



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO VIAL DE DERIVACIÓN DE LA CARRETERA EL PELADO KM 2,25 HACIA
CALLE EL ORO, CANTÓN PLAYAS**

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

AUTORES: BRYAN DANIEL ORTIZ PIÑUELA
JULIO CÉSAR MÁRMOL RIVERA
TUTOR: ING. FAUSTO CABRERA MORÁN, MSC.

Guayaquil-Ecuador
2025

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN**

Nosotros, Bryan Daniel Ortiz Piñuela con documento de identificación N° 1804701215 y Julio César Mármol Rivera con documento de identificación N° 0924093487; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Guayaquil, 28 de enero del 2025

Atentamente,



Bryan Daniel Ortiz Piñuela

C.I 1804701215



Julio César Mármol Rivera

C.I 0924093487

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Bryan Daniel Ortiz Piñuela con documento de identificación N° 1804701215 y Julio César Mármol Rivera con documento de identificación N° 0924093487, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del proyecto técnico: Diseño vial de derivación de la Carretera el Pelado km 2,25 hacia calle El Oro, Cantón Playas, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 28 de enero del 2025

Atentamente,



Bryan Daniel Ortiz Piñuela

C.I 1804701215



Julio César Mármol Rivera

C.I 0924093487

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Ing. Fausto Cabrera Morán, MSc; con documento de identificación N° 0919755272, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: Diseño vial de derivación de la Carretera el Pelado km 2,25 hacia calle El Oro, Cantón Playas, realizado por Bryan Daniel Ortiz Piñuela con documento de identificación N° 1804701215 y por Julio César Mármol Rivera con documento de identificación N° 0924093487, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 28 de enero del 2025

Atentamente,



Ing. Fausto Cabrera Morán, MSc.
C.I 0919755272

AGRADECIMIENTO

Agradecimiento

Elevamos nuestro más sincero agradecimiento a la Universidad Politécnica Salesiana, faro que iluminó nuestro camino durante estos años de aprendizaje. Con el corazón lleno de gratitud, agradecemos al Ing. Fausto Cabrera, nuestro faro guía en este viaje de la tesis. Su sabiduría, paciencia y dedicación han sido el viento que impulsó nuestras velas y nos permitió navegar con éxito hacia este puerto.

Nuestro reconocimiento al Dr. Leonardo Echeverria, cuya pasión por la enseñanza ha encendido en nosotros la chispa del conocimiento. Agradecemos también al Ing. Jorge Moran, cuya mano amiga y apoyo técnico en los laboratorios de suelos fueron fundamentales para la construcción de esta tesis.

Finalmente, un agradecimiento profundo a todos los ingenieros que, con su entrega y amor por la enseñanza, han tejido la red que nos sostiene en nuestro camino profesional.

Bryan Daniel Ortiz Piñuela

Julio César Mármol Rivera

DEDICATORIA

Esta tesis es un tributo a mis padres, pilares fundamentales de este logro. Su amor incondicional y constante aliento han sido el faro que me guio hasta aquí. A mi madre, por la luz de sus consejos que iluminan mi camino cada día; a mi padre, por su sacrificio incesante, ofrenda generosa para ver mi sueño hecho realidad. A ellos les debo este triunfo.

A mi hermano, Kevin Ortiz, gracias por la fuerza que me transmitiste desde mi llegada a Guayaquil, un apoyo invaluable que me impulsó a seguir adelante. A mi tío Rafael Ortiz y a mi abuela Elvia María Robalino, mi profunda gratitud por el respaldo que me brindaron para continuar mis estudios, haciendo posible este trayecto académico.

También agradezco a todos los amigos y personas que formaron parte de esta aventura en Guayaquil, por los buenos y malos momentos que compartimos y que enriquecieron esta experiencia.

Y finalmente, a Dios, por su presencia constante, fuente de consuelo y fortaleza en cada dificultad.

Bryan Daniel Ortiz Piñuela

DEDICATORIA

Quiero dedicar esta tesis a mis abuelos, cuyo legado sigue vivo en cada paso que doy. El ejemplo de sabiduría, amor y valentía de mi abuelo ha dejado una huella imborrable en mi vida, enseñándome el verdadero significado del esfuerzo y la dedicación. Su memoria es una fuente constante de inspiración que me impulsa a seguir adelante y a valorar lo más importante: la familia y el compromiso con los sueños.

A mi madre, el alma que siempre ha estado a mi lado. Gracias por tu amor inmenso, por tu paciencia infinita y por cada sacrificio que hiciste para que yo pudiera llegar hasta aquí. Este logro lleva tu huella, pues todo lo que soy y lo que he logrado es gracias a ti.

De igual manera a mi hijo, mi fuente de motivación. Gracias por tu amor puro y por enseñarme cada día la importancia de perseverar. A mi hermana, mi compañera de vida. Gracias por tu apoyo incondicional.

Por supuesto a mi futura esposa, quien me acompaña en cada paso de este hermoso camino. Este logro también es el tuyo, pues eres parte fundamental de todo lo que he alcanzado y de todo lo que aún está por venir.

Julio César Mármol Rivera

RESUMEN

El presente trabajo desarrolló el diseño vial de una derivación que conecta la carretera El Pelado (Km 2,25) con la calle El Oro, en el Cantón Villamil Playas, provincia del Guayas, Ecuador. Este cantón había experimentado un crecimiento exponencial tanto en el ámbito urbano como turístico, generando una demanda urgente de infraestructura vial que garantizara la conectividad eficiente entre las nuevas urbanizaciones, el centro urbano y las zonas de interés turístico.

El diagnóstico inicial evidenció múltiples deficiencias en la infraestructura existente, entre las que destacaron el deterioro del pavimento, la insuficiente capacidad para soportar el tráfico vehicular en aumento y la ausencia de señalización adecuada que garantizara la seguridad vial. Para abordar estas problemáticas, se diseñó una vía con pavimento flexible, una solución técnica que se adaptó a las condiciones geográficas y climáticas de la región costera. Este tipo de pavimento no solo presentó ventajas económicas al reducir los costos de mantenimiento a largo plazo, sino que también ofreció una mayor capacidad de soporte estructural frente a cargas dinámicas y variables.

El diseño geométrico de la vía se fundamentó en un análisis integral de las condiciones topográficas y geotécnicas del terreno, además de considerar estudios de tráfico actuales y proyectados con un horizonte de 20 años. En esta etapa se incluyeron alineaciones horizontales y verticales, cálculos de pendientes y la implementación de criterios de seguridad vial, cumpliendo con las normativas establecidas por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) de Ecuador. El levantamiento topográfico fue ejecutado con herramientas de alta precisión, como estaciones totales y sistemas de posicionamiento global (GPS), para garantizar la fiabilidad de los datos obtenidos.

Por otro lado, el proyecto se alineó con las estrategias del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT) del Cantón Playas, priorizando la conectividad como eje estratégico para el desarrollo económico y social de la región. Este enfoque integró aspectos como la mejora de la movilidad urbana, la reducción de tiempos de desplazamiento y el fortalecimiento del turismo sostenible, contribuyendo significativamente al dinamismo económico del cantón.

En definitiva, el diseño vial propuesto representó una solución técnica y sostenible que respondió a las necesidades actuales y futuras de la región. Este proyecto no solo mejoró la funcionalidad del sistema vial, sino que también fomentó la inversión, promovió la cohesión social y potenció a Playas como un destino turístico competitivo, alineándose con los objetivos de desarrollo regional y nacional.

