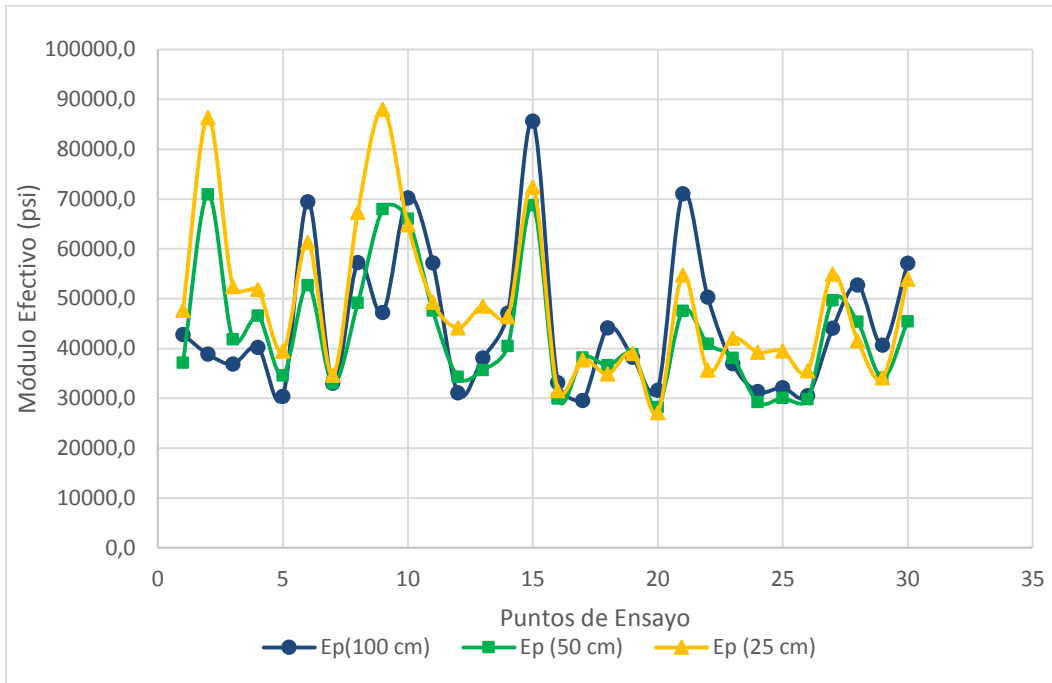


Figura 4.9 Módulos efectivos Ep (25, 50, 100 cm).

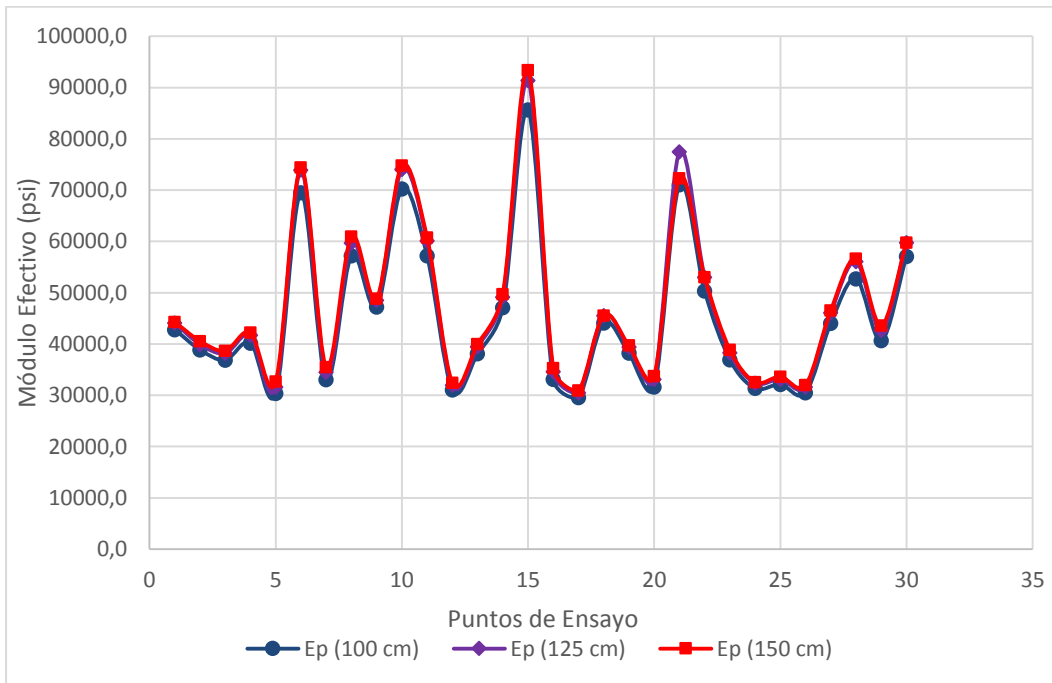


Figura 4.10 Módulos efectivos Ep (100, 125, 150 cm).

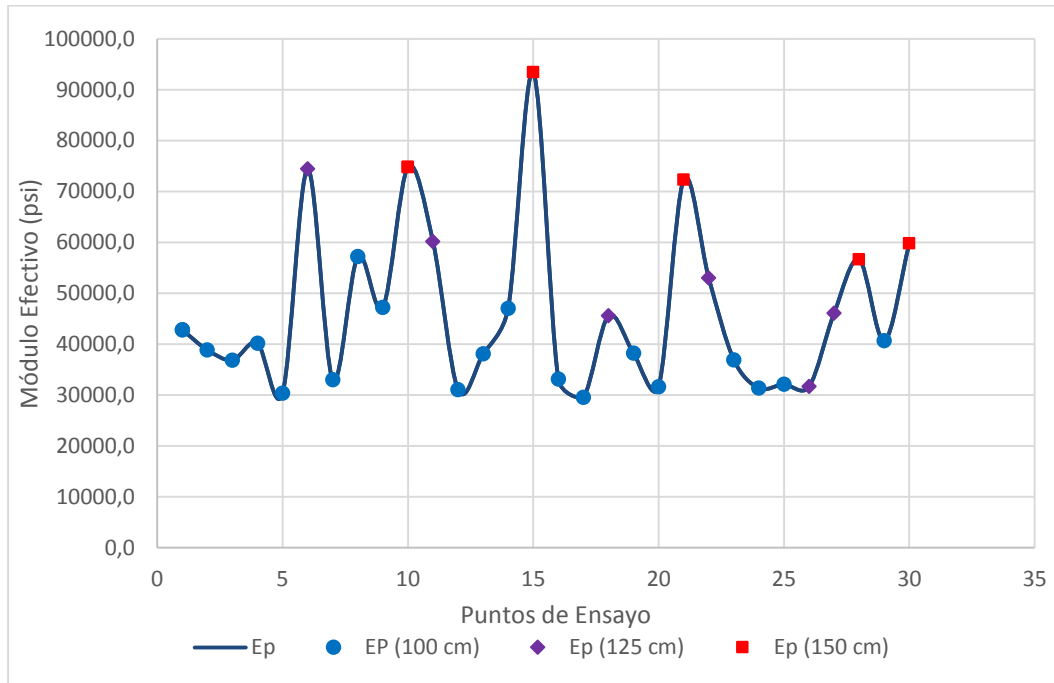


Figura 4.11 Módulos efectivos Ep.

Otra manera de clasificar la condición estructural de la subrasante es a partir de su CBR, el cual se puede determinar mediante una relación con el Módulo Resiliente, la cual se muestra en la ecuación (2.1). Los CBR de cada sección de pavimento y su clasificación según la Tabla 2.2 se exponen en la Tabla 4.5, así como un esquema de esta clasificación en la

Figura 4.12.



Tabla 4.5 Clasificación de la subrasante según el CBR.

Calzada Derecha				
P	Abscisa (m)	MR (psi)	CBR (%)	Clasificación de la Subrasante
1	0	12122,9	8,1	Subrasante Regular (S2)
2	75	33015,6	22,0	Subrasante Muy Buena (S4)
3	150	8753,7	5,8	Subrasante Pobre (S1)
4	225	7528,6	5,0	Subrasante Pobre (S1)
5	300	13203,8	8,8	Subrasante Regular (S2)
6	375	3589,8	2,4	Subrasante Inadecuada (S0)
7	450	10564,9	7,0	Subrasante Regular (S2)
8	525	13346,5	8,9	Subrasante Regular (S2)
9	600	15366,8	10,2	Subrasante Buena (S3)
10	675	4292,8	2,9	Subrasante Inadecuada (S0)
11	750	4455,0	3,0	Subrasante Pobre (S1)
12	825	13299,8	8,9	Subrasante Regular (S2)
13	900	9045,5	6,0	Subrasante Regular (S2)
14	975	6079,0	4,1	Subrasante Pobre (S1)
15	1050	3723,9	2,5	Subrasante Inadecuada (S0)
Calzada Izquierda				
P	Abscisa (m)	MR (psi)	CBR (%)	Clasificación de la Subrasante
16	0	5280,3	3,5	Subrasante Pobre (S1)
17	75	10436,8	7,0	Subrasante Regular (S2)
18	150	3023,2	2,0	Subrasante Inadecuada (S0)
19	225	11329,7	7,6	Subrasante Regular (S2)
20	300	4669,4	3,1	Subrasante Pobre (S1)
21	375	2679,5	1,8	Subrasante Inadecuada (S0)
22	450	3415,3	2,3	Subrasante Inadecuada (S0)
23	525	7460,1	5,0	Subrasante Pobre (S1)
24	600	6845,5	4,6	Subrasante Pobre (S1)
25	675	10457,4	7,0	Subrasante Regular (S2)
26	750	2033,4	1,4	Subrasante Inadecuada (S0)
27	825	4088,6	2,7	Subrasante Inadecuada (S0)
28	900	3311,7	2,2	Subrasante Inadecuada (S0)
29	975	5792,4	3,9	Subrasante Pobre (S1)
30	1050	3710,6	2,5	Subrasante Inadecuada (S0)

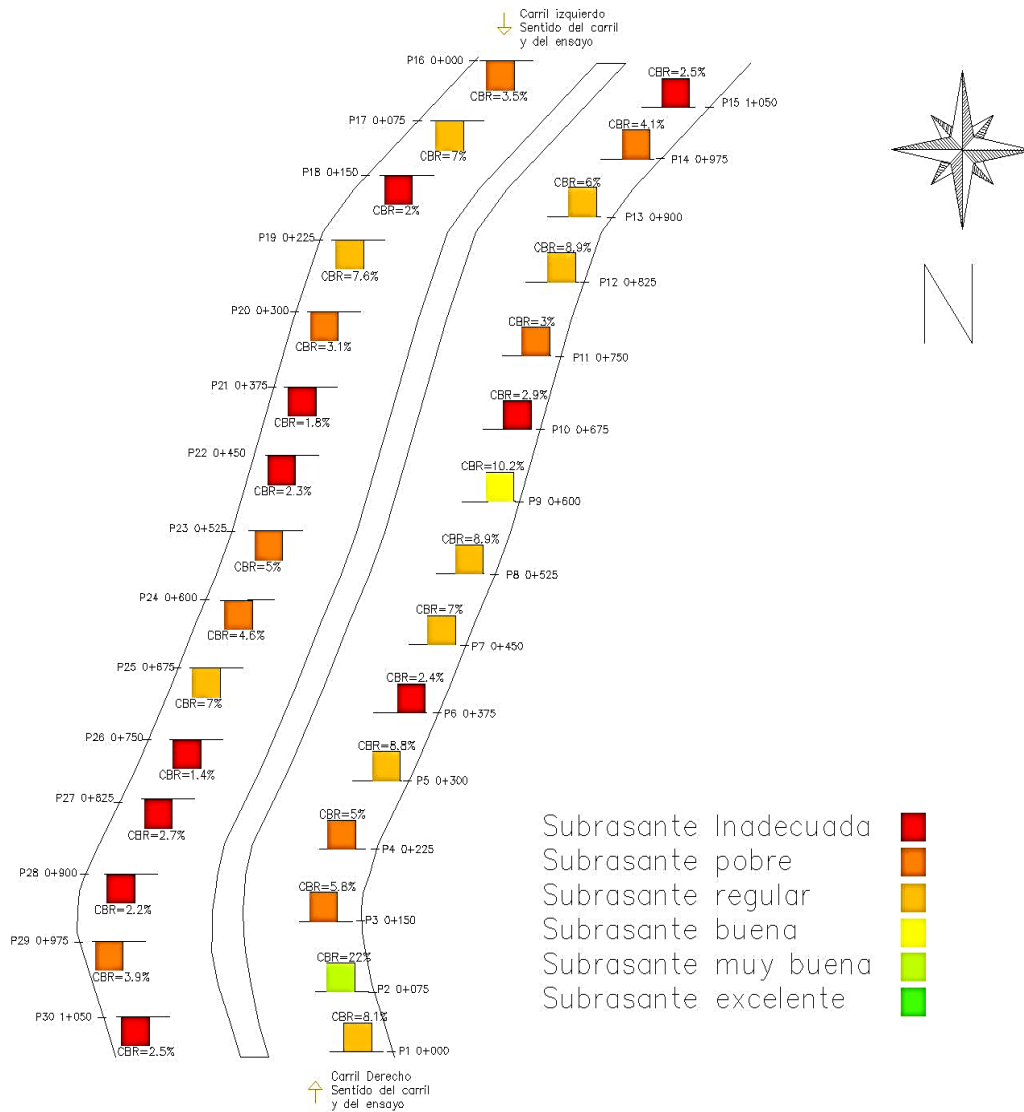


Figura 4.12 Esquema de clasificación de la subrasante según su CBR en la Avenida 16 de Abril.

Los números estructurales efectivos S_{Neff} de las secciones de pavimento son relativamente altos debido al espesor de las capas que conforman el pavimento, mientras que los números estructurales futuros S_{Nf} no son tan demandantes debido al tráfico de vehículos pesados relativamente bajo, aun así la calzada izquierda muestra una deficiencia estructural notable que requiere de un refuerzo estructural en la mayoría de las secciones, con valores entre 0.5 y 6 pulgadas de espesor, a



diferencia de la calzada derecha que en su mayoría no requiere de refuerzo estructural, y en las secciones en las que sí, no superan la pulgada de espesor. En la Tabla 4.6 se muestran los valores de los números estructurales efectivos y futuros, así como es espesor del refuerzo estructural D_{OL} , además del refuerzo estructural efectivo D_{OLE} , el cual es el espesor real a usar, el cual varía cada media pulgada.

El método del Instituto de Asfalto determina un espesor general de sobrecapa de refuerzo a partir de una deflexión representativa para todas las secciones de pavimento, es decir un solo espesor para cada calzada. El módulo de elasticidad del pavimento E_2 y el espesor de refuerzo calculado y efectivo se muestran también en la Tabla 4.6.

La vida útil remanente del pavimento, la cual está en función de los ESAL y de la deflexión representativa de cada calzada de acuerdo con el método del Instituto de Asfalto, tiene un valor de 29 años para la calzada derecha, y un valor de 12 años para la calzada izquierda. Esta información también se expone en la Tabla 4.6.

Un esquema de los resultados de la evaluación estructural de la Avenida 16 de Abril se muestra en la

Figura 4.13.

Tabla 4.6 Refuerzo estructural AASHTO e Instituto de Asfalto.

Calzada Derecha		AASHTO							I.A		
ESAL		3242339,6									
D (in)		28									
P	Abscisa (m)	MR (psi)	Ep (psi)	SNf	SNeff	Refuerzo Estructural	DOL (in)	DOL E (in)	h1 (in)	h1 E (in)	VU (años)
1	0	12122,9	42827,7	3,7	4,4	No	0	0	0	0	29
2	75	33015,6	38876,7	2,5	4,3	No	0	0			
3	150	8753,7	36888,2	4,2	4,2	Sí	0,02	0,5			
4	225	7528,6	40209,9	4,4	4,3	Sí	0,27	0,5			
5	300	13203,8	30391,8	3,6	3,9	No	0	0			
6	375	3589,8	74428,4	5,7	5,3	Sí	0,83	1			
7	450	10564,9	33042,7	3,9	4,0	No	0	0			
8	525	13346,5	57232,8	3,6	4,9	No	0	0			



9	600	15366,8	47221,5	3,4	4,6	No	0	0			
10	675	4292,8	74816,9	5,4	5,3	Sí	0,10	0,5			
11	750	4455,0	60151,1	5,3	4,9	Sí	0,80	1			
12	825	13299,8	31084,0	3,6	4,0	No	0	0			
13	900	9045,5	38115,8	4,2	4,2	No	0	0			
14	975	6079,0	47085,7	4,8	4,5	Sí	0,50	0,5			
15	1050	3723,9	93421,0	5,6	5,7	No	0	0			
AASHTO											
Calzada Izquierda									I.A		
ESAL		2810591,2									
D (in)		28									
P	Abscisa (m)	MR (psi)	Ep (psi)	SNf	SNeff	Refuerzo Estructural	DOL (in)	DOL E (in)	h1 (in)	h1 E (in)	VU (años)
16	0	5280,3	33136,1	4,9	4,0	Sí	1,95	2	1,64	2	12
17	75	10436,8	29595,1	3,9	3,9	No	0	0			
18	150	3023,2	45572,6	5,9	4,5	Sí	3,10	3,5			
19	225	11329,7	38250,4	3,7	4,2	No	0	0			
20	300	4669,4	31657,6	5,1	4,0	Sí	2,55	3			
21	375	2679,5	72326,4	6,1	5,2	Sí	1,90	2			
22	450	3415,3	53011,1	5,6	4,7	Sí	2,08	2,5			
23	525	7460,1	36946,1	4,4	4,2	Sí	0,36	0,5			
24	600	6845,5	31377,9	4,5	4,0	Sí	1,17	1,5			
25	675	10457,4	32135,0	3,9	4,0	No	0	0			
26	750	2033,4	31662,3	6,6	4,0	Sí	5,97	6			
27	825	4088,6	46110,8	5,3	4,5	Sí	1,85	2			
28	900	3311,7	56628,8	5,7	4,8	Sí	1,96	2			
29	975	5792,4	40683,0	4,8	4,3	Sí	0,95	1			
30	1050	3710,6	59770,8	5,5	4,9	Sí	1,30	1,5			

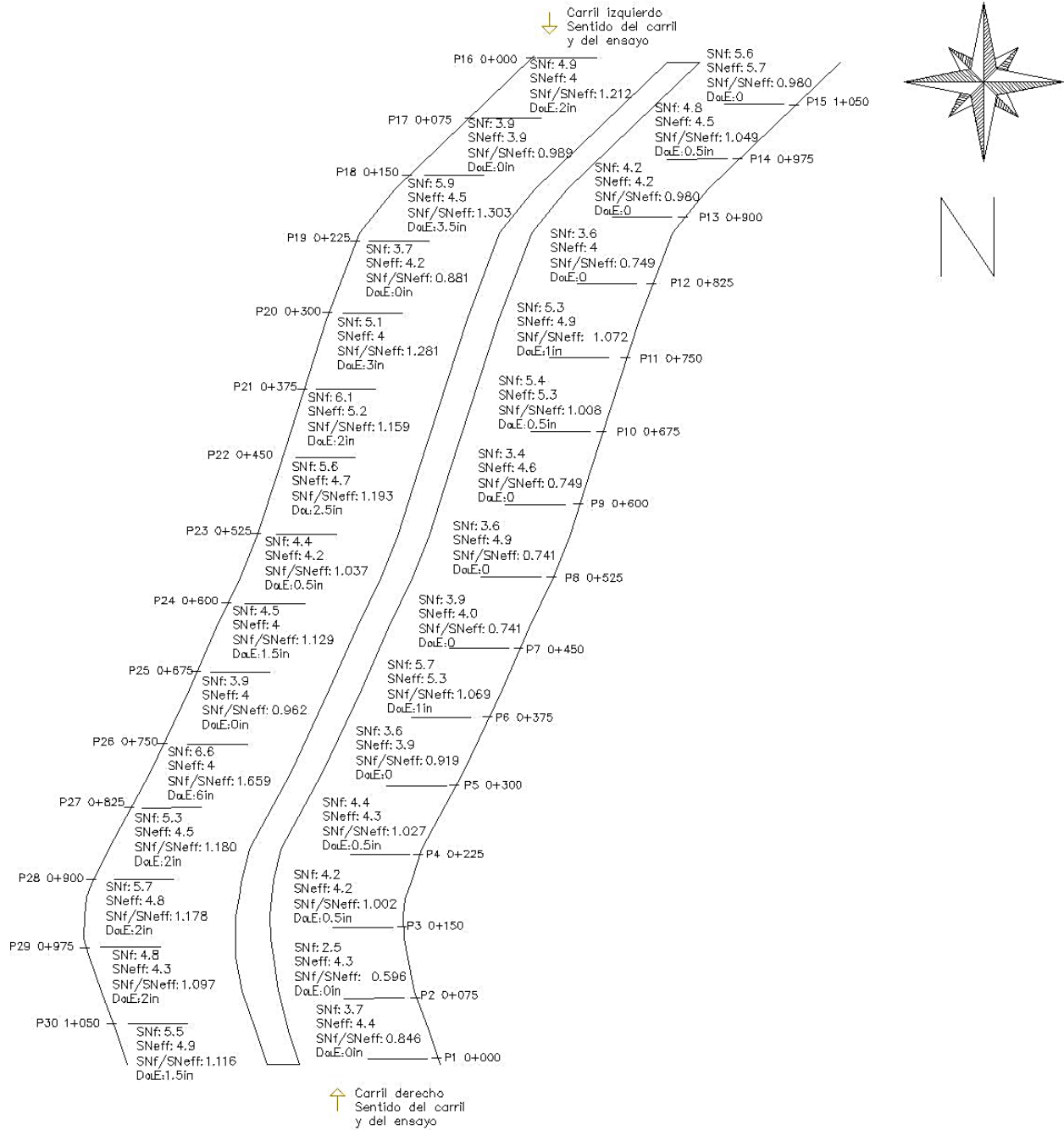


Figura 4.13 Esquema de resultados de evaluación estructural de la Avenida 16 de Abril.



5. Conclusiones y recomendaciones

En el presente estudio se realizó un plan de evaluación estructural aplicado en la porción de pavimento flexible de la Avenida 16 de Abril de la ciudad de Azogues, mediante la aplicación de la viga Benkelman facilitada por la Municipalidad de esta ciudad. Con esta evaluación se identificó las deficiencias estructurales de las dos calzadas que conforman la vía y mediante dos métodos; AASHTO e Instituto de Asfalto se determinó el refuerzo estructural requerido como alternativas de solución.

De acuerdo al análisis estadístico realizado se determinó que la viga Benkelman de la Municipalidad de Azogues, presenta diferencias estadísticamente significativas con respecto a la viga Benkelman de la Prefectura del Azuay, pero estas se deben a un desfase en la calibración de los equipos, por lo que se generaron factores de ajuste con los cuales ya no se presentaron diferencias estadísticamente significativas.

Las diferencias existentes en un principio no llegan a ser significativas en un sentido práctico ya que proporcionan parámetros similares con un nivel de correlación r de 0,88 y 0,97 para el Módulo Resiliente y el Módulo Efectivo respectivamente, que inciden en refuerzos estructurales sin diferencias considerables, en el caso más crítico se presenta una diferencia de 0,87 pulgadas, por lo que se puede concluir que la viga Benkelman de la Municipalidad de Azogues proporciona información fiable para su uso en evaluaciones estructurales de pavimentos flexibles.

Se aplicó satisfactoriamente la viga Benkelman en la Avenida 16 de Abril de la ciudad de Azogues, la cual es una vía importante que representa el estado superficial de gran parte de los pavimentos flexibles de la ciudad. Se aprendió todo lo pertinente al proceso de utilización de la viga Benkelman para ensayos de deflexión y se obtuvo la información necesaria para realizar una evaluación estructural de la vía.



Se empleó los métodos de la AASHTO y del Instituto de Asfalto para analizar y procesar los datos obtenidos mediante los ensayos de deflexión en donde se determinó el estado estructural de la Avenida 16 de Abril, el refuerzo estructural necesario y su vida útil remanente. Además, se realizaron otros análisis para pre diagnosticar la condición estructural de la subrasante y el pavimento como son el análisis de los cuencos de deflexiones o del valor del CBR de la subrasante.

De acuerdo a la evaluación estructural realizada se considera que la Avenida 16 de Abril requiere de un refuerzo estructural de 1 pulgada en la calzada derecha para satisfacer la deficiencia estructural de todas las secciones y que a su vez no represente problemas constructivos y económicos. Con las mismas consideraciones en la calzada izquierda se requiere de un refuerzo estructural o sobrecapa de 3 pulgadas.

En la abscisa 0+750 de la calzada izquierda se midió la deflexión más crítica, con un valor de 1,226 mm que repercute en un espesor de refuerzo estructural de 6 pulgadas, discrepante con el resto de secciones de la calzada, la razón de esto y de por qué la calzada izquierda en general presenta mayores deflexiones y por ende una mayor deficiencia estructural que la calzada derecha posiblemente se debe a que aproximadamente 1 mes atrás de la fecha de realización de los ensayos, explotaron varias alcantarillas bajo la calzada izquierda, por lo que la estructura del pavimento resultó afectada por la humedad, a pesar de esto se recomienda realizar nuevamente un ensayo de deflexión en esta sección para corroborar esta información.

Los resultados de la vida útil remanente de los pavimentos de cada calzada determinados por el método del Instituto de Asfalto indican que el pavimento de la calzada derecha tiene la capacidad estructural suficiente para soportar las cargas de tráfico durante 9 años más que el periodo de diseño, antes de requerir de una



rehabilitación, mientras que la calzada izquierda solo cuenta con la capacidad estructural para resistir las cargas de tráfico durante 12 años, y el refuerzo estructural calculado previamente es el necesario para alcanzar una vida útil igual al periodo de diseño de 20 años.

El análisis de los cuencos de deflexiones indica que todas las secciones evaluadas están compuestas por una mala subrasante y un mal pavimento, esto concuerda con la clasificación realizada a partir del valor de su CBR, en donde la subrasante varía entre inadecuada, pobre y regular, a excepción de las secciones 2 y 9, las cuales se clasifican como muy buena y buena respectivamente. En estas dos secciones, las deflexiones máximas medidas con la viga Benkelman resultaron ser de las más bajas con valores de 0,484 mm para la sección 2 y de 0,481 mm para la sección 9 y ninguna de ellas requiere de un refuerzo estructural según el método de la AASHTO.

En la calzada derecha, casi no se presentan deficiencias estructurales, a pesar de que según el análisis de los cuencos de deflexiones y del CBR de la subrasante, la estructura pavimento-subrasante es mala. Esto es porque los números estructurales efectivos S_{Neff} son directamente proporcionales al espesor del pavimento, que en este caso es de un espesor considerable de 28 pulgadas, además el número estructural futuro S_{Nf} no es tan demandante ya que está en función del tráfico proyectado de vehículos pesados, que en conjunto con los módulos resilientes calculados, no proporcionan números estructurales requeridos o futuros que superen los números estructurales efectivos.

Algunas de las deflexiones que no sobrepasan el límite permisible, si lo hacen si no son corregidas por temperatura, lo cual indica que dicha corrección es muy importante y determinante en las evaluaciones estructurales, con una reducción en la deflexión de alrededor del 12 %,



Se ha modelado un plan de evaluación estructural para pavimentos flexibles mediante el análisis de deflexiones a partir de la aplicación de la viga Benkelman, el cual servirá como una guía para la Municipalidad de Azogues en futuras evaluaciones de cualquier pavimento flexible de la ciudad.

Según la experiencia adquirida, para el plan de evaluación estructural propuesto se especifica realizar mediciones de deflexión a mayores distancias del punto de ensayo, para garantizar que se cumpla la condición del radio mínimo en el caso de aplicar el método de la AASHTO. Mientras más grande es el espesor del pavimento, mayor es la influencia de este sobre la subrasante y mayor es el radio mínimo requerido. En caso de no cumplir con la condición, se debe interpolar las deflexiones requeridas como se realizó en este proyecto, para esto es importante tomar al menos tres medidas adicionales para modelar correctamente el cuenco de deflexiones. Además, es recomendable realizar al menos dos mediciones en cada punto de ensayo para ratificar la información y evitar valores erróneos.

Para un proyecto general a nivel de red se recomienda usar el método del Instituto de Asfalto, el cual es más rápido, sencillo y requiere de menos información para su ejecución, proporcionando un resultado general para toda la sección de análisis, mientras que para un análisis más riguroso de una sección específica se recomienda aplicar el método de la AASHTO, el cual permite conocer con más detalle la condición estructural de cada subsección ensayada en toda la sección de análisis.



Bibliografía

AASHTO (1993). Guide for Design of Pavement Structures. USA. American Association of State Highway and Transportation.

Asphalt Institute (1983) Principles of Construction of Hot-Mix Asphalt Pavements. Manual Series No. 22, Lexington.

ASTM (2008). Standard practice for road and parking lots pavement conditions survey. American Society for Testing and Materials, USA, Designation D 6433-07.

ASTM (2003). Standard guide for general pavement deflection measurements. American Society for Testing and Materials, USA, Designation D4695-03.

Abad Regalado, L. M., y Sangurima Armijos, A. M. (2018). Análisis de correlación del desempeño estructural y funcional de la vía Cuenca - Molleturo - Naranjal, en el tramo puente Tamarindo - Jesús María

Balarezo Zapata, J. (2017). Evaluación estructural usando viga benkelman aplicada a un pavimento.

Bejarano, L.E. (2013). Análisis estructural de un pavimento flexible con presencia de deterioro, por medio de deflexiones obtenidas con equipo de carga dinámica y estática. Dirección de Investigación Sede Bogotá, D.C.

Federal Aviation Administration (2004). Use of non destructive Testing in the evaluation of airport pavements.

Fernández, C.P, Mojica, J.C y Martínez, J.M, (2015). Sistemas de gestión de pavimentos urbanos. Maestría. Universidad Autónoma Gabriel Rene Moreno.

Hernández Vargas, L. A. (2015). Selección de la metodología para determinar atípicos en las bases de cálculo de un índice de costos.

Higuera Sandoval, C. H. (2009) Caracterización de la resistencia de la subrasante con la información del deflectómetro de impacto.

Hoffman, M. y Del Águila, P. (1985). Estudios de Evaluación Estructural de Pavimentos Basados en La Interpretación de Curvas de Deflexiones (Ensayos No Destructivos). Lima.

Huang, Y. (1993). Pavement Analysis and Design. Prentice Hall. United States of América.



I.N.V. E – 795 – 07 (2007). Medida de la deflexión de un pavimento empleando dispositivo de carga estática no continua, viga Benkelman

I.N.V. E – 788 – 07 (2007). Predicción de la temperatura de capas de pavimento asfáltico.

Instituto Nacional de Vías Guía INVIAS (2008). Metodológica para el diseño de obras de rehabilitación de pavimentos asfálticos de carreteras

Jiménez Sánchez, E. (1998). Evaluación Estructural no Destructiva de Pavimentos. Tesis Doctoral, Universidad Autónoma de Chihuahua, Sanfandila.

Ministerio De Transportes Y Comunicaciones (MTC). (2014). Consorcio de Rehabilitación Vial-Conreval. Estudio de Rehabilitación de Carreteras en el País. Volumen C.

MTOP (2012). Ampliación y mejoramiento de la avenida 16 de Abril de la ciudad de Azogues. Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

Montoya Goicochea, J. E. (2007). Implementación del Sistema de Gestión de Pavimentos con Herramienta HDM-4 para la Red Vial Nro.5 Tramo Ancón- Huacho-Pativilca.

Montejo, A. (2006). Ingeniería de Pavimentos. Tomo II: Evaluación estructural, obras de mejoramiento y nuevas tecnologías. Tercera edición. Universidad Católica de Colombia Ediciones y Publicaciones. Colombia.

Montgomery D. C. y Runger G. C. (2011). Applied statistics and probability for engineers. Wiley, Hoboken, NJ, 5th edition.

Moretti, L, Di Mascio, P y Panunzi, F, (2012). Economic sustainability of concrete pavements. Procedia - Social and Behavioral Sciences, 53(Supplement C):125 – 133, 2012. SIIV-5th International Congress - Sustainability of Road Infrastructures.

National Highway Institute (1998). Techniques for pavement rehabilitation. A training course.

NEVI-12-MTOP. (2013). Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 - MTOP. Vol 2. Normas para Estudios y Diseños Viales. Quito: MTOP.

Ott, R.L y Longnecker, M. (2010). An introduction to statistical methods and data analysis. Sixth edition. Brooks/Cole Cengage Learning.



Rondón H., y Reyes F. (2015). Pavimentos. Materiales, construcción y diseño. Macro- Ecoe ediciones, Bogotá, Colombia, primera edición.

Salazar, A. (2008). Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos. México: IMCYC.

Timaná, J. (2012). Evaluación de la Subrasante. Diseño de Pavimentos. Curso de Pregrado de la Universidad de Piura.

Salazar A., Anguas P., Gómez J. y Itandehui G. (2004). Uso y calibración de deflectómetros de impacto en la evaluación estructural de pavimentos Publicación Técnica No 252 Sanfandila, Qro.

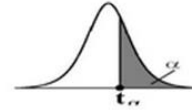
Shahin M. Y., and Kohn S. D. (1981). "Pavement Management for Roads and Parking Lots". Technical Report M-294. U. S. Army Construction Engineering Laboratory.

Transit New Zealand (TNZ), (1977) Standard test procedure for Benkelman beam deflection measurements.

Anexos

Anexo 1.