Palabras claves: Diseño vial, pavimento flexible, conectividad, análisis topográfico, tráfico proyectado, movilidad sostenible, desarrollo urbano, turismo.

ABSTRACT

This study developed the road design for a bypass connecting El Pelado Road (Km 2.25) to El Oro Street in the Villamil Playas Canton, Guayas Province, Ecuador. This canton had experienced exponential growth in both urban and tourism sectors, creating an urgent demand for modern road infrastructure to ensure efficient connectivity between new residential developments, the urban center, and key tourist areas.

The initial diagnosis revealed multiple deficiencies in the existing infrastructure, including pavement deterioration, insufficient capacity to handle increasing traffic, and inadequate signage to ensure road safety. To address these issues, a road with flexible pavement was designed as a technical solution suited to the geographical and climatic conditions of the coastal region. This type of pavement not only offered economic advantages by reducing long-term maintenance costs but also provided greater structural support capacity for dynamic and variable loads.

The geometric road design was based on a comprehensive analysis of the terrain's topographic and geotechnical conditions, as well as studies of current and projected traffic over a 20-year horizon. This phase included horizontal and vertical alignments, slope calculations, and the implementation of road safety criteria, complying with the standards established by Ecuador's Ministry of Transportation and Public Works (MTOPE). The topographic survey was conducted using high-precision tools such as total stations and global positioning systems (GPS) to ensure the reliability of the collected data.

Furthermore, the project aligned with the strategies outlined in the Land Use and Development Plan (PDOT) of Villamil Playas Canton, prioritizing connectivity as a strategic axis for the region's economic and social development. This approach integrated aspects such as

improved urban mobility, reduced travel times, and the strengthening of sustainable tourism, significantly contributing to the canton's economic dynamism.

Ultimately, the proposed road design represented a technical and sustainable solution that addressed the region's current and future needs. This project not only enhanced the functionality of the road system but also fostered investment, promoted social cohesion, and positioned Playas as a competitive tourist destination, aligning with regional and national development goals.

Keys words: Road design, flexible pavement, connectivity, topographic analysis, projected traffic, sustainable mobility, urban development, tourism.

Tabla de contenido

Introducción	16
Problema de Estudio	17
Justificación	17
Objetivos	19
Objetivo General	19
Objetivo Específico	19
Marco Hipotético	20
Ubicación del Proyecto	20
Marco Teórico	22
Propiedades geotécnicas de los suelos	22
Granulometría	23
Límites de Atterberg	26
Clasificación de los suelos	29
Sistema AASTHO	29
Sistema unificado	31
Ensayo Proctor Modificado	32
Ensayo CBR	33
Topografía	35
Partes que se divide la topografía	35
Tipos de terrenos	37
Clasificación de las carreteras	38
Tipos de carreteras	38
Carreteras según su desempeño	38
Clasificación funcional por importancia en la red vial	44
Tráfico	45
Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA)	45
Tránsito actual	45
Tránsito futuro	46
Volumen de tráfico	46
Vehículo tipos	46
Características geométricas de una vía	48
Radio mínimo de curvatura	49
Distancia de visibilidad	49
Línea de visión	50
Condiciones climáticas	50
Iluminación	51
Obstáculos en la carretera	51
Distancia de visibilidad de adelantamiento	51
Curvas	52
Curva Horizontal	53
Curvas horizontales simples	53
Sobreelevación	54
Factor máximo de fricción lateral y tasa de sobreelevación o peralte	55
Software de diseño vial	55
Diseño de pavimento	56

Pavimentos flexibles	56
Características y componentes clave de los pavimentos flexibles.....	57
Metodología	57
Topografía.....	58
Reconocimiento de Campo	58
Levantamiento Topográfico.....	59
Trabajo de Gabinete	59
Estudio de Trafico.....	60
Factor de Estacionalidad Mensual	62
Factor de Transito Promedio Semanal.....	63
Factor de Ajuste Diario.....	65
Cálculo de Trafico Promedio Diario Anual	66
Trafico Generado	68
Trafico Proyectado.....	70
Clasificación Actual de la Vía	74
Estudio de Suelos.....	75
Ensayo de Muestreo de los Agregados	76
Ensayo Granulométrico	77
Ensayo Limites de Atterberg	85
Clasificación de Suelo.....	88
Ensayo Proctor	93
Ensayo CBR.....	102
Diseño de Pavimento Flexible	110
Cálculo de ESAL´S.....	111
Confiabilidad (R)	115
Desviación Estándar (Zr)	117
Desviación Estándar del Sistema (So)	118
Índice de Serviabilidad (Δ PSI).....	118
Módulo de Resiliente (Mr).....	121
Cálculo del Número Estructural Requerido (SN)	121
Coeficientes estructurales	123
Coeficientes de Drenaje (m1 y m2)	126
Espesores para Calculados para el diseño (d1, d2, d3).....	128
Diseño Geométrico	130
Diseño de curvas Horizontales.....	131
Análisis de Resultados	132
Topografía.....	132
Estudio de Trafico.....	132
Estudio de Suelos.....	134
Diseño de Pavimento Flexible	136
Diseño Geométrico	138
Diseño de curvas horizontales	138
Conclusiones.....	139
Recomendaciones	141
Bibliografía	142
Anexos	145

ÍNDICE DE TABLAS

Ilustración 1	21
Ilustración 2	22
Ilustración 3	28
Ilustración 4	39
Ilustración 5	40
Ilustración 6	41
Ilustración 7	42
Ilustración 8	43
Ilustración 9	44
Ilustración 10	50
Ilustración 11	52
Ilustración 12	53
Ilustración 13	54
Ilustración 14	74
Ilustración 15	76
Ilustración 16 <i>Muestra de Calicata 1 y 2 para Llevar a Horno</i>	77
Ilustración 17 <i>Curva Granulométrica Calicata 1</i>	80
Ilustración 18 <i>Curva Granulometría Calicata 2</i>	80
Ilustración 19	101
Ilustración 20	101
Ilustración 21	104
Ilustración 22	106
Ilustración 23	108
Ilustración 24	124
Ilustración 25	125
Ilustración 26	129
Ilustración 27	130
Ilustración 28	145
Ilustración 29	146
Ilustración 30	147
Ilustración 31	148
Ilustración 32	149
Ilustración 33	150
Ilustración 34	151
Ilustración 35	152
Ilustración 36	153
Ilustración 37	154
Ilustración 38	155
Ilustración 39	156
Ilustración 40	157
Ilustración 41	158
Ilustración 42	159
Ilustración 43	160
Ilustración 44	161
Ilustración 45	162