Percentage Points of the t Distribution; $t_{v, \alpha}$
 $P(T > t_{v, \alpha}) = \alpha$



v	α													
	0.40	0.30	0.20	0.15	0.10	0.05	0.025	0.02	0.015	0.01	0.0075	0.005	0.0025	0.0005
1	0.325	0.727	1.376	1.963	3.078	6.314	12.706	15.895	21.205	31.821	42.434	63.657	127.322	636.590
2	0.289	0.617	1.061	1.386	1.886	2.920	4.303	4.849	5.643	6.965	8.073	9.925	14.089	31.598
3	0.277	0.584	0.978	1.250	1.638	2.353	3.182	3.482	3.896	4.541	5.047	5.841	7.453	12.924
4	0.271	0.569	0.941	1.190	1.533	2.132	2.776	2.999	3.298	3.747	4.088	4.604	5.598	8.610
5	0.267	0.559	0.920	1.156	1.476	2.015	2.571	2.757	3.003	3.365	3.634	4.032	4.773	6.869
6	0.265	0.553	0.906	1.134	1.440	1.943	2.447	2.612	2.829	3.143	3.372	3.707	4.317	5.959
7	0.263	0.549	0.896	1.119	1.415	1.895	2.365	2.517	2.715	2.998	3.203	3.499	4.029	5.408
8	0.262	0.546	0.889	1.108	1.397	1.860	2.306	2.449	2.634	2.896	3.085	3.355	3.833	5.041
9	0.261	0.543	0.883	1.100	1.383	1.833	2.262	2.398	2.574	2.821	2.998	3.250	3.690	4.781
10	0.260	0.542	0.879	1.093	1.372	1.812	2.228	2.359	2.527	2.764	2.932	3.169	3.581	4.587
11	0.260	0.540	0.876	1.088	1.363	1.796	2.201	2.328	2.491	2.718	2.879	3.106	3.497	4.437
12	0.259	0.539	0.873	1.083	1.356	1.782	2.179	2.303	2.461	2.681	2.836	3.055	3.428	4.318
13	0.259	0.538	0.870	1.079	1.350	1.771	2.160	2.282	2.436	2.650	2.801	3.012	3.372	4.221
14	0.258	0.537	0.868	1.076	1.345	1.761	2.145	2.264	2.415	2.624	2.771	2.977	3.326	4.140
15	0.258	0.536	0.866	1.074	1.341	1.753	2.131	2.249	2.397	2.602	2.746	2.947	3.286	4.073
16	0.258	0.535	0.865	1.071	1.337	1.746	2.120	2.235	2.382	2.583	2.724	2.921	3.252	4.015
17	0.257	0.534	0.863	1.069	1.333	1.740	2.110	2.224	2.368	2.567	2.706	2.898	3.222	3.965
18	0.257	0.534	0.862	1.067	1.330	1.734	2.101	2.214	2.356	2.552	2.689	2.878	3.197	3.922
19	0.257	0.533	0.861	1.066	1.328	1.729	2.093	2.205	2.346	2.539	2.674	2.861	3.174	3.883
20	0.257	0.533	0.860	1.064	1.325	1.725	2.086	2.197	2.336	2.528	2.661	2.845	3.153	3.850
21	0.257	0.532	0.859	1.063	1.323	1.721	2.080	2.189	2.328	2.518	2.649	2.831	3.135	3.819
22	0.256	0.532	0.858	1.061	1.321	1.717	2.074	2.183	2.320	2.508	2.639	2.819	3.119	3.792
23	0.256	0.532	0.858	1.060	1.319	1.714	2.069	2.177	2.313	2.500	2.629	2.807	3.104	3.768
24	0.256	0.531	0.857	1.059	1.318	1.711	2.064	2.172	2.307	2.492	2.620	2.797	3.091	3.745
25	0.256	0.531	0.856	1.058	1.316	1.708	2.060	2.167	2.301	2.485	2.612	2.787	3.078	3.725
26	0.256	0.531	0.856	1.058	1.315	1.706	2.056	2.162	2.296	2.479	2.605	2.779	3.067	3.707
27	0.256	0.531	0.855	1.057	1.314	1.703	2.052	2.158	2.291	2.473	2.598	2.771	3.057	3.690
28	0.256	0.530	0.855	1.056	1.313	1.701	2.048	2.154	2.286	2.467	2.592	2.763	3.047	3.674
29	0.256	0.530	0.854	1.055	1.311	1.699	2.045	2.150	2.282	2.462	2.586	2.756	3.038	3.659
30	0.256	0.530	0.854	1.055	1.310	1.697	2.042	2.147	2.278	2.457	2.581	2.750	3.030	3.646
40	0.255	0.529	0.851	1.050	1.303	1.684	2.021	2.123	2.250	2.423	2.542	2.704	2.971	3.551
60	0.254	0.527	0.848	1.045	1.296	1.671	2.000	2.099	2.223	2.390	2.504	2.660	2.915	3.460
120	0.254	0.526	0.845	1.041	1.289	1.658	1.980	2.076	2.196	2.358	2.468	2.617	2.860	3.373
∞	0.253	0.524	0.842	1.036	1.282	1.645	1.960	2.054	2.170	2.326	2.432	2.576	2.807	3.291

Figura 1. Tabla de distribución t

Anexo 2.

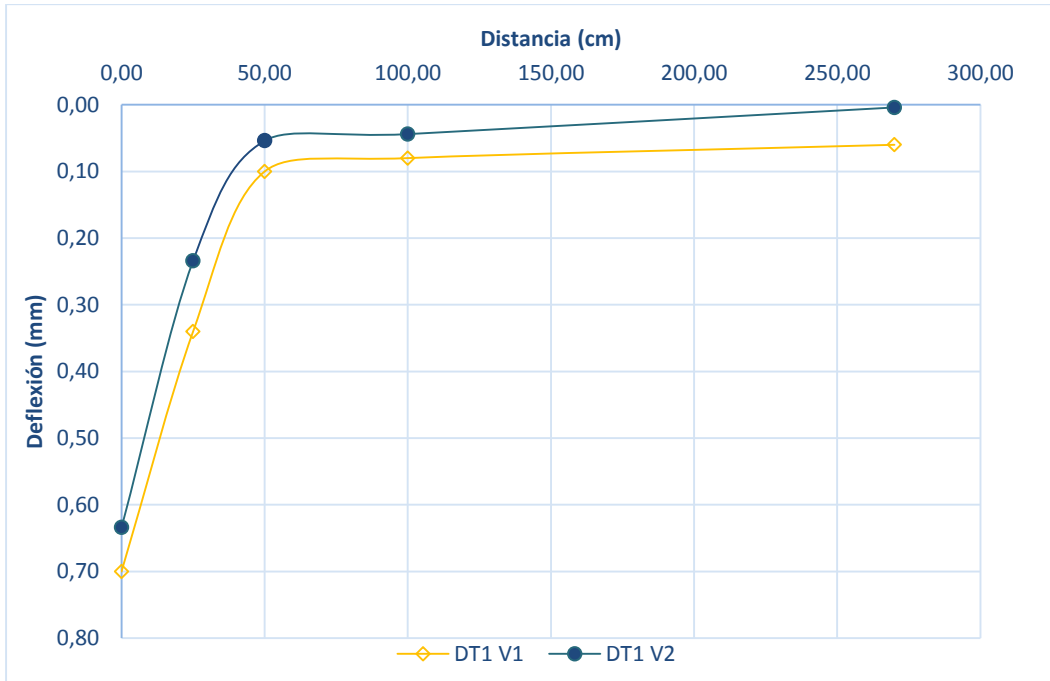


Figura 2. Cuencos de deflexiones abscisa 0+000, carril derecho.

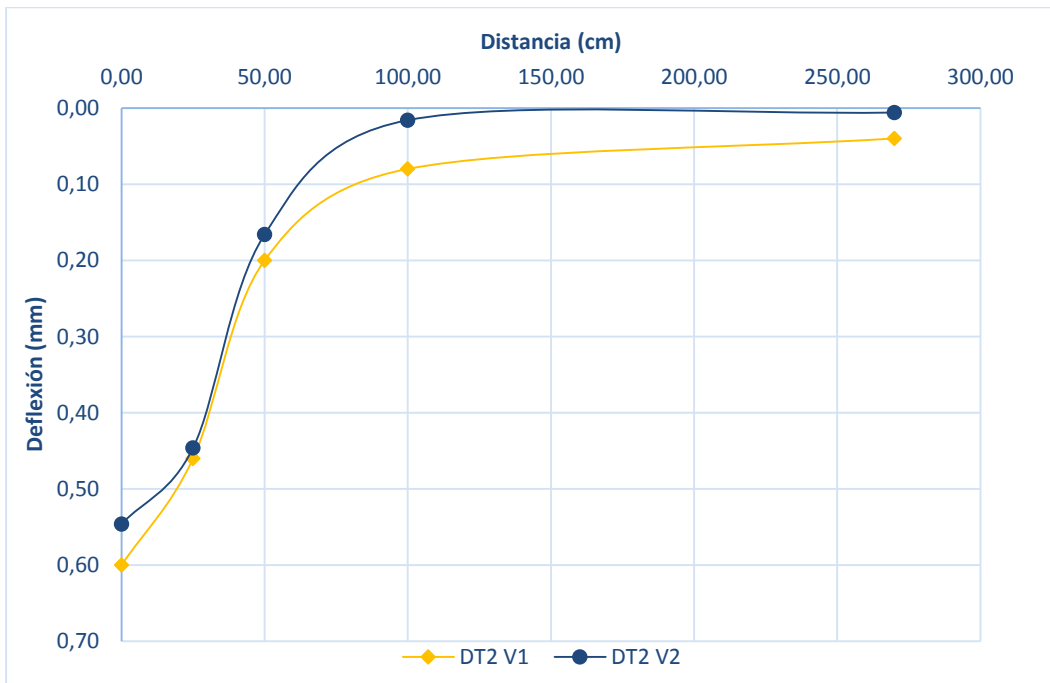


Figura 3. Cuencos de deflexiones abscisa 0+075, carril derecho.

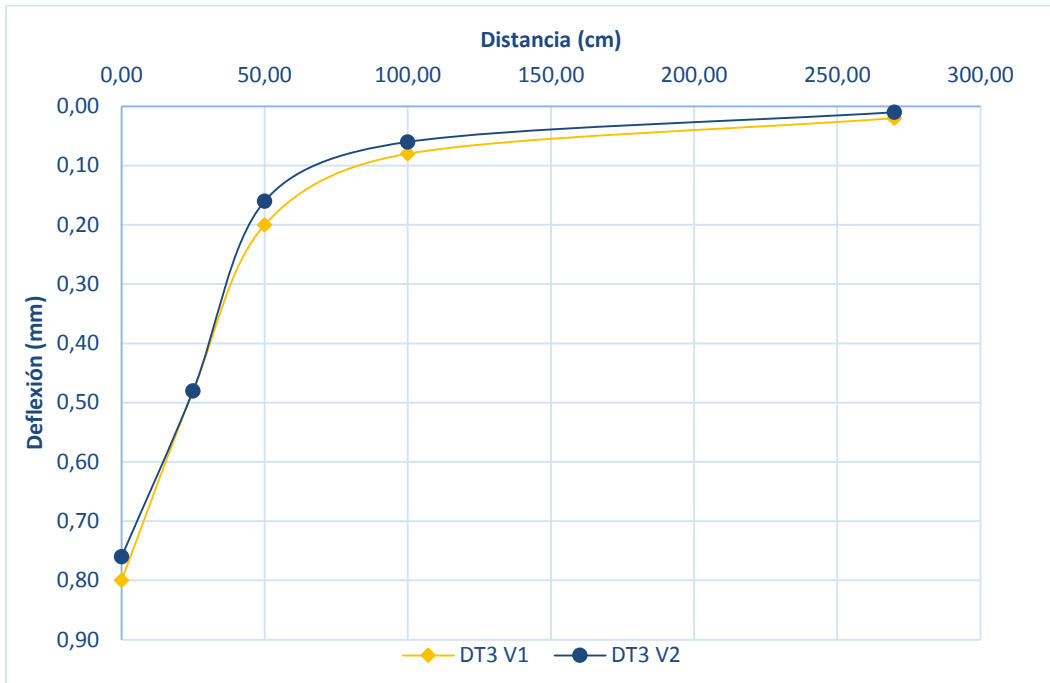


Figura 4. Cuencos de deflexiones abscisa 0+0150, carril derecho.

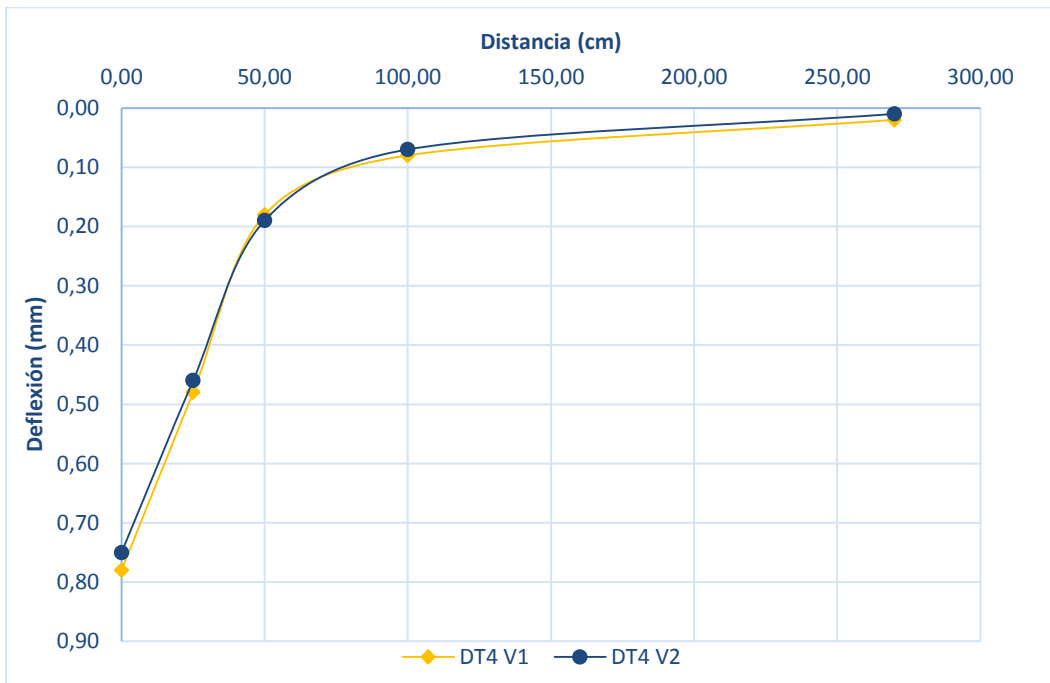


Figura 5. Cuencos de deflexiones abscisa 0+225, carril derecho.

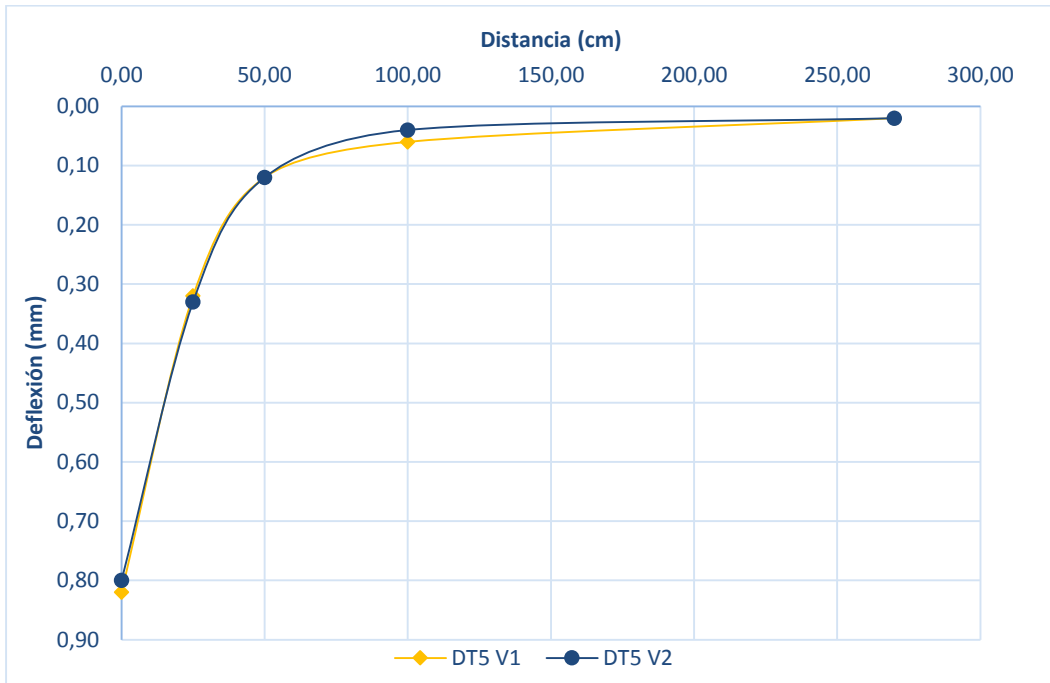


Figura 6. Cuencos de deflexiones abscisa 0+300, carril derecho.

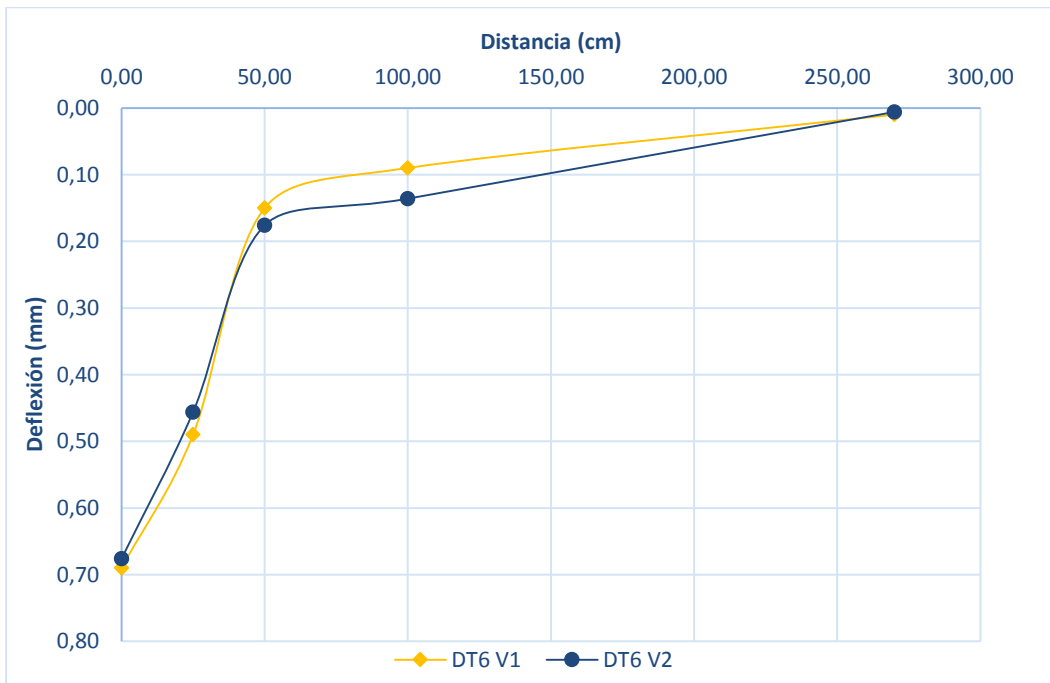


Figura 7. Cuencos de deflexiones abscisa 0+375, carril derecho.

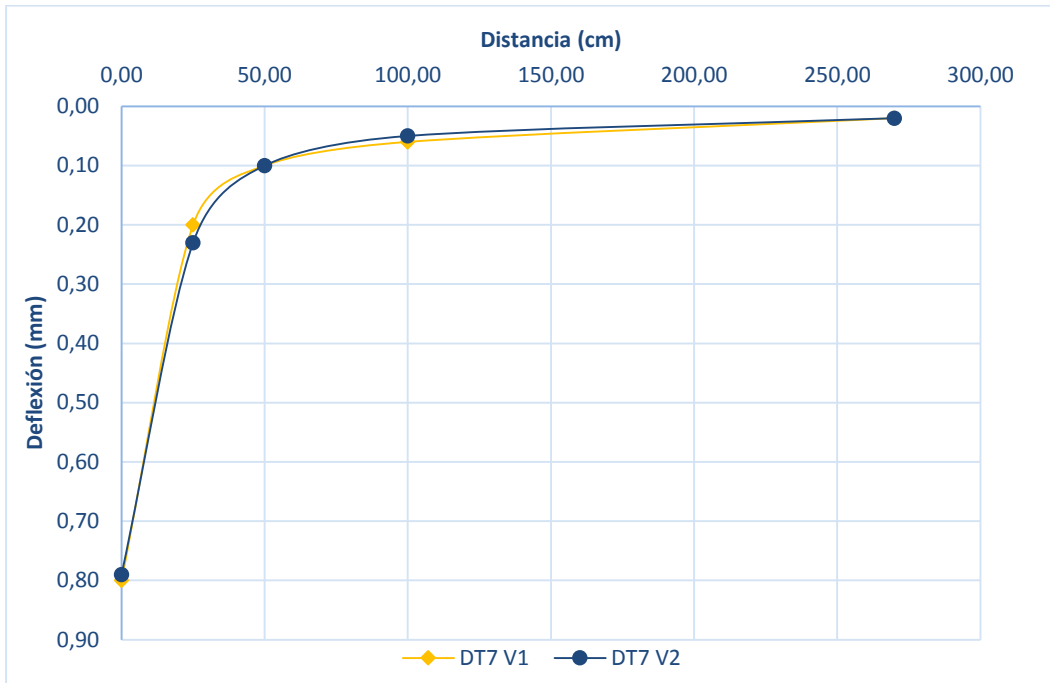


Figura 8. Cuencos de deflexiones abscisa 0+450, carril derecho.

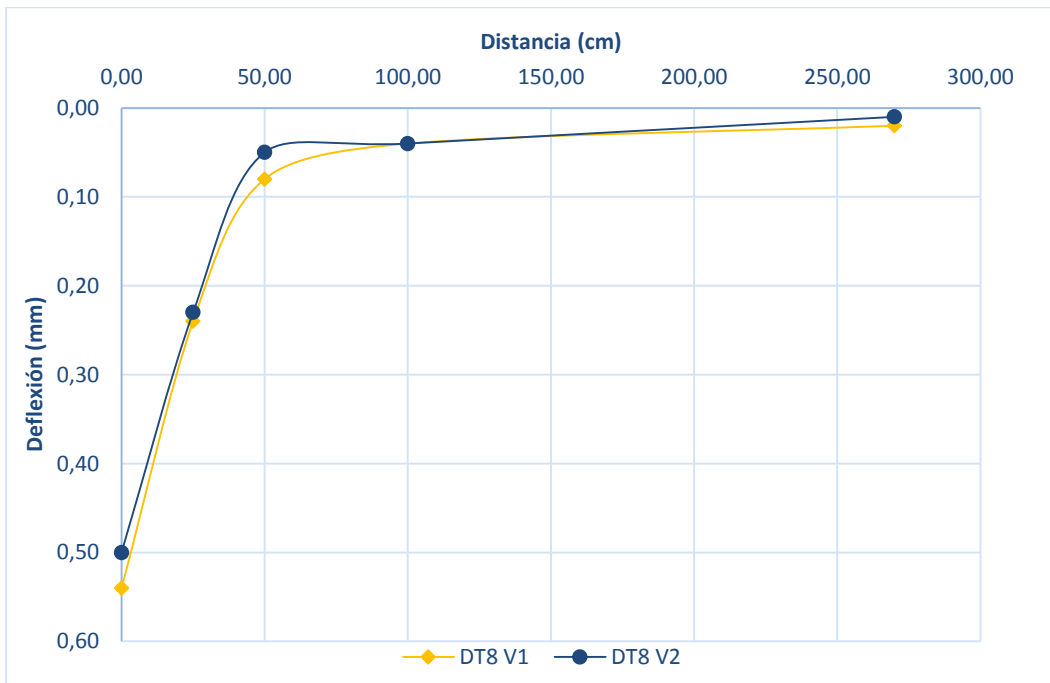


Figura 9. Cuencos de deflexiones abscisa 0+525, carril derecho.

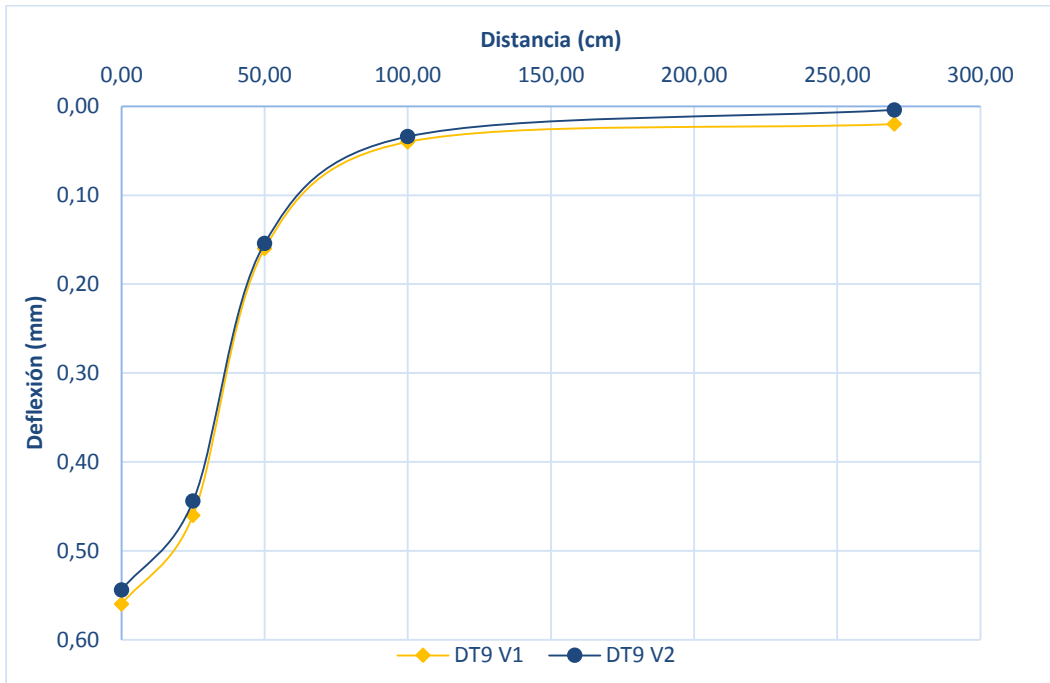


Figura 10. Cuencos de deflexiones abscisa 0+600, carril derecho.

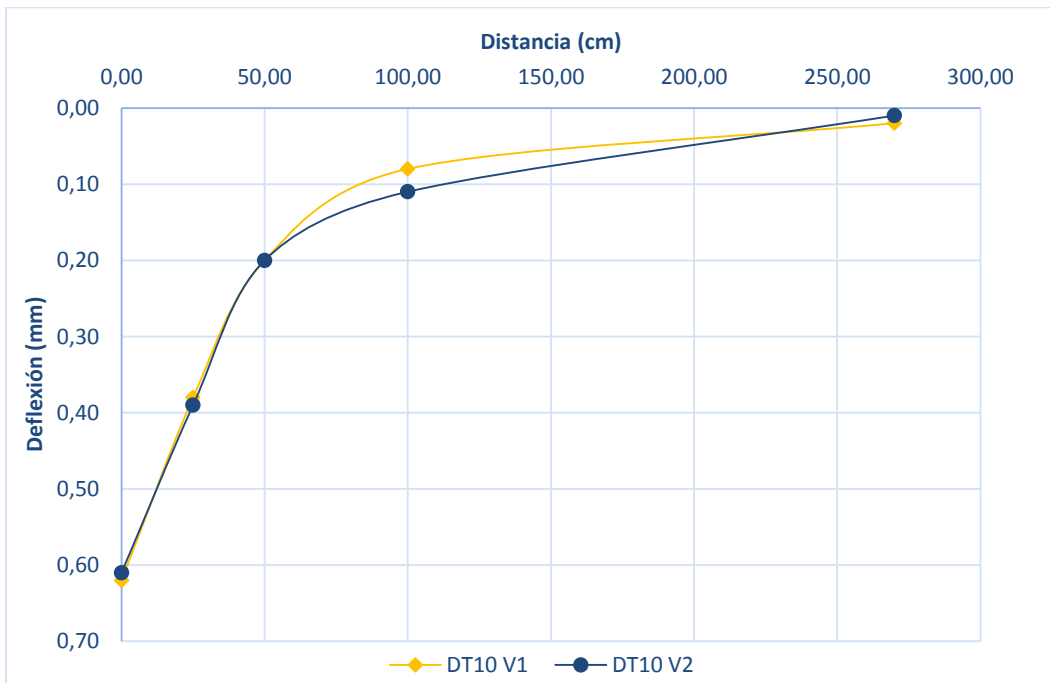


Figura 11. Cuencos de deflexiones abscisa 0+675, carril derecho.



Anexo 3.

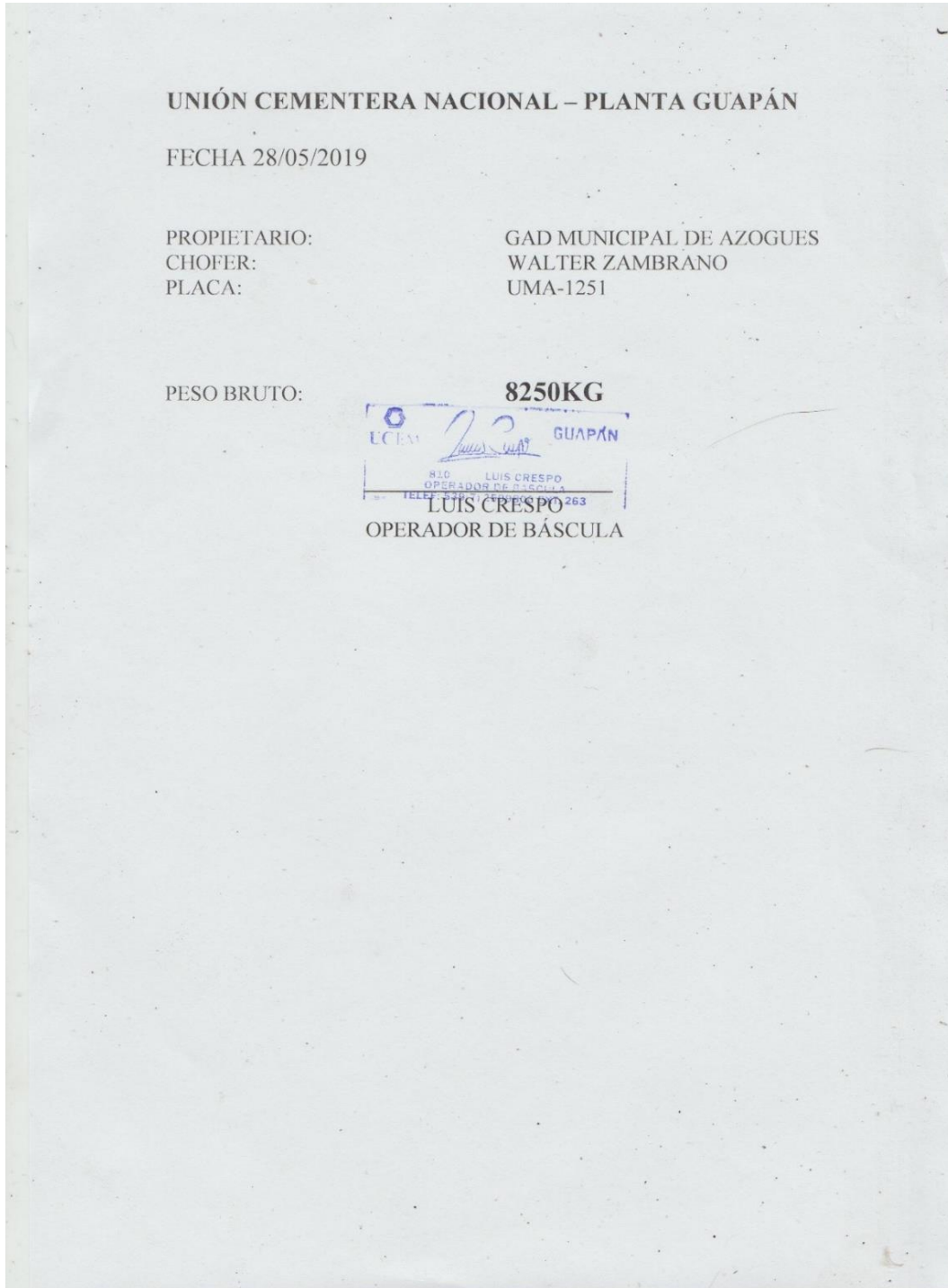


Figura 12. Comprobante del peso del camión.

Anexo 4.

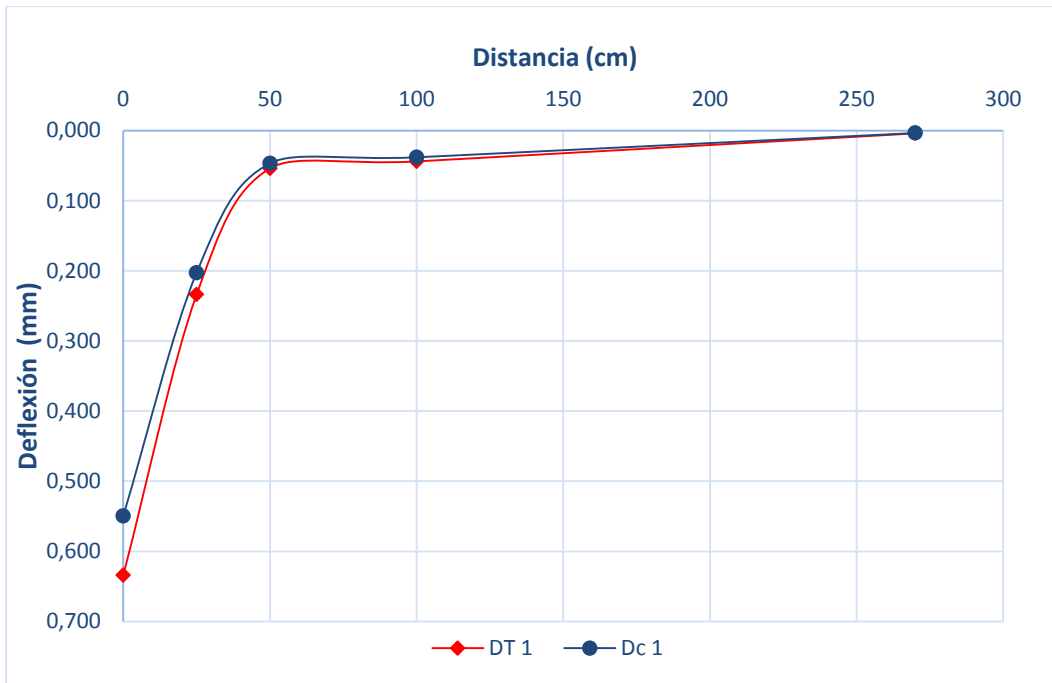


Figura 13. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+000, carril derecho.

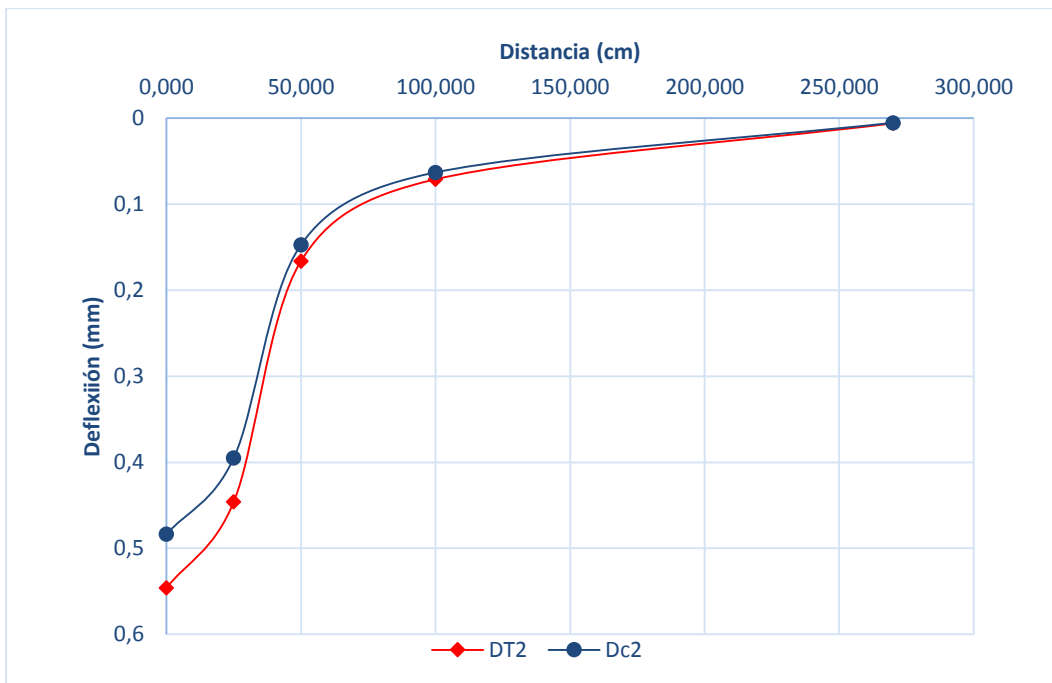


Figura 14. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+075, carril derecho.