Ilustración 46	163
Ilustración 47	164
Ilustración 48	165
Ilustración 49	166
Ilustración 50	167
Ilustración 51	168
Ilustración 52	168
Ilustración 54	169
Ilustración 53	169
Ilustración 55	170
Ilustración 56	171
Ilustración 57	171
Ilustración 58	172
Ilustración 59	173
Ilustración 60	174
Ilustración 61	175
Ilustración 62	176
Ilustración 63	177
Ilustración 64	178
Ilustración 65	179
Ilustración 66	180
Ilustración 67	181
Ilustración 68	182
Ilustración 69	183
Ilustración 70	184
Ilustración 71	185
Tabla 1	25
Tabla 2	30
Tabla 3	31
Tabla 4	33
Tabla 5	34
Tabla 6	48
Tabla 7 <i>Conteo Vehicular</i>	61
Tabla 8	63
Tabla 9 <i>Transito Promedio Diario Semanal</i>	64
Tabla 10 <i>Factor de Ajuste Diario</i>	66
Tabla 11 <i>Trafico Promedio Diario Anual</i>	67
Tabla 12	69
Tabla 13	70
Tabla 14 <i>Tasas de Crecimiento</i>	71
Tabla 15 <i>Proyección de Trafico Futuro</i>	72
Tabla 16 <i>Granulometría Calicata 1</i>	81
Tabla 17 <i>Granulometría Calicata 2</i>	83
Tabla 19	86
Tabla 18 <i>Limite Liquido Calicata 2</i>	87

Tabla 20	89
Tabla 21	90
Tabla 22	91
Tabla 23	92
Tabla 24	95
Tabla 25	96
Tabla 26	97
Tabla 27	98
Tabla 28	99
Tabla 29	100
Tabla 30	105
Tabla 31	109
Tabla 32	112
Tabla 33	113
Tabla 34	114
Tabla 35	116
Tabla 36	117
Tabla 37	119
Tabla 38	127
Tabla 39	131
Grafica 1	32

Introducción

El Cantón Villamil Playas, ubicado en la provincia del Guayas, Ecuador, ha experimentado un notable crecimiento urbano y turístico en los últimos años. Este desarrollo ha impulsado la creación de nuevas urbanizaciones y proyectos residenciales, aumentando significativamente la demanda de una infraestructura vial adecuada que pueda satisfacer las necesidades actuales y futuras de conectividad y movilidad. Sin embargo, la infraestructura vial existente presenta limitaciones tanto en capacidad como en estado de conservación, lo que genera problemas de congestión, deterioro acelerado de las vías y riesgos para la seguridad vial.

Por ello, el presente proyecto propone el diseño geométrico y estructural de una vía de derivación que conecte la carretera El Pelado (Km 2,25) con la calle El Oro. La implementación de esta infraestructura tiene como objetivo principal mejorar la movilidad y la seguridad vial, facilitando el acceso entre las nuevas áreas residenciales, el centro urbano y las principales zonas turísticas del cantón. A su vez, este proyecto busca fomentar el desarrollo económico y la integración social al garantizar un tránsito eficiente y seguro para residentes y visitantes.

La elección de El Pelado como punto estratégico para el diseño vial se fundamenta en su importancia como una de las principales entradas al Cantón Playas. Según datos de la Dirección Municipal de Obras Públicas de Playas, este sector ha visto un aumento en la afluencia vehicular debido al desarrollo de nuevos proyectos residenciales y turísticos en las áreas circundantes, lo que ha generado una demanda urgente de infraestructura vial moderna y eficiente.

Del mismo modo, este proyecto se alinea con las estrategias de desarrollo local establecidas en el Plan de Ordenamiento Territorial (PDOT) del Cantón Playas, que priorizan la mejora de la conectividad entre las áreas urbanas y rurales para promover un crecimiento sostenible. El diseño incorpora estándares técnicos adaptados a las condiciones topográficas y

climáticas locales, asegurando que la nueva vía pueda soportar tanto el tráfico diario como los picos estacionales que se registran durante las festividades y temporadas altas de turismo (Gobierno Autónomo Descentralizado de Playas, 2023).

Problema de Estudio

El Cantón Villamil Playas - Ecuador, se encuentra en un proceso de expansión urbana significativa, impulsada por el desarrollo de nuevas urbanizaciones y ciudadelas residenciales en sus alrededores. Sin embargo, la infraestructura vial actual no es suficiente para soportar el aumento en el tránsito vehicular que acompañará a este crecimiento. Las vías existentes no solo son limitadas en capacidad, sino que también presentan deterioro, especialmente las de asfalto, que son vulnerables a las condiciones climáticas y al tráfico pesado.

Este crecimiento demográfico y urbanístico demanda una infraestructura vial eficiente que conecte rápidamente estas nuevas áreas residenciales con el centro de la ciudad y las zonas turísticas, como la playa, promoviendo el desarrollo económico y mejorando la calidad de vida de los habitantes.

El trazado de una nueva vía de pavimento flexible se presenta como una solución viable y duradera ante esta problemática.

La implementación de esta infraestructura no solo mejorará la movilidad y accesibilidad, sino que también fomentará la inversión y el desarrollo urbano sostenible, alineándose con los planes de expansión y modernización de Playas.

Justificación

El Ecuador avanza en su proceso de desarrollo productivo, guiado por las políticas del plan nacional del "Buen Vivir"¹, cuyo objetivo es elevar la calidad de vida de sus ciudadanos.

¹ En Ecuador es una estrategia de desarrollo que busca mejorar la calidad de vida de los ciudadanos.

Este plan pone énfasis en fomentar un equilibrio entre las zonas urbanas y rurales, garantizando un acceso equitativo a un hábitat adecuado y promoviendo una movilidad que sea tanto segura como sostenible.

En la región costera, muchas provincias basan su economía en la agricultura, el turismo y la pesca, por lo que una infraestructura vial robusta es vital para facilitar el transporte de personas y productos, siendo este un factor clave para el desarrollo económico. En localidades como el Cantón Villamil Playas, la existencia de una red vial adecuada se vuelve esencial para conectar no solo las zonas urbanas y los puntos turísticos, sino también las nuevas urbanizaciones que están surgiendo en la ciudad.

En los últimos años, Villamil Playas, situada en la Provincia del Guayas, ha experimentado un crecimiento significativo debido a su auge turístico y al desarrollo de nuevos proyectos residenciales. Sin embargo, la vía de ingreso a la zona urbana del sector El Pelado, que conecta la carretera El Pelado (Km 2,25) con la calle El Oro, presenta serias deficiencias que afectan tanto la movilidad como la seguridad de quienes transitan por ella, ya sean locales o visitantes. Pese al potencial turístico y económico de la región, la vía carece de las condiciones técnicas adecuadas para soportar el incremento del tráfico pesado que se presenta, sobre todo en temporadas de alta afluencia.

El mal estado de la vía, junto con la falta de señalización adecuada y la inexistencia de un plan de mantenimiento, ha convertido este tramo en un trayecto peligroso. Dada la importancia de esta carretera para la conectividad entre las nuevas urbanizaciones, los desarrollos turísticos y el resto del cantón, resulta crucial contar con una infraestructura vial moderna y eficiente que garantice un tránsito seguro y fluido, apoyando así tanto el comercio como el turismo. principales fuentes de ingresos de la zona.

Para enfrentar estas problemáticas, el diseño geométrico y la construcción de pavimento flexible a lo largo de la vía representan una solución integral. Este diseño tiene como propósito mejorar no solo la seguridad vial y la movilidad, sino también facilitar el acceso a las nuevas urbanizaciones que están surgiendo en la zona, asegurando una conexión eficiente entre los residentes y los principales destinos turísticos.