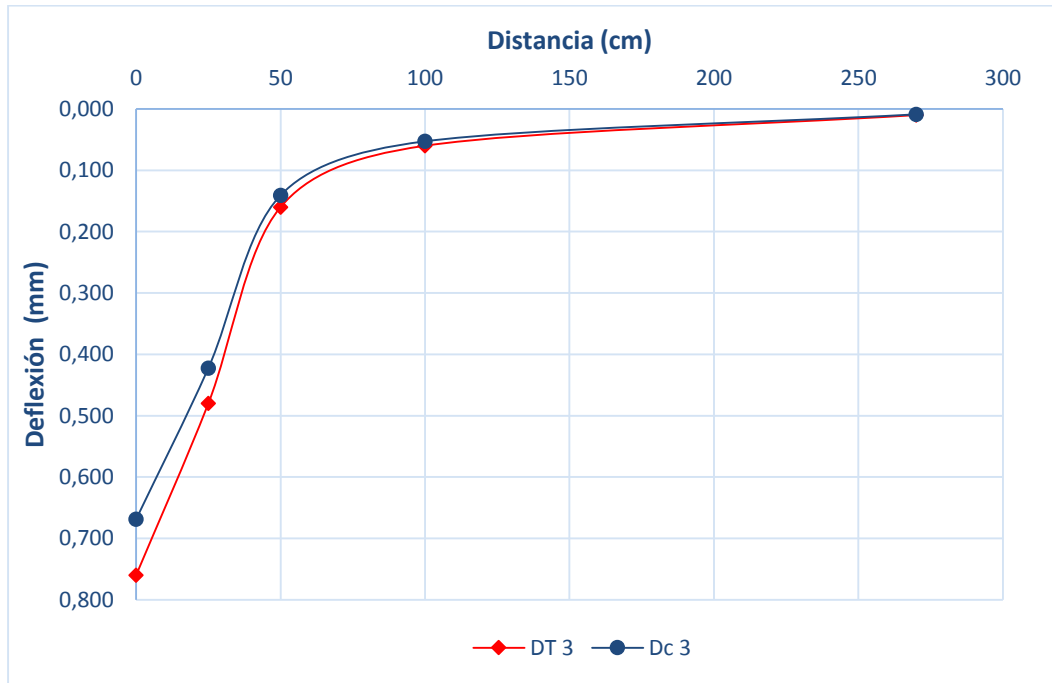


Figura 15. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+150, carril derecho.

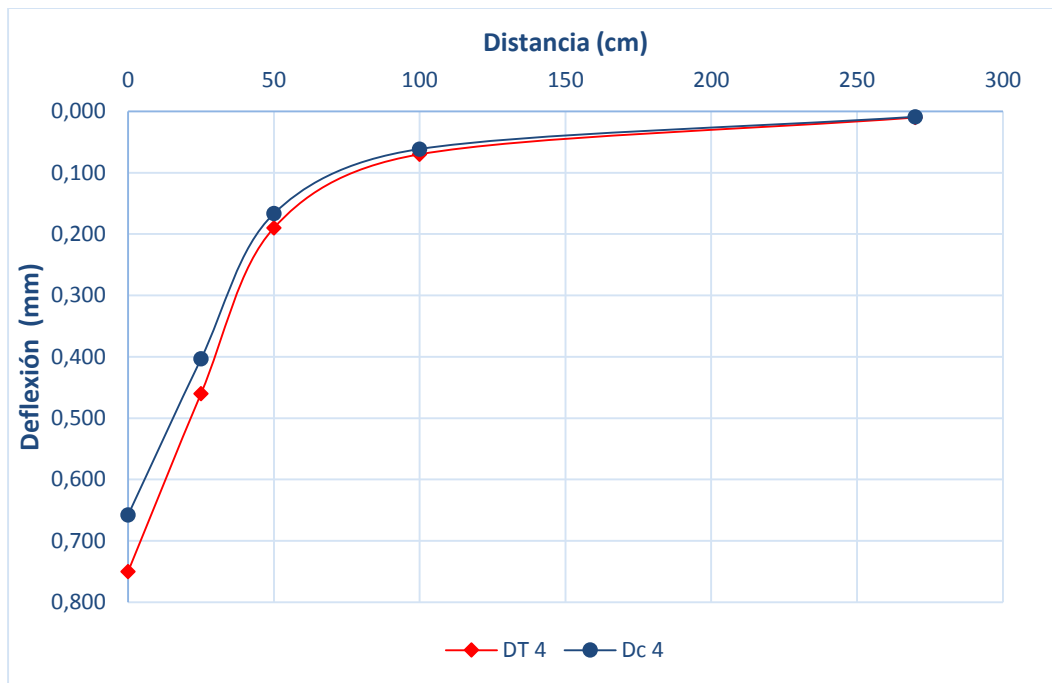


Figura 16. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+225, carril derecho.

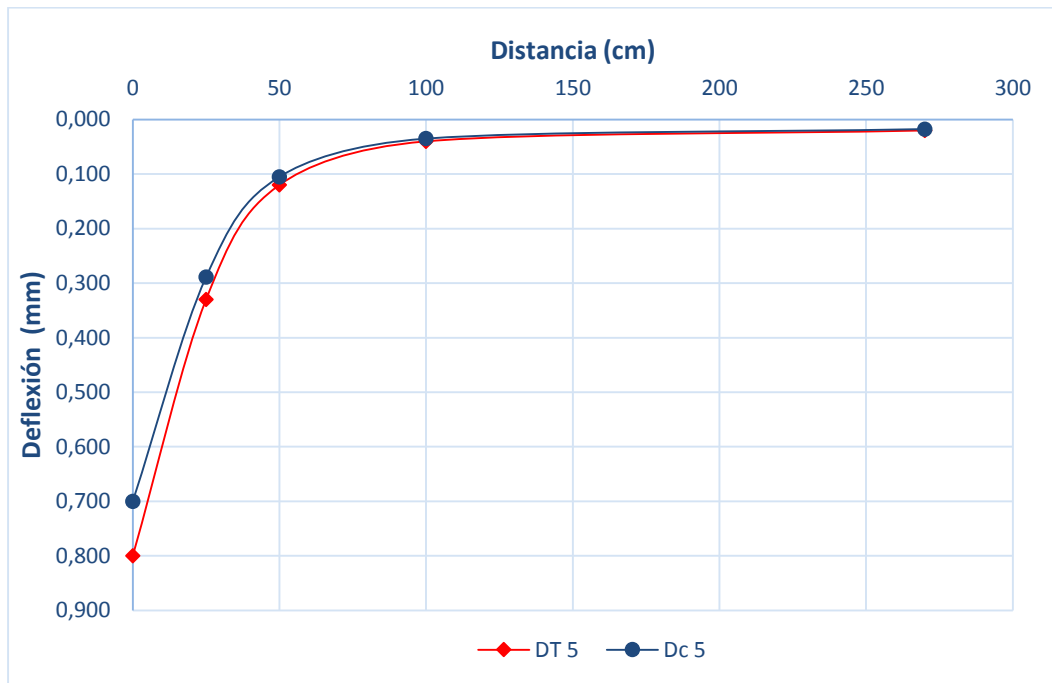


Figura 17. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+300, carril derecho.

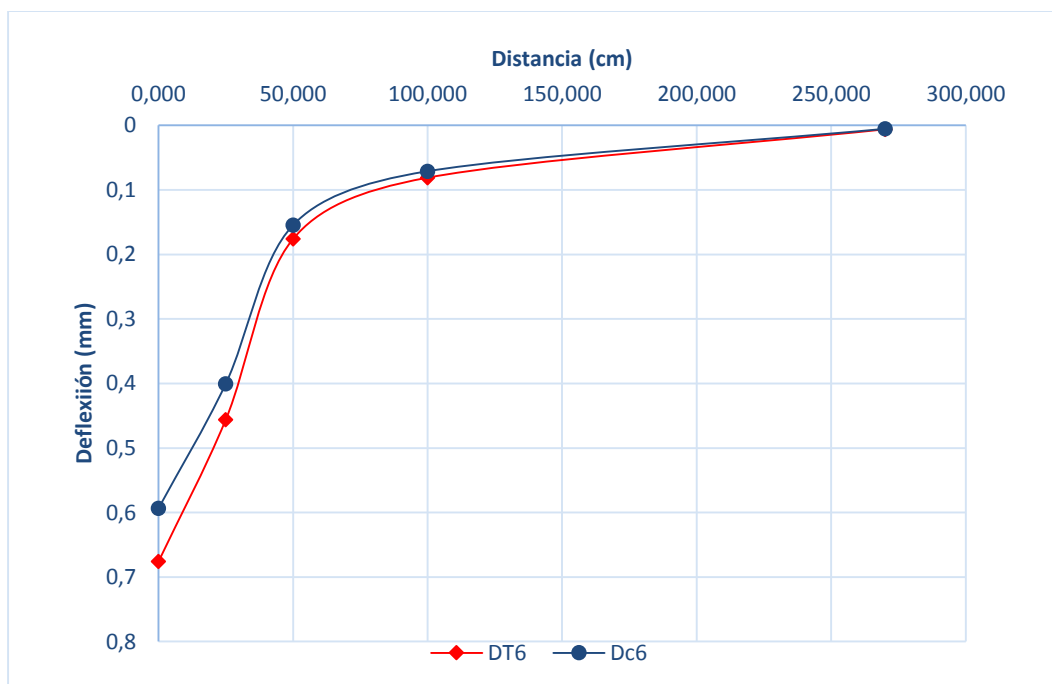


Figura 18. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+375, carril derecho.

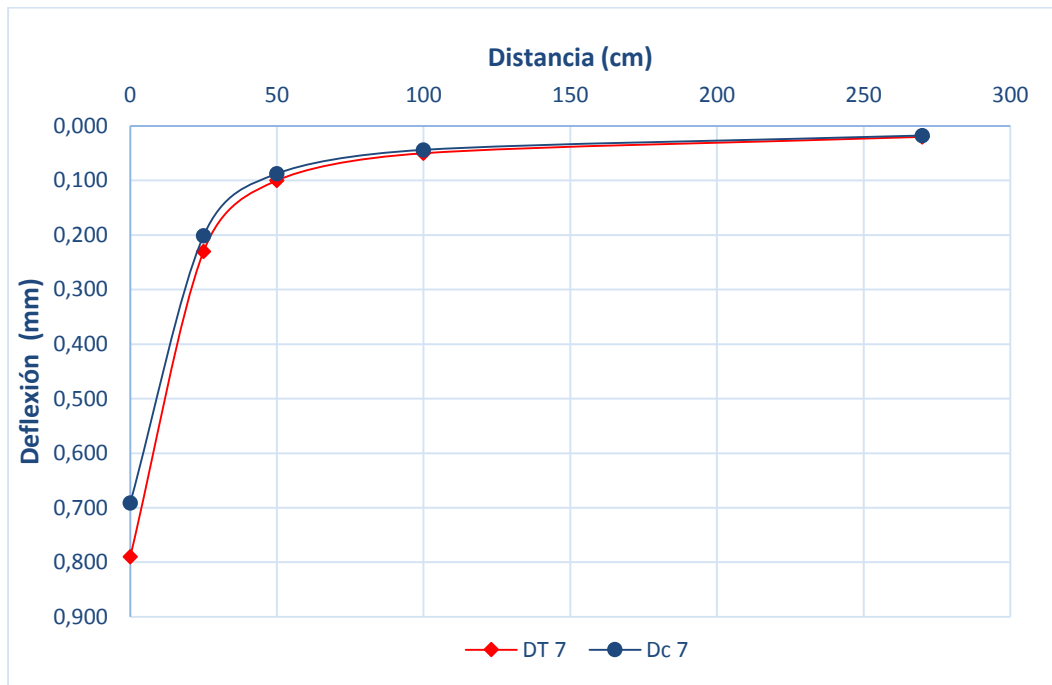


Figura 19. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+450, carril derecho.

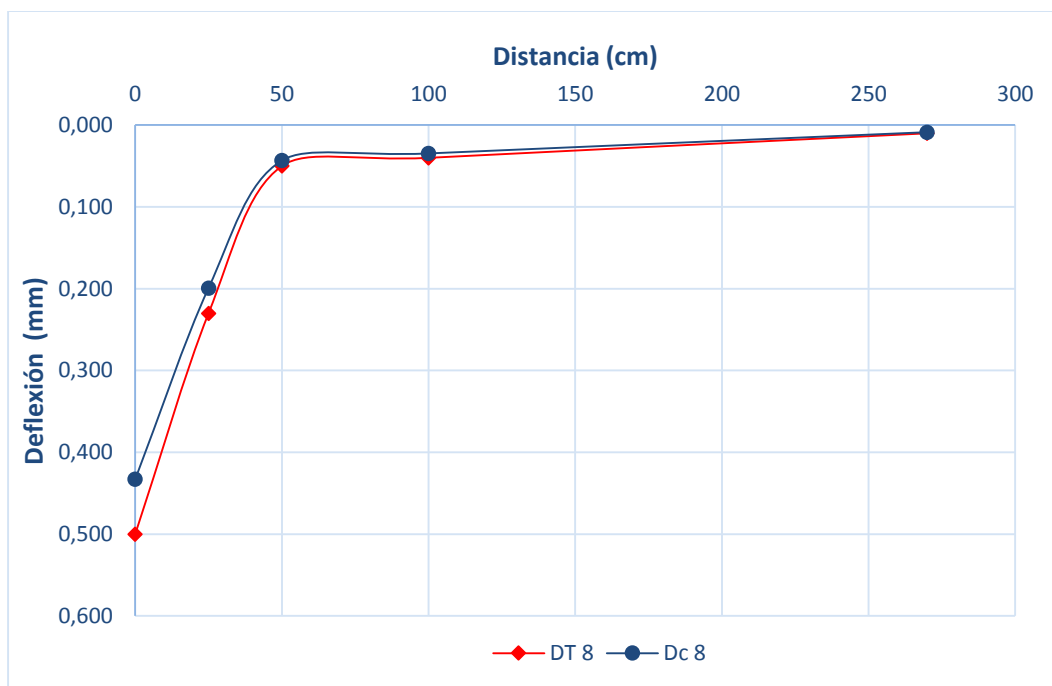


Figura 20. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+525, carril derecho.

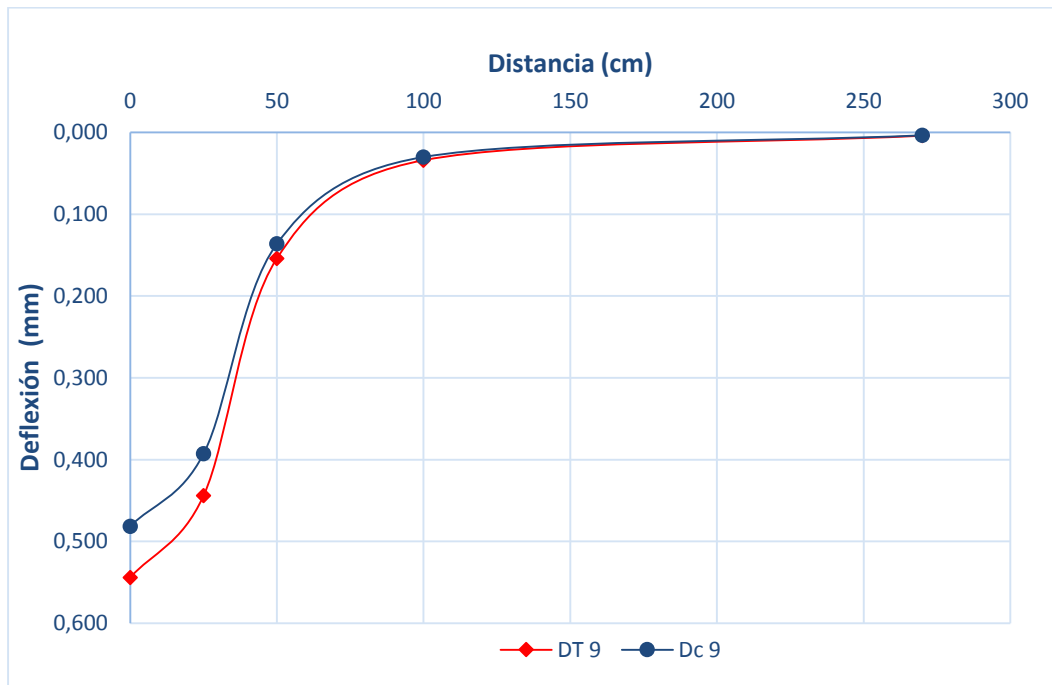


Figura 21. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+600, carril derecho.

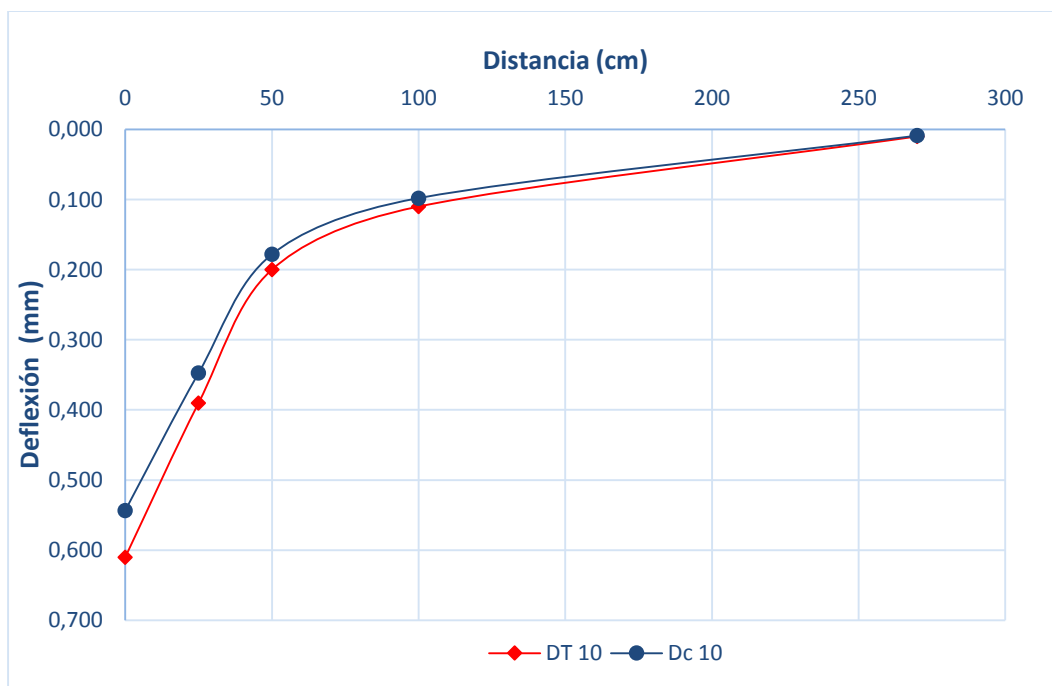


Figura 22. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+675, carril derecho.

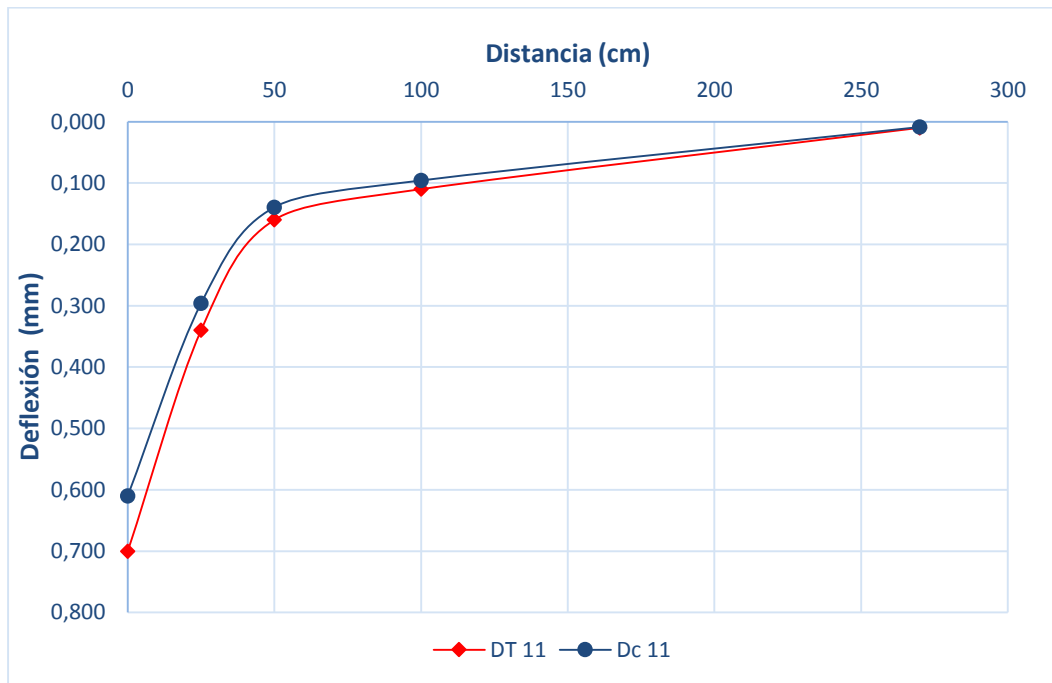


Figura 23. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+750, carril derecho.

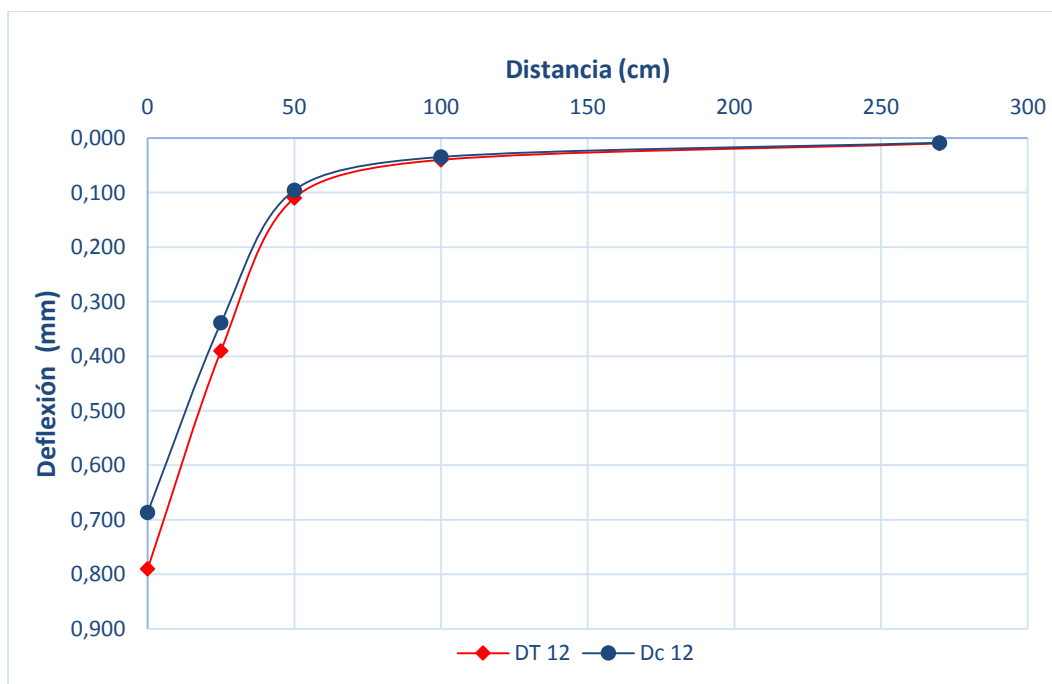


Figura 24. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+825, carril derecho.

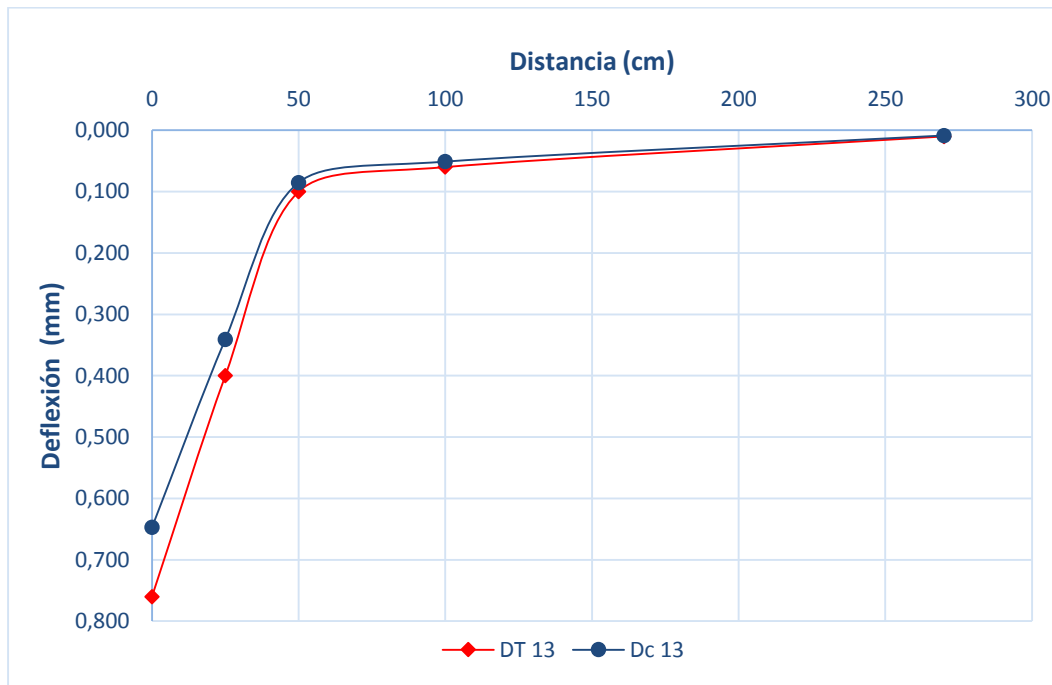


Figura 25. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+900, carril derecho.

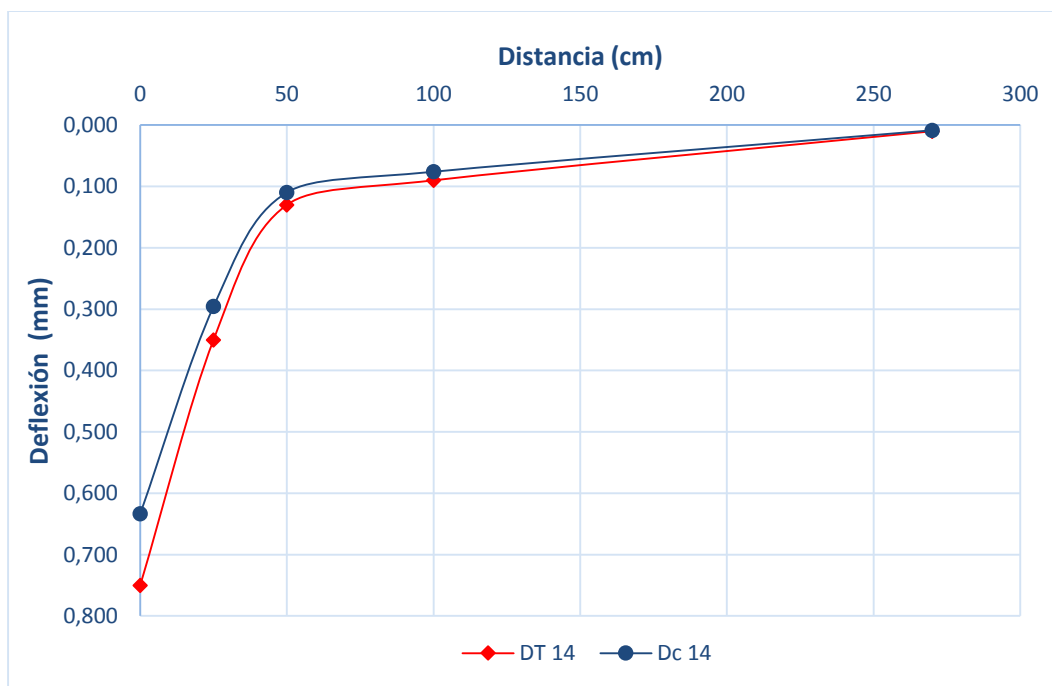


Figura 26. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+975, carril derecho.

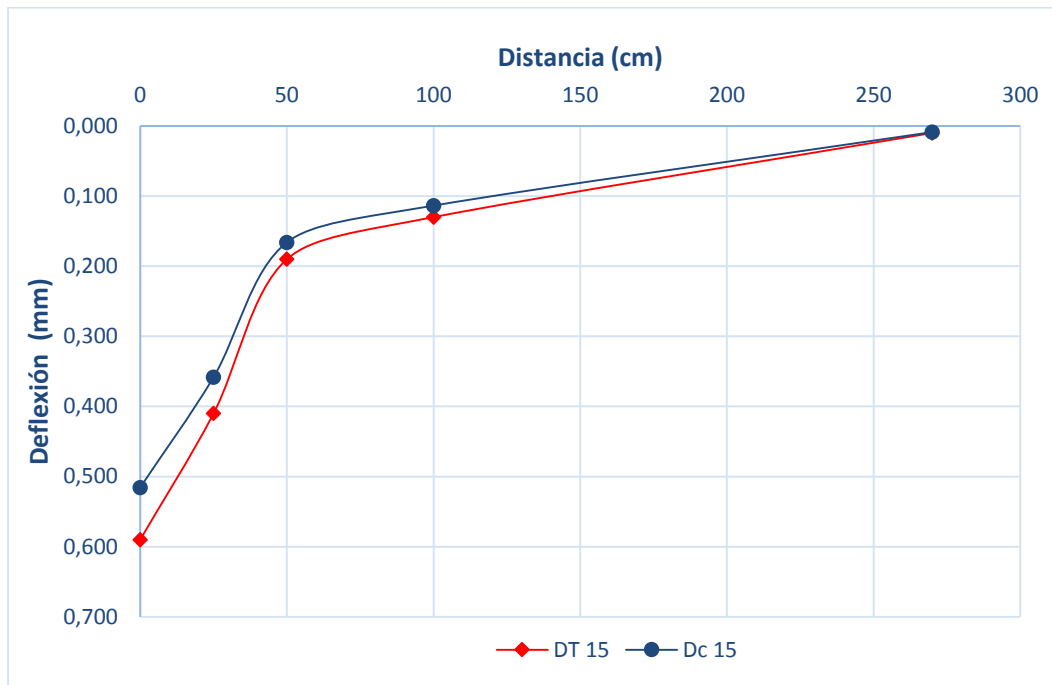


Figura 27. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 1+050, carril derecho.

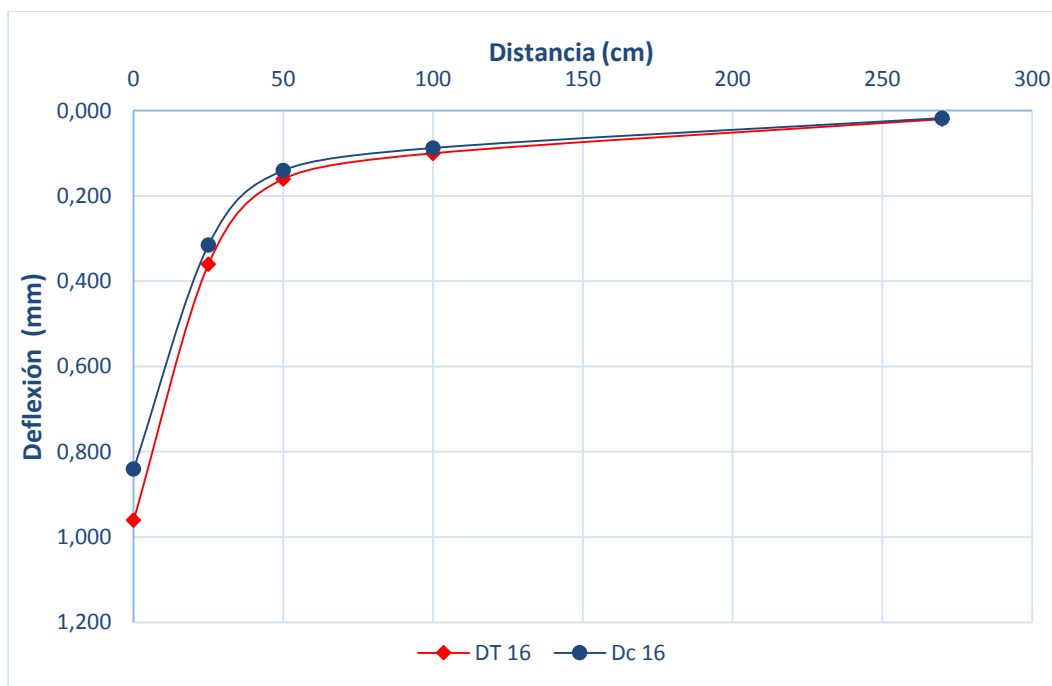


Figura 28. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+000, carril izquierdo.

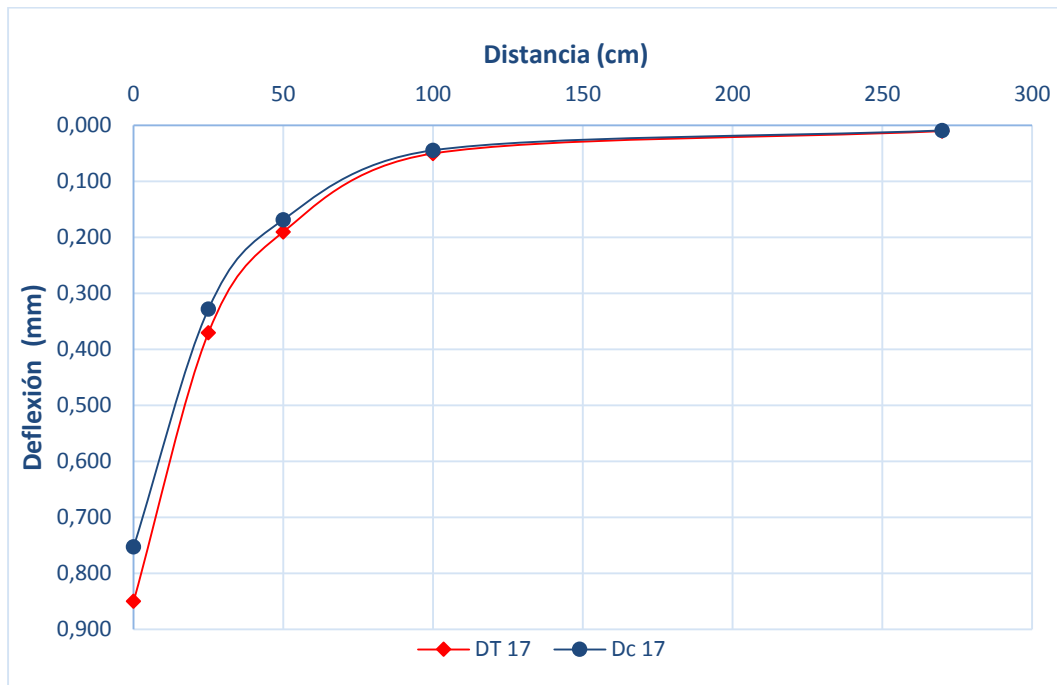


Figura 29. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+075, carril izquierdo.