Debido a las condiciones propias de la zona costera, la elección del pavimento flexible resulta ideal, ya que se adapta de manera óptima a las variaciones del terreno y las condiciones climáticas locales. Este proyecto de infraestructura no solo potenciará la conectividad entre las urbanizaciones, el área urbana y las playas, sino que también promoverá el crecimiento económico de la región al facilitar el transporte tanto de personas como de mercancías. De esta manera, se logrará un flujo vehicular eficiente que conecte las nuevas urbanizaciones con el resto de la ciudad y los principales atractivos turísticos de la región, mejorando la calidad de vida de los residentes y promoviendo el desarrollo económico local.

Objetivos

Objetivo General

Diseño vial para la derivación de la carretera El Pelado en el km 2,25 hacia calle El Oro.

Objetivo Específico

- Realizar el levantamiento topográfico de la derivación de la carretera El Pelado en el km 2,25 hacia calle El Oro.
- Realizar el estudio detallado del volumen y composición del tráfico vehicular en la derivación de la carretera El Pelado en el km 2,25 hasta la calle El Oro.
- Realizar el diseño vial, en la derivación de la El Pelado en el km 2,25 hasta la calle El Oro.

Marco Hipotético

El diseño vial de derivación de la carretera el Pelado km 2,25 hacia calle El Oro, Cantón Playas. mejorará significativamente la movilidad y seguridad vial en el cantón Villamil, al adaptarse a las características topográficas del terreno, disminuir los tiempos de desplazamiento y soportar adecuadamente el tráfico vehicular.

Ubicación del Proyecto

El proyecto de diseño geométrico y diseño de pavimento flexible se desarrollará en el ingreso a la parte urbana del sector “El Pelado” ubicada en el Cantón Villamil Playas, Provincia del Guayas, Ecuador. Este segmento vial se extiende desde el kilómetro 2,25 de la carretera El Pelado hasta la calle El Oro. La zona es predominantemente rural, con tráfico vehicular moderado y su infraestructura actual presenta condiciones de suelo natural, lo que genera dificultades en la movilidad, especialmente durante la temporada de lluvias.

Ilustración 1

Imagen Satelital de la vía a diseñar



Nota: Señalización propuesta para el ingreso a parte urbana del sector el pelado.

Ilustración 2

Estado actual de la vía



Fuente: Autores

Marco Teórico

Propiedades geotécnicas de los suelos

Las propiedades geotécnicas de los suelos juegan un papel importante en el diseño y construcción de infraestructura vial. Permiten caracterizar los materiales del subsuelo según su capacidad para soportar cargas, deformarse y drenar agua. Entre estas propiedades esenciales encontramos la cohesión, la fricción interna, la densidad y la permeabilidad, que influyen directamente en la estabilidad y el comportamiento de las estructuras viarias. Por ejemplo, los suelos cohesivos, como los arcillosos, exhiben comportamientos específicos frente a cargas y

agua. Si estas características no se consideran adecuadamente durante el diseño, pueden comprometer la sostenibilidad de una carretera (Budhu, 2015).

Otro aspecto fundamental a examinar es el comportamiento volumétrico del suelo bajo diferentes condiciones de humedad y carga. Los suelos expansivos, como ciertas variedades de arcilla, tienen la capacidad de expandirse o contraerse dependiendo de variaciones en su contenido de agua, lo que puede provocar movimientos dentro de la infraestructura vial. Por el contrario, los suelos granulares, como arenas y gravas, tienden a proporcionar estabilidad y soporte superiores cuando se compactan adecuadamente. Comprender estas diferencias es fundamental para la selección y el procesamiento adecuados de materiales durante las fases de diseño y construcción (Coduto y al., 2011).

Las propiedades de permeabilidad del suelo son de suma importancia, particularmente en lo que respecta a la gestión de aguas subterráneas y superficiales. Un suelo con baja permeabilidad, como el arcilloso, puede provocar problemas de saturación y acumulación de agua, lo que aumenta el riesgo de deterioro de la calzada. Por el contrario, los suelos con mayor permeabilidad, como la arena, favorecen un buen drenaje, aunque pueden requerir técnicas específicas para prevenir fenómenos como la licuefacción en zonas sísmicas. Es imperativo evaluar estas características rigurosamente para asegurar un diseño que mitigue los riesgos y maximice la funcionalidad de la infraestructura (Coduto y al., 2011).

Granulometría

El ensayo granulométrico constituye un método imprescindible en ingeniería civil, ya que permite analizar la distribución de las partículas en el suelo y clasificarlas en diferentes categorías como grava, arena, limo y arcilla. Este análisis es esencial para evaluar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, lo que ayuda a determinar su idoneidad para diversas

aplicaciones, particularmente en proyectos de infraestructura vial. La distribución adecuada de las partículas contribuye a una mejor estabilidad estructural y facilita la compactación del material, dos elementos fundamentales para el diseño y construcción de pavimentos (Das y Sobhan, 2018).

Para garantizar la precisión y reproducibilidad de los resultados de las pruebas de granulometría, es esencial aplicar normas técnicas, como la ASTM D6913. Esta norma establece procedimientos estandarizados para determinar la distribución del tamaño de partículas mediante tamizado. Define los equipos, técnicas y condiciones a respetar para obtener resultados confiables, asegurando así que el análisis cumpla con los requisitos requeridos en proyectos de ingeniería civil. La aplicación de esta norma permite evaluar la calidad del suelo de manera consistente y comparar los resultados con estándares internacionales (ASTM D6913, 2017).

Tabla 1*Tamaños de mallas estándar en EE.UU.*

Malla núm.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición. (Das, 2012).

Este tipo de estudio tiene especial importancia, debido a que las características granulométricas influyen directamente en la capacidad portante del suelo, así como en su permeabilidad y resistencia a la deformación. En particular, un suelo cuya granulometría no está adecuadamente clasificada puede tener un exceso de espacios vacíos, lo que aumenta el riesgo de

saturación y reduce su capacidad portante. Por el contrario, los suelos bien graduados tienden a ser más densos y estables, lo que ayuda a minimizar los riesgos asociados con una compactación insuficiente o la pérdida de resistencia (ASTM D6913, 2017; Das y Sobhan, 2018).

En adición, los ensayos granulométricos desempeñan un papel crucial en la selección y preparación de materiales destinados a las bases y subbase. Es imperativo que estas capas cumplan estándares precisos en términos de compactación y drenaje, para garantizar la durabilidad y estabilidad de las estructuras a largo plazo. ASTM D6913 proporciona pautas detalladas para evaluar materiales granulares, asegurando el cumplimiento de los requisitos de diseño y minimizando los riesgos asociados con la selección inadecuada del suelo (Craig, 2012; ASTM D6913, 2017).

En consecuencia, los ensayos granulométricos, de conformidad con normas como la ASTM D6913, constituyen herramientas fundamentales para los ingenieros civiles. Su uso proporciona datos cruciales que mejoran los diseños y al mismo tiempo garantizan la durabilidad y seguridad de las estructuras. Es esencial comprender la distribución de partículas en el suelo, así como sus interacciones en diversas condiciones, para enfrentar los desafíos de los proyectos contemporáneos, especialmente en entornos geotécnicos complejos (ASTM D6913, 2017; Budhu, 2015).

Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg constituyen un conjunto de parámetros fundamentales para caracterizar las propiedades plásticas y de consistencia de suelos finos, como limos y arcillas. Estos parámetros incluyen el límite líquido (LL), el límite plástico (LP) y el límite de contracción (LC), cada uno de los cuales representa un estado particular del suelo en función de su contenido de humedad (ASTM D4318, 2017).