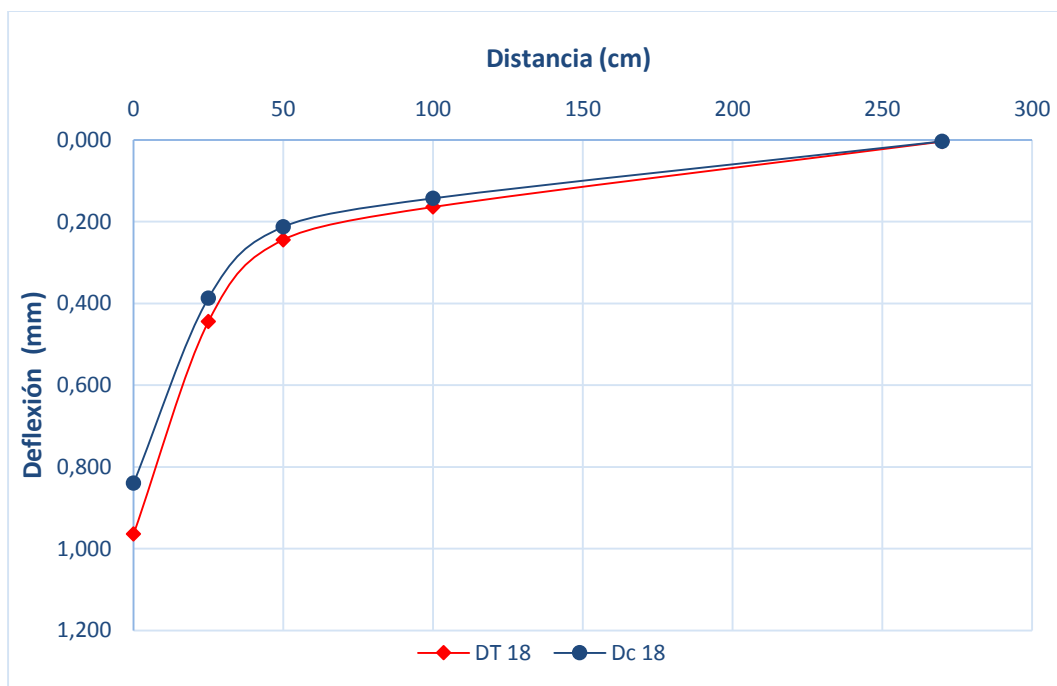


Figura 30. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+150, carril izquierdo.

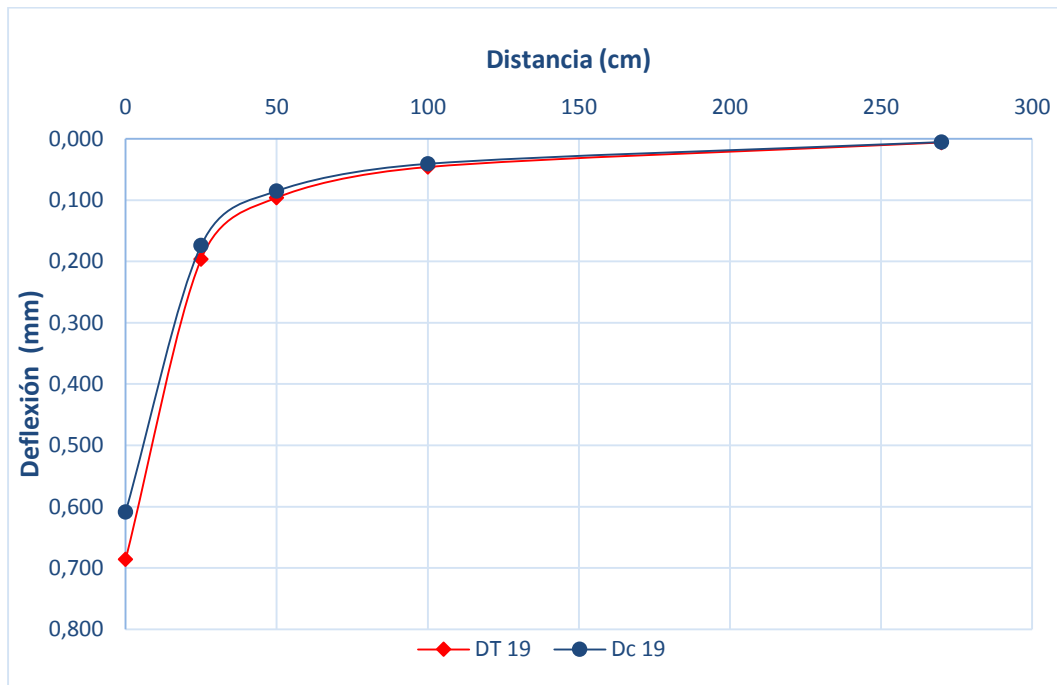


Figura 31. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+225, carril izquierdo.

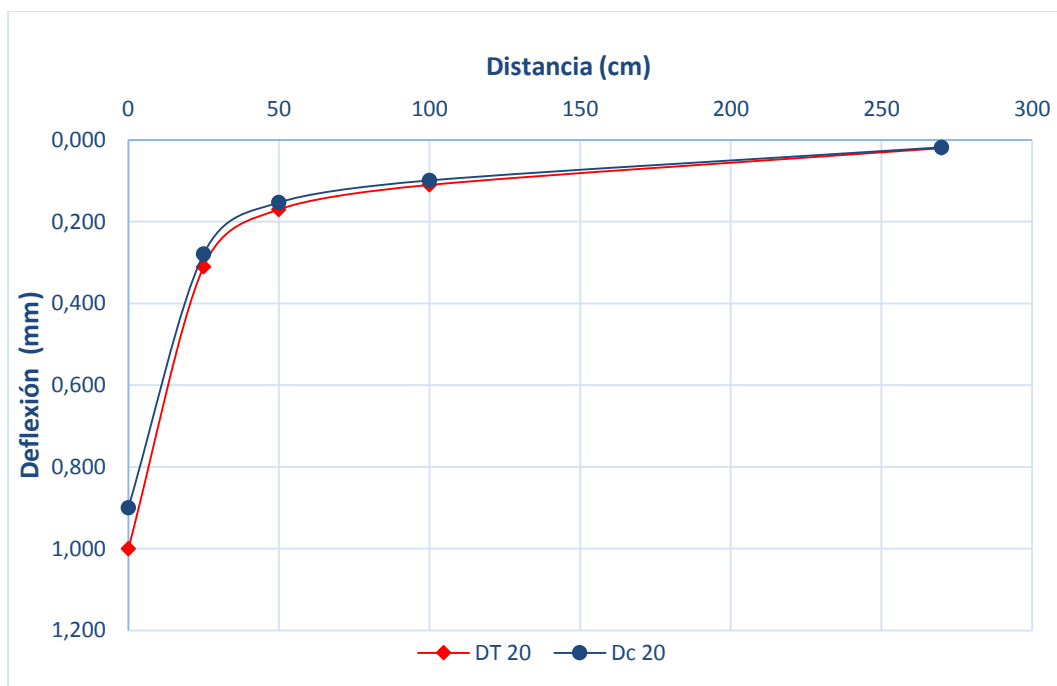


Figura 32. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+300, carril izquierdo.

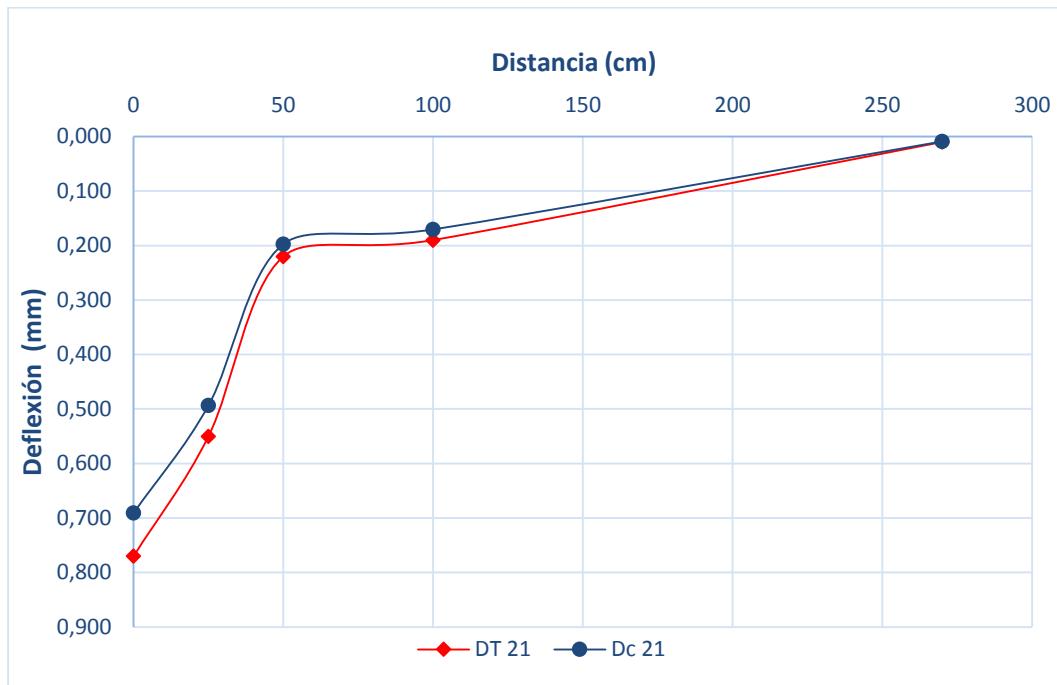


Figura 33. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+375, carril izquierdo.

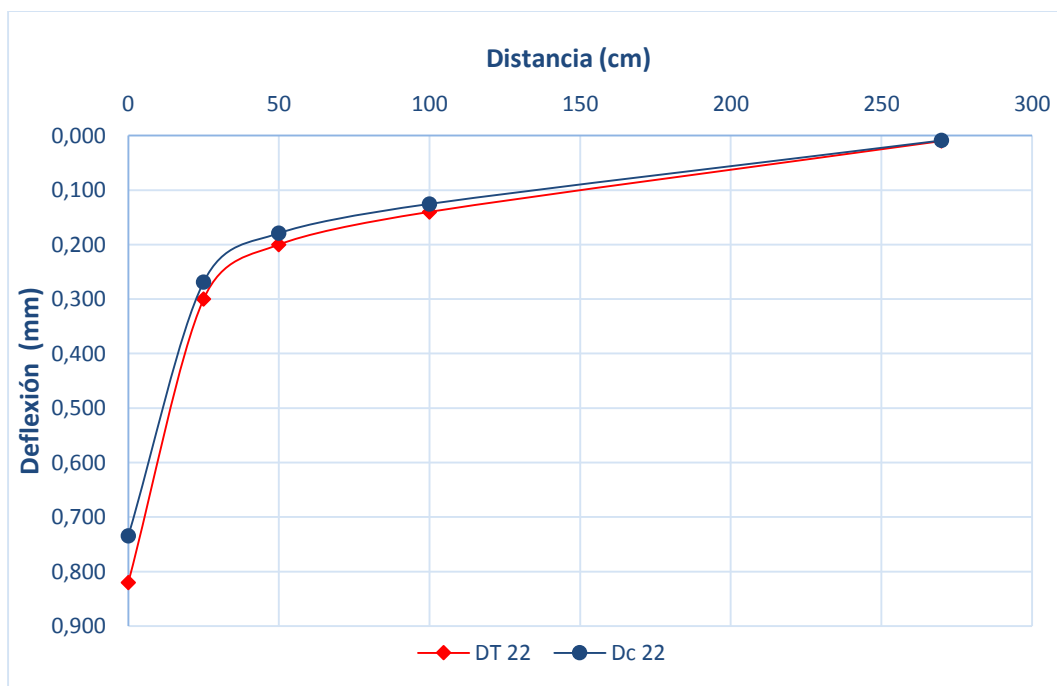


Figura 34. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+450, carril izquierdo.

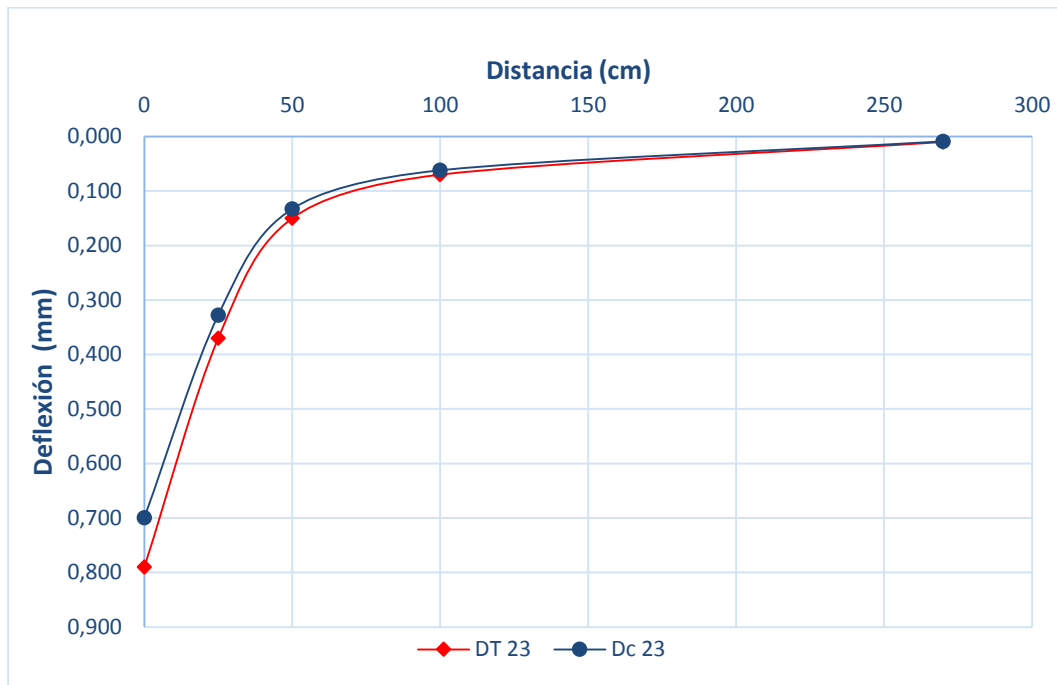


Figura 35. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+525, carril izquierdo.

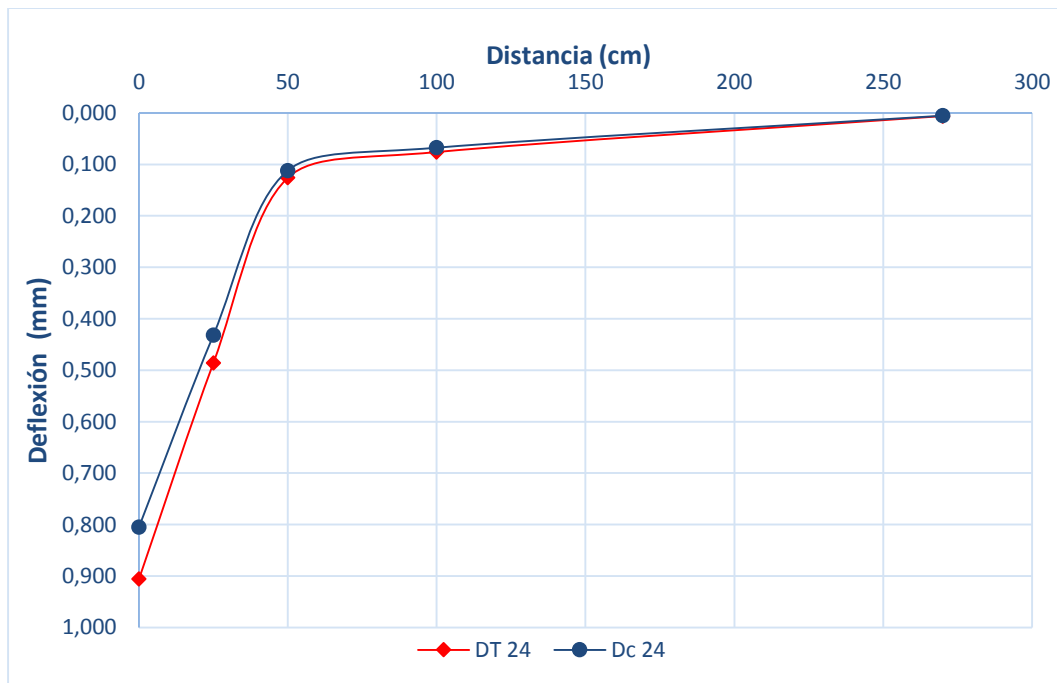


Figura 36. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+600, carril izquierdo.