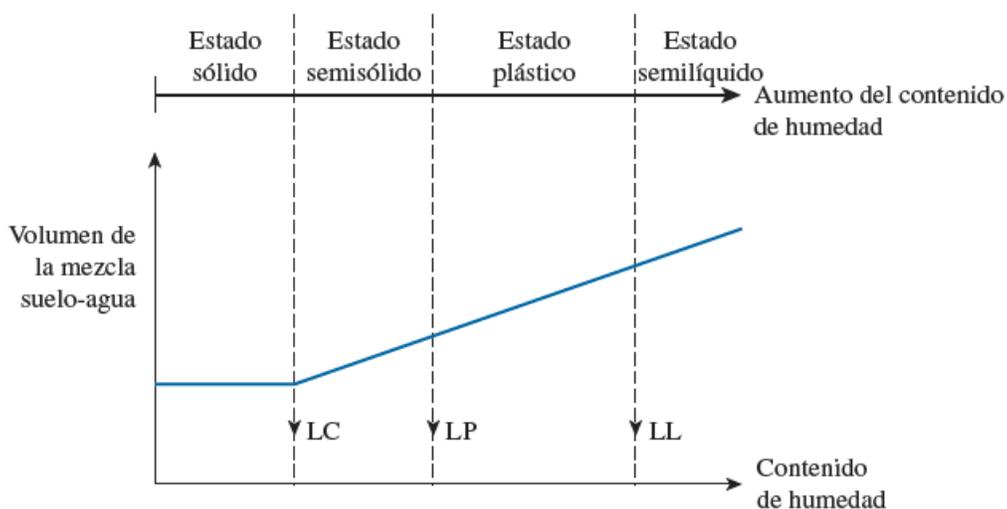
El límite líquido se define como el contenido de agua en el que el suelo cambia de un estado plástico a líquido, mientras que el límite de plasticidad determina el contenido de agua en el que el suelo comienza a deformarse plásticamente sin agrietarse. En cuanto al límite de contracción, este describe el umbral de humedad en el que el suelo deja de experimentar variaciones de volumen debido al drenaje del agua (Das y Sobhan, 2018).

El índice de plasticidad (IP), calculado por la diferencia entre el límite plástico y el límite líquido, constituye una herramienta esencial en la evaluación de la plasticidad del suelo. Un índice de plasticidad alto puede indicar una mayor capacidad del suelo para deformarse bajo carga, lo que frecuentemente se asocia con su potencial de expansión o contracción.

Estas variaciones volumétricas pueden comprometer la estabilidad de infraestructura como carreteras y cimientos, particularmente en regiones donde las condiciones climáticas experimentan cambios significativos (Holtz, Kovacs y Sheahan, 2011). Además, el índice de plasticidad representa una variable crucial en la clasificación de suelos, particularmente a través de sistemas como el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la clasificación AASHTO (Das y Sobhan, 2018).

Ilustración 3

Definición de los límites de Atterberg.



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición. (Das, 2012).

El estudio de los límites de Atterberg es crucial para el diseño y conservación de infraestructuras viales. Específicamente, el suelo con alta plasticidad puede requerir estabilización con cal, cemento u otros aditivos para aumentar su capacidad de carga y disminuir su propensión a la deformación (Holtz y al, 2011).

Este estudio ofrece a los ingenieros la posibilidad de anticipar el comportamiento de los suelos en condiciones de carga y de anticipar posibles dificultades relacionadas con la expansión, contracción o reducción de la resistencia en presencia de agua. De esta manera, promueve la sostenibilidad y operatividad de los proyectos de ingeniería civil (Das y Sobhan, 2018).

La norma ASTM D4318 (2017) define procedimientos estandarizados para determinar los límites líquidos, plásticos y límites de plasticidad en entornos de laboratorio. Estos métodos garantizan la coherencia y reproducibilidad de las mediciones, proporcionando una base fiable para la toma de decisiones en proyectos de construcción. Según Holtz et al. (2011), la aplicación

rigurosa de estos estándares no solo mejora la calidad de la infraestructura, sino que también optimiza los costos al evitar sobreestimaciones o subestimaciones de las propiedades del suelo.

Clasificación de los suelos

La clasificación de suelos es una práctica fundamental en la ingeniería geotécnica, que se utiliza para describir y categorizar los materiales terrestres en función de sus propiedades físicas y mecánicas. Este proceso es necesario para evaluar la idoneidad de los suelos para diversas aplicaciones de ingeniería, particularmente en proyectos de infraestructura vial.

Entre los sistemas de clasificación más utilizados a nivel mundial se encuentran el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS), así como el sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Estos sistemas proporcionan criterios estandarizados basados en parámetros como tamaño de partícula, plasticidad y comportamiento en condiciones de humedad, facilitando así la predicción del comportamiento del suelo bajo diferentes cargas y en variados contextos ambientales (Das & Sobhan, 2018).

Sistema AASTHO

El sistema de clasificación AASHTO agrupa los suelos en categorías que van desde A-1 a A-8, según su idoneidad para aplicaciones en carreteras. Los suelos clasificados como Grupo A-1, incluidas gravas y arenas bien clasificadas, exhiben excelentes propiedades de carga y se consideran ideales para su uso en bases de pavimentos y contrapisos. Por otro lado, los suelos del grupo A-7 tienen una alta plasticidad y son menos aptos para soportar cargas sin una estabilización previa. Este sistema también introduce el concepto de índice de grupo, un valor numérico utilizado para evaluar la calidad de los suelos dentro de su categoría asignada. La clasificación AASHTO se emplea ampliamente en el diseño de carreteras, ya que proporciona

una herramienta práctica para seleccionar materiales para garantizar la estabilidad y durabilidad de las estructuras. Para enriquecer esta descripción, se integra la tabla # que ilustren visualmente las categorías del sistema AASHTO, con el fin de promover una mejor comprensión. (Das y Sobhan, 2018).

Tabla 2

Sistema de clasificación de suelos de la AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra total pasa la malla núm. 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por mallas (% que pasa)							
Malla núm. 10	50 máx						
Malla núm. 40	30 máx	50 máx	51 mín				
Malla núm. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Para la fracción que pasa							
Malla núm. 40							
Límite líquido (LL)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (IP)	6 máx		No plástico	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Clasificación de la capa	Excelente a buena						
Clasificación general	Materiales de limo y arcilla (más de 35% de la muestra total pasa la malla núm. 200)						
Clasificación de grupo	A-4	A-5	A-6	A-7			
Análisis por mallas (% que pasa)							
Malla núm. 10							
Malla núm. 40							
Malla núm. 200	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín			
Para la fracción que pasa							
Malla núm. 40							
Límite líquido (LL)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín			
Índice de plasticidad (IP)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín			
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos			Principalmente suelos arcillosos			
Calificación subrasante	Regular a malo						

^aSi $IP \leq LL - 30$, la clasificación es A-7-5.

^bSi $IP > LL - 30$, la clasificación es A-7-6.

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición. (Das, 2012).

Sistema unificado

El sistema de clasificación de suelos USCS (Unified Soil Classification System) organiza los suelos en diferentes categorías según su tamaño de grano y plasticidad. Así, los suelos se clasifican en dos categorías principales: suelos gruesos, que incluyen gravas y arenas, y suelos finos, que están formados por limos y arcillas.

Este sistema es particularmente útil en proyectos de ingeniería civil, donde es esencial una comprensión profunda del comportamiento del suelo bajo diversas condiciones de carga y humedad. Por ejemplo, los suelos con alta plasticidad, identificados utilizando los límites de Atterberg, pueden requerir tratamientos específicos para minimizar los problemas asociados con la expansión o contracción. La flexibilidad del sistema USCS lo convierte en una herramienta valiosa para proyectos geotécnicos que requieren evaluaciones precisas y profundas de las propiedades del suelo. (Coduto y al., 2011).

Los símbolos utilizados en el sistema unificados son:

Tabla 3

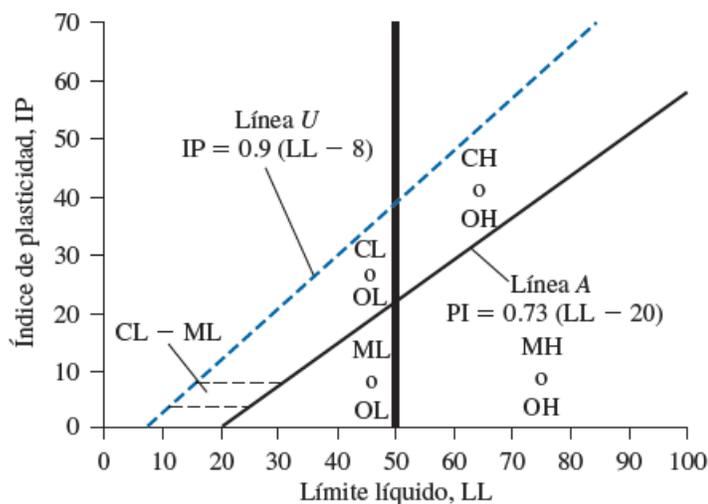
Sistema de clasificación de suelos de la AASHTO

Símbolo	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos orgánicos y arcilla	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduado	Mal graduado

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición. (Das, 2012)

Grafica 1

Plasticidad de los suelos



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición. (Das, 2012)

Ensayo Proctor Modificado

La prueba consiste en compactar el suelo en capas dentro de un molde específico, seguido de medir la densidad seca obtenida a diferentes niveles de humedad. Estos datos permiten generar una curva característica, que identifica la humedad óptima, así como la densidad seca máxima del suelo. ASTM D1557 proporciona pautas detalladas para el equipo, los procedimientos y los cálculos necesarios para garantizar resultados precisos y reproducibles. Esta prueba es de particular importancia en obras de ingeniería vial y construcción de vertederos, donde una compactación inadecuada puede provocar asentamientos diferenciales y fallas estructurales (Das y Sobhan, 2018).

La aplicación del ensayo Proctor modificado tiene importantes ventajas en el análisis de suelos granulares y cohesivos, ya que proporciona información valiosa sobre la reacción de estos materiales ante tensiones mecánicas y variaciones en los niveles de humedad. Además, los datos recopilados resultan esenciales para la validación de las especificaciones técnicas y la

optimización de los métodos de construcción, lo que conducirá a estructuras más seguras y sostenibles. La integración de esta prueba en el análisis geotécnico, en conjunto con otras pruebas realizadas en laboratorio y en campo, promueve un enfoque integral en el diseño e implementación de proyectos de infraestructura (ASTM D1557, 2012).

Tabla 4

Especificaciones para la prueba Proctor modificada (Basadas en la designación ASTM D-1557)

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	944 cm ³	944 cm ³	2124 cm ³
Masa del pisón	4.54 kg	4.54 kg	4.54 kg
Altura de caída del pisón	457.2 mm	457.2 mm	457.2 mm
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	5	5	5
Energía de compactación	2 700 kN·m/m ³	2 700 kN·m/m ³	2 700 kN·m/m ³
Suelo para usarse	Porción que pasa la malla núm. 4 (4.57 mm). Puede usarse si 20% o menos en peso de material se retiene en la malla núm. 4.	Porción que pasa la malla de 9.5 mm. Puede usarse si el suelo retenido en la malla núm. 4 es más que 20%, y 20% o menos en peso se retiene en la malla de 9.5 mm.	Porción que pasa la malla de 19.0 mm ($\frac{4}{3}$ pulg). Puede usarse si más de 20% en peso de material se retiene en la malla de 9.5 mm, y menos de 30% en peso se retiene en la malla de 19.0 mm.

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición. (Das, 2012)

Ensayo CBR

El ensayo de resistencia del suelo, conocido como CBR (California Bearing Ratio), es un método utilizado para evaluar la capacidad portante de los suelos, así como su comportamiento bajo cargas aplicadas. La prueba CBR, regida por la norma AASHTO T193-63, consiste en

medir la presión requerida para permitir la penetración de una muestra de suelo compactada mediante un pistón estándar.

El índice CBR se determina comparando la resistencia del suelo ensayado con la de una muestra de referencia, generalmente constituida por grava triturada. Esta prueba es de crucial importancia en el diseño de pavimentos, ya que proporciona un indicador de la capacidad del suelo para soportar la presión ejercida por el tráfico y las cargas aplicadas, influyendo así directamente en la elección de los materiales y la estructura del pavimento (AASHTO, 2018).

La norma AASHTO T193-63 establece los procedimientos para preparar y realizar la prueba, así como los criterios para interpretar los resultados. Además, esta norma proporciona un marco estandarizado que facilita la comparación de suelos de diferentes regiones y proyectos, asegurando así la calidad y coherencia de los datos recopilados. Esta prueba es de particular importancia no solo en proyectos de carreteras, sino también en aplicaciones de construcción de cimientos y vertederos, donde la capacidad de carga del suelo es un factor crítico para la seguridad y estabilidad de las estructuras (Holtz y al, 2011).

Tabla 5

Sistema de clasificación de suelos según su valor de CBR

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN SU VALOR DE CBR				
CBR	CLASIFICACION GENERAL	USOS	SISTEMA UNIFICADO	
			UNIFICADO	AASHTO
0 - 3	Muy Pobre	Sub-rasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3 - 7	Pobre a Regular	Sub-rasante	OH, CH, MH, OL	A4, A5, A6, A7
7 - 20	Regular	Sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20 - 50	Bueno	Base, Subbase	GM, GC, GW, SM, SP, GP	A1-b, A2-5, A3, A2-6
> 50	Excelente	Base	GW, GM	A1-a, A2-4, A3

Fuente: Manual de Laboratorio de suelos Joseph Bowles.

Topografía

La topografía se establece como una disciplina fundamental entre el ámbito de la ingeniería civil y el ordenamiento del territorio, dedicada al estudio y representación gráfica de la superficie terrestre, considerando tanto sus características naturales como artificiales. En el contexto de proyectos de infraestructura vial, la topografía recopila detalles precisos del terreno, lo que facilita un diseño adecuado de carreteras, puentes, túneles y otras estructuras.

La recopilación de información geográfica y la representación de las variaciones del suelo se basa en sus elementos esenciales para asegurar que las construcciones sean funcionales y seguras, adaptándose a las condiciones del terreno (NEIVI-12-MTOP, 2013). Este proceso implica el uso de equipos especializados como estaciones totales, sistemas de posicionamiento global (GPS) y niveles que permiten obtener mediciones exactas y detalladas.