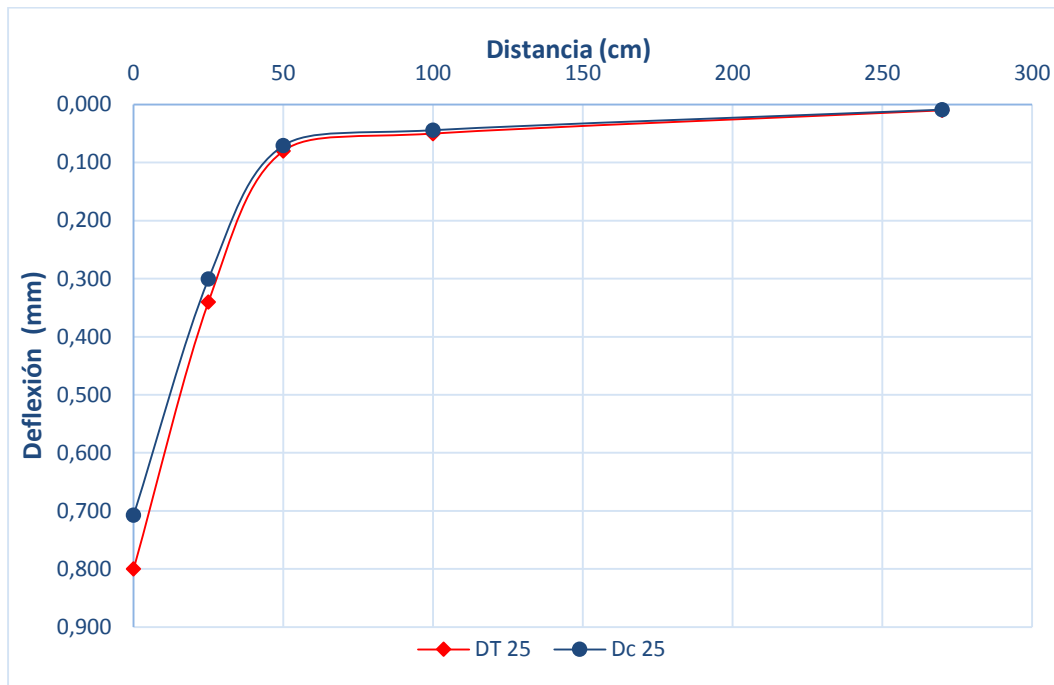


Figura 37. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+675, carril izquierdo.

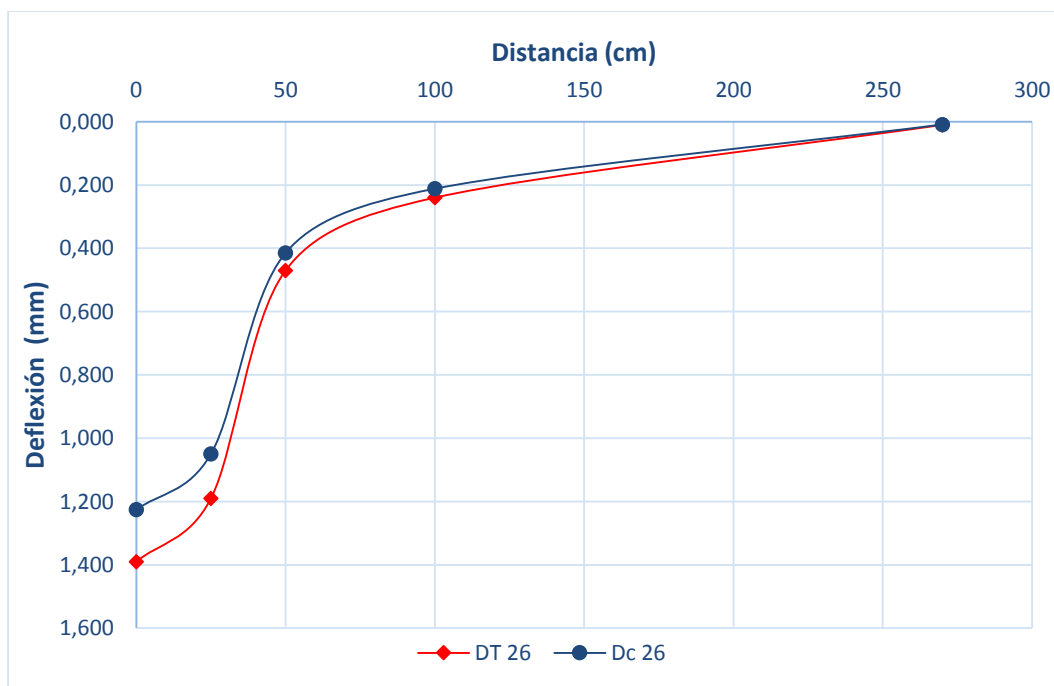


Figura 38. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+750, carril izquierdo.

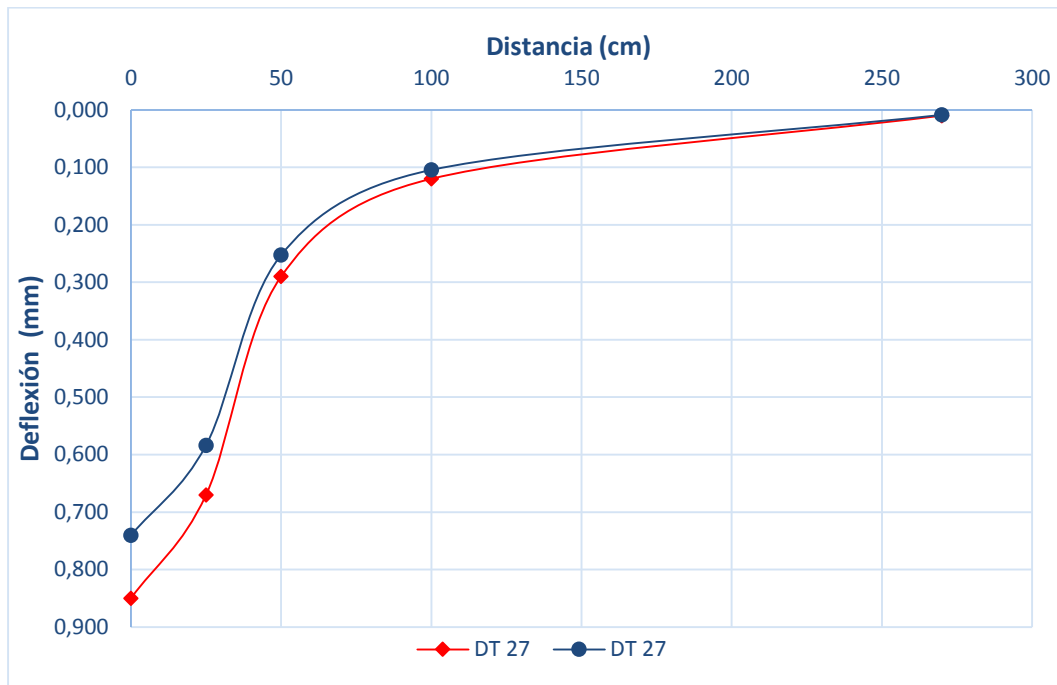


Figura 39. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+825, carril izquierdo.

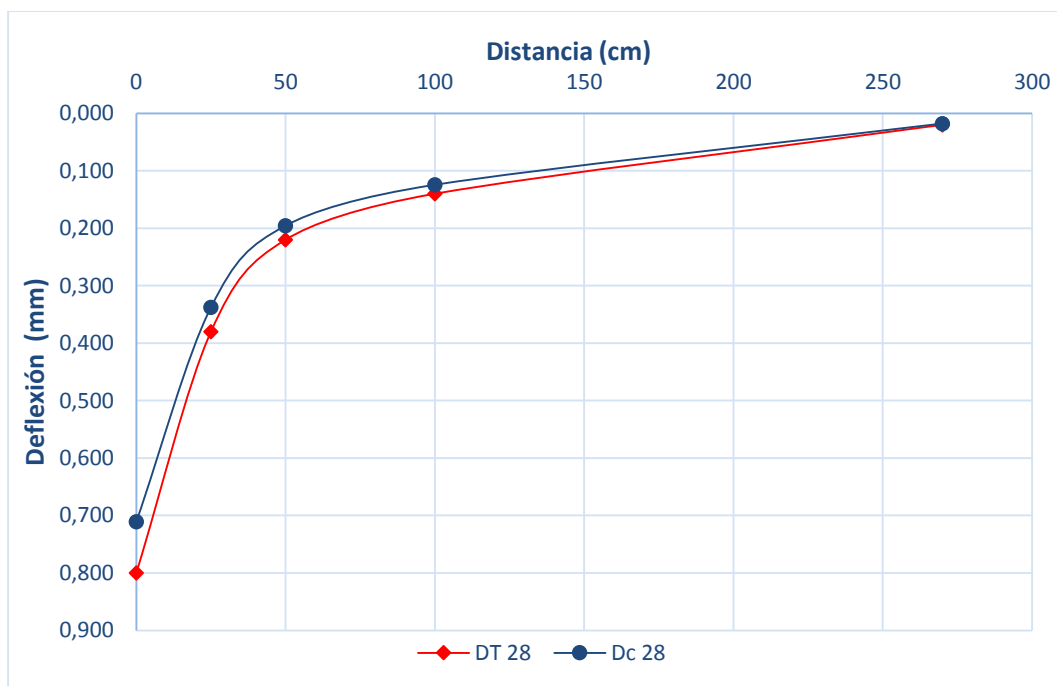


Figura 40. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+900, carril izquierdo.

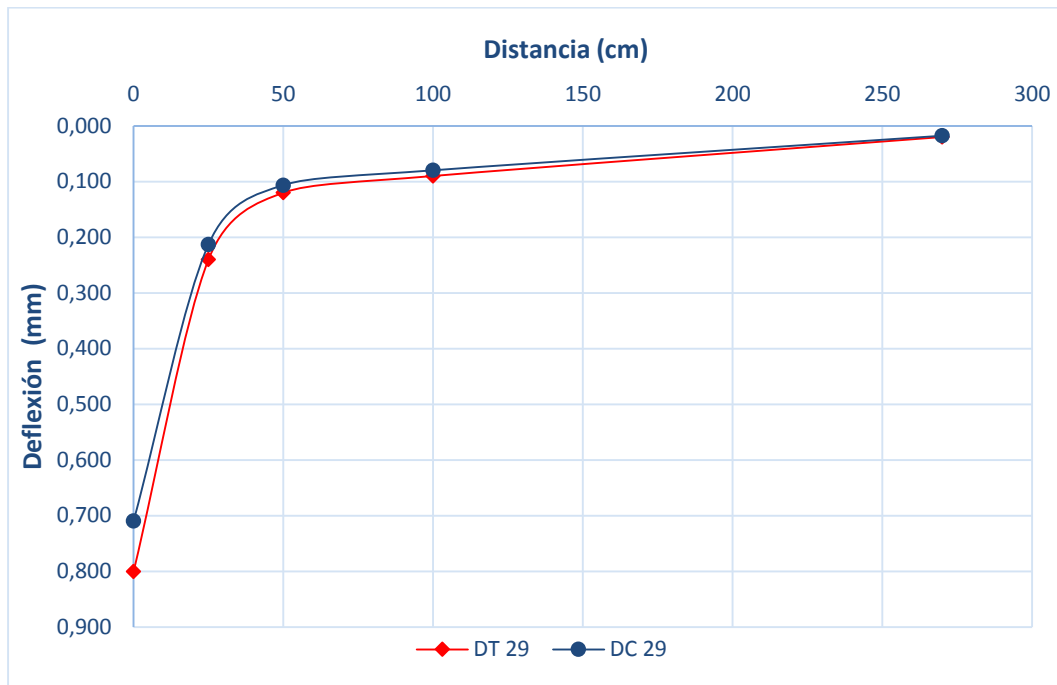


Figura 41. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 0+975, carril izquierdo.

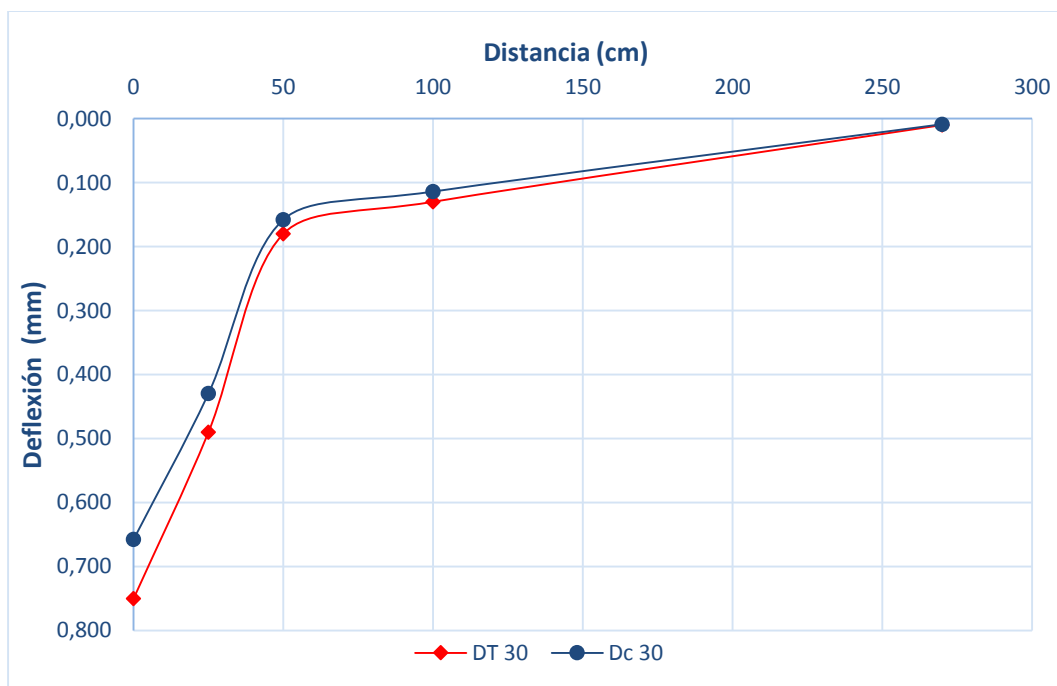


Figura 42. Cuencos de deflexiones corregido y no corregido por Temperatura. 1+050, carril izquierdo.

Anexo 5.

AGENCIA DE
REGULACIÓN Y CONTROL
HIDROCARBURIFERO

Oficio Nro. ARCH-A-2019-0854-OF

Cuenca, 01 de agosto de 2019

Asunto: INFORMACION SOBRE CONSUMOS DE COMBUSTIBLES DEL AÑO 2018 EN LA PROVINCIA DEL CAÑAR

Señor
Christian Javier Vizhñay ReyesSeñor
Severo Fernando Carrasco Cantos
En su Despacho

En atención al oficio s/n con fecha 24 de Julio del 2019, en el que solicita los datos de consumo de combustibles de cada mes del año 2018 de la provincia de Cañar, me permito adjuntar el promedio de ventas realizadas hacia las estaciones de servicio desde los diferentes Terminales de Productos Limpios durante el año 2018.

Tabla 1. Consumos de combustibles 2018 de la Provincia de Cañar

PRODUCTO	DIESEL PREMIUM	GASOLINA EXTRA CON ETANOL	GASOLINA SUPER
UNIDAD	GALONES	GALONES	GALONES
ENE	1.681.278	1.171.370	201.033
FEB	1.353.436	1.102.240	200.022
MAR	1.660.737	1.245.925	216.851
ABR	1.677.759	1.132.477	188.227
MAY	1.794.750	1.214.838	212.802
JUN	1.793.682	1.225.101	204.948
JUL	1.907.531	1.214.623	205.790
AGO	2.049.804	1.304.139	228.747
SEP	1.986.865	1.247.292	119.108
OCT	2.196.797	1.332.875	128.871
NOV	2.091.084	1.320.599	123.364
DIC	1.974.654	1.410.019	123.853
TOTAL	22.168.377	14.921.498	2.153.616

Fuente: ARCH




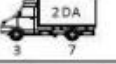





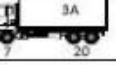


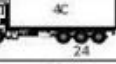











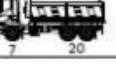


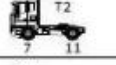


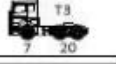








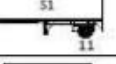








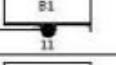


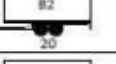


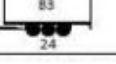


Suscribo el presente Oficio en virtud de la Delegación otorgada mediante Resolución No. RE-2018-130 del 06 de agosto del 2018, por el Ing. Raúl Darío Baldeón López., en su calidad de Director Ejecutivo de la Agencia de Regulación y Control Hidrocarbúrico.

Atentamente,

Ing. Juan Manuel Rodríguez Camacho
DIRECTOR REGIONAL DE CONTROL DE HIDROCARBUROS Y COMBUSTIBLES - AZUAYReferencias:
- ARCH-A-2019-1446-CD

Figura 43. Información sobre consumo de combustibles del año 2018 en la provincia del Cañar.

Anexo 6.

TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESO MÁXIMO PERMITIDO (Ton.)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (metros)		
				Largo	Ancho	Alto
2 D		 	7	5,00	2,60	3,00
2DA		 	10	7,50	2,60	3,50
2DB		 	18	12,20	2,60	4,10
3-A		 	27	12,20	2,60	4,10
4-C		 	31	12,20	2,60	4,10
4-0 octopus		 	32	12,20	2,60	4,10
V2DB		 	18	12,20	2,60	4,10
V3A		 	27	12,20	2,60	4,10
VZS		 	27	12,20	2,60	4,10
T2		 	18	8,50	2,60	4,10
T3		 	27	8,50	2,60	4,10
S3		 	24	13,00	2,60	4,10
S2		 	20	13,00	2,60	4,10
S1		 	11	13,00	2,60	4,10
R2		 	22	10,00	2,60	4,10
R3		 	31	10,00	2,60	4,10
B1		 	11	10,00	2,60	4,10
B2		 	20	10,00	2,60	4,10
B3		 	24	10,00	2,60	4,10

TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO PERMITIDO (toneladas)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (metros)		
				Largo	Ancho	Alto
2S1			29	20,50	2,60	4,30
2S2			38	20,50	2,60	4,30
2S3			42	20,50	2,60	4,30
3S1			38	20,50	2,60	4,30
3S2			47	20,50	2,60	4,30
3S3			48	20,50	2,60	4,30
2R2			40	20,50	2,60	4,30
2R3			48	20,50	2,60	4,30
3R2			48	20,50	2,60	4,30
3R3			48	20,50	2,60	4,30
2B1			29	20,50	2,60	4,30
2B2			38	20,50	2,60	4,30
2B3			42	20,50	2,60	4,30
3B1			38	20,50	2,60	4,30
3B2			47	20,50	2,60	4,30
3B3			48	20,50	2,60	4,30

Figura 44. Tablas de tipos de vehículos y pesos de ejes equivalentes.