El trabajo de topografía en ingeniería vial se centra en la identificación de puntos de referencia clave, incluidas las pendientes, las elevaciones y características del terreno, que influye directamente en el diseño y la construcción de infraestructuras. Según la norma NEIVI-12-MTOP (2013), el levantamiento topográfico constituye un paso esencial en la planificación del proyecto, sirve como base para la elaboración de estudios geotécnicos y el diseño de las obras. Este estudio permite analizar las condiciones del terreno, identificar posibles problemas como erosión, inundaciones o deslizamientos, y optimizar la construcción para prevenir riesgos futuros.

Partes que se divide la topografía

La topografía se subdivide en dos categorías principales, que son la altimetría y la planimetría.

La altimetría y la planimetría se basan en la topografía utilizada para describir y representar las características del terreno; Sin embargo, esto está sujeto a diferentes aspectos del terreno. La altimetría se ocupa de las variaciones en la altitud de la superficie terrestre, elevaciones y depresiones medias en comparación con un nivel de referencia, como es el nivel del mar. Esta medida resulta fundamental en la planificación y diseño de proyectos de infraestructura, tales como carreteras, puentes y sistemas de drenaje, es esencial reconocer las variaciones del terreno para asegurar la estabilidad y funcionalidad de las estructuras (Das, 2012).

En cambio, la planimetría se centra en representar la superficie del terreno en un plano horizontal, sin considerar las elevaciones. Su principal objeto consiste en medir distancias y ángulos, representando con precisión las características del terreno en un plano bidimensional. Es una guía imprescindible para el trazado de caminos, la delimitación de propiedades y la elaboración de mapas. En el contexto de los proyectos viales, la planimetría facilita la determinación del trazado de las vías, la ubicación de las estructuras de ingeniería y la disposición de los elementos del entorno (Coduto, 2011).

La altimetría y la planimetría se utilizan en conjunto para obtener una representación completa y precisa del terreno. Aunque la altimetría proporciona información sobre altitudes y pendientes, el plano ofrece una visión detallada de su distribución horizontal. Estas disciplinas permiten a ingenieros y diseñadores tomar decisiones informadas que respeten el diseño de infraestructura y la optimización de los recursos disponibles. Según Smith (2013), la combinación de estas herramientas topográficas es fundamental para asegurar un diseño adecuado y eficiente de los proyectos viales, es decir, que proporcionen una base sólida de datos geográficos sobre la cual se pueden desarrollar soluciones técnicas apropiadas.

Tipos de terrenos

En la ingeniería civil, particularmente en el diseño de carreteras, la clasificación del terreno determina las técnicas constructivas más adecuadas, garantizando la estabilidad de las estructuras a lo largo del tiempo. La norma ecuatoriana establece estas tres categorías principales de terreno en función de su topografía: terreno plano, ondulado y montañoso. Cada uno de estos tipos presenta características particulares que deben ser consideradas durante el proceso de planificación y construcción de proyectos viales (NEIVI-12-MTOP, 2013).

El terreno llano se caracteriza por tener una pendiente mínima o nula, donde facilita las labores de construcción y permite una distribución uniforme de la carga. Este tipo de terreno es ideal para la construcción de caminos, existen algunas perturbaciones en cuanto a estabilidad, drenaje y movimiento del terreno. Sopesando su aparente simplicidad, es necesario evaluar factores como la permeabilidad del terreno y la presencia de aguas subterráneas, que pueden influir en la estabilidad a largo plazo de la infraestructura (NEIVI-12-MTOP, 2013).

El terreno ondulado presenta variaciones topográficas moderadas, caracterizadas por suaves variaciones y una alternancia entre zonas altas y bajas. Este tipo de terreno puede presentar algunos de los defectos en la construcción, como la necesidad de realizar excavaciones y reparaciones para garantizar una superficie uniforme. La planificación del drenaje es especialmente importante en suelos ondulados, ya que la acumulación de agua en depresiones puede generar problemas de erosión o saturación, comprometiendo así la estabilidad del pavimento y la seguridad de la vía. Una evaluación detallada de la situación, así como la correcta implantación de sistemas de drenaje y estabilización, son aspectos importantes en este tipo de terrenos (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Los terrenos montañosos se caracterizan por sus condiciones escarpadas y generalmente están compuestos por formaciones rocosas o terrenos inestables. Este tipo de suelo representa uno de los mayores fracasos en términos de viabilidad constructiva, debido a las posibilidades de deslizamientos, la necesidad de excavar a grandes profundidades y las dificultades para garantizar un drenaje adecuado.

Los proyectos en terrenos montañosos requieren de un análisis exhaustivo del terreno, así como de técnicas especializadas para evitar el deslizamiento y la implementación de estructuras de soporte, tales como muros de contención o estabilización del terreno. Más allá de las dificultades presentadas, los avances en la tecnología constructiva han facilitado gran parte de los objetos asociados en este tipo de terrenos, permitiendo la creación de plazas y túneles en zonas montañosas (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Clasificación de las carreteras

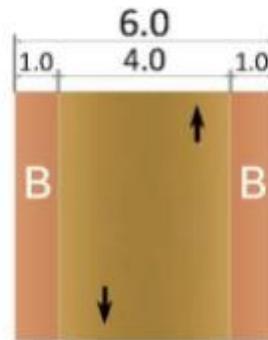
Tipos de carreteras

La infraestructura vial debe desarrollarse con un fuerte énfasis en su funcionalidad, asegurando que cumpla tanto con los requisitos actuales como con las proyecciones futuras. Este proceso de diseño debe equilibrar diversos factores, entre ellos la seguridad, la eficiencia operativa, la sostenibilidad ambiental, los costos de construcción y mantenimiento y la confiabilidad para los usuarios (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Carreteras según su desempeño

- Camino Agrícola / Forestal

Este tipo de camino tiene un ancho de vía de 6 metros, un carril, una velocidad de proyecto de 40 kilómetros por hora y una pendiente máxima del 16%.

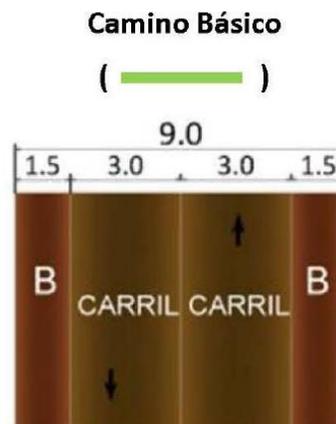
Ilustración 4*Camino Agrícola / Forestal***Camino Agrícola / Forestal**

**Velocidad de
Proyecto: 40 km/h**
**Pendiente máxima:
16%**

Fuente: NEIVI-12-MTOP (2013).

- Camino Básico

Este tipo de camino tiene un ancho de vía de 9 metros, dos carriles, una velocidad de proyecto de 60 kilómetros por hora y una pendiente máxima del 14%.

Ilustración 5*Camino Básico*

Velocidad de Proyecto: 60 km/h

Pendiente máxima: 14%

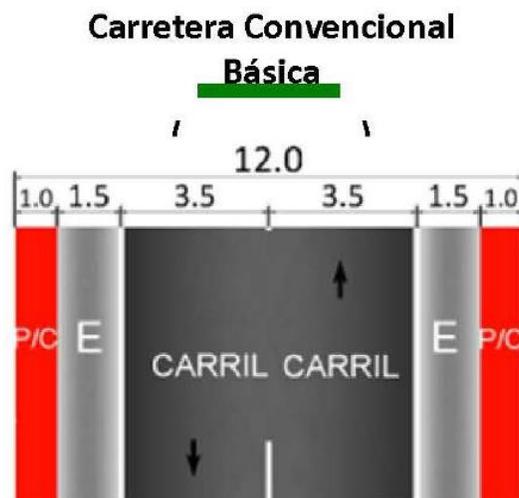
Fuente: NEIVI-12-MTOP (2013).

- Carretera Convencional Básica

Este tipo de carretera tiene un ancho de vía de 12 metros, dos carriles, una velocidad de proyecto de 80 kilómetros por hora y una pendiente máxima del 10%.

Ilustración 6

Carretera Convencional Básica



Velocidad de Proyecto: 80 km/h

Pendiente máxima: 10%

Fuente: NEIVI-12-MTOP (2013).

- Carretera de Mediana Capacidad (Normal)

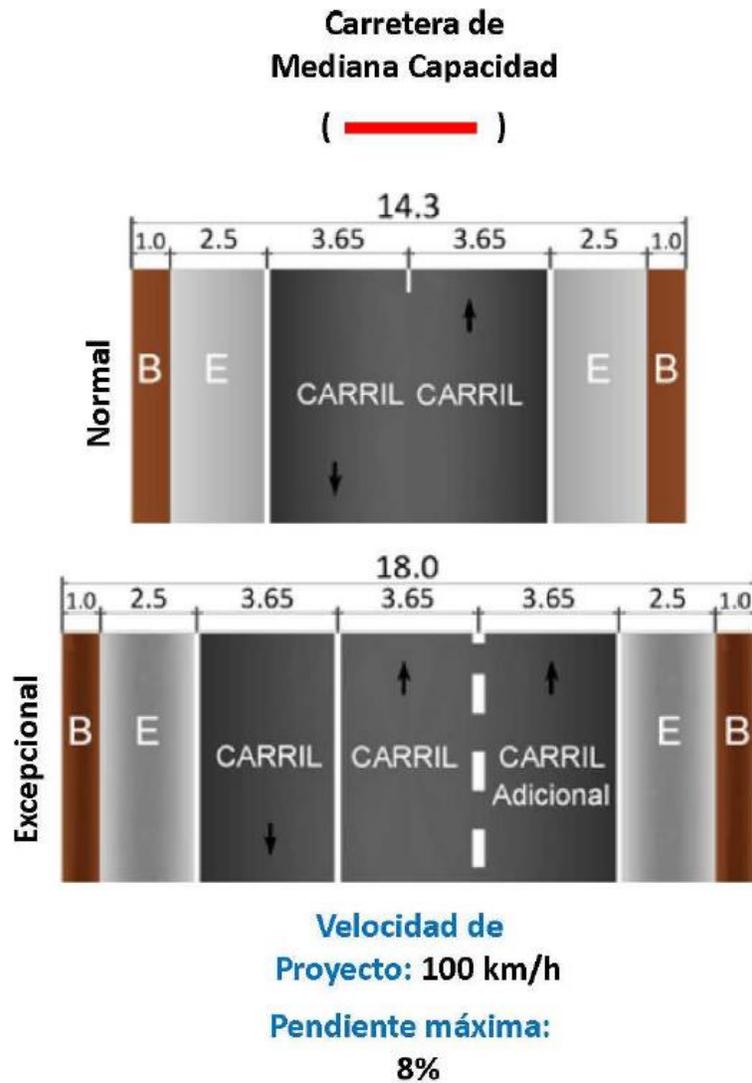
Este tipo de carretera tiene un ancho de vía de 14.3 metros, dos carriles, una velocidad de proyecto de 100 kilómetros por hora y una pendiente máxima del 8%.

- Carretera de Mediana Capacidad (Excepcional)

Este tipo de carretera tiene un ancho de vía de 14.3 metros, dos carriles y un carril adicional, una velocidad de proyecto de 100 kilómetros por hora y una pendiente máxima del 8%.

Ilustración 7

Carretera de Mediana Capacidad



Fuente: NEIVI-12-MTOP (2013).

Las vías de alta capacidad deberán cumplir con los siguientes criterios:

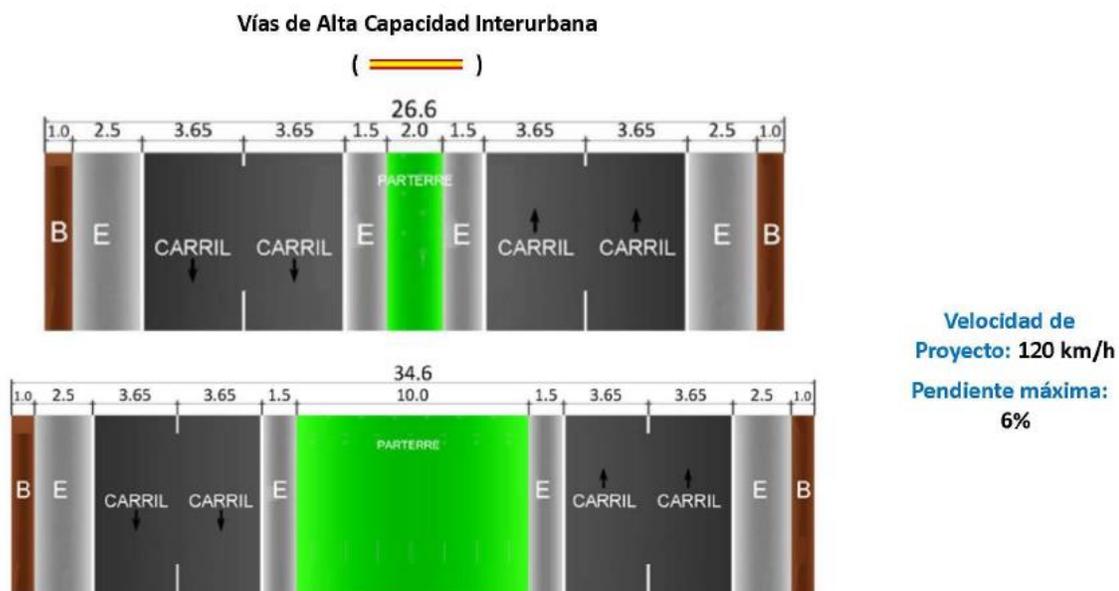
- Control total de acceso, la carretera no tendrá acceso a las propiedades colindantes.

- Ininterrumpida por cualquier otro medio de comunicación o servidumbre de vía.
 - Carriles separados para cada sentido de la vía, excepto en lugares específicos o de forma temporal. La separación se hará generalmente por una franja de terreno no autorizada al tráfico, y rara vez por otros métodos materiales (NEIVI-12-MTOP, 2013).
- Vías de alta capacidad interurbana

Este tipo de vía tiene un ancho que va desde los 26.6 hasta los 34.6 metros, cuatro carriles, una velocidad de proyecto de 120 kilómetros por hora y una pendiente máxima del 6%.

Ilustración 8

Vías de alta capacidad interurbana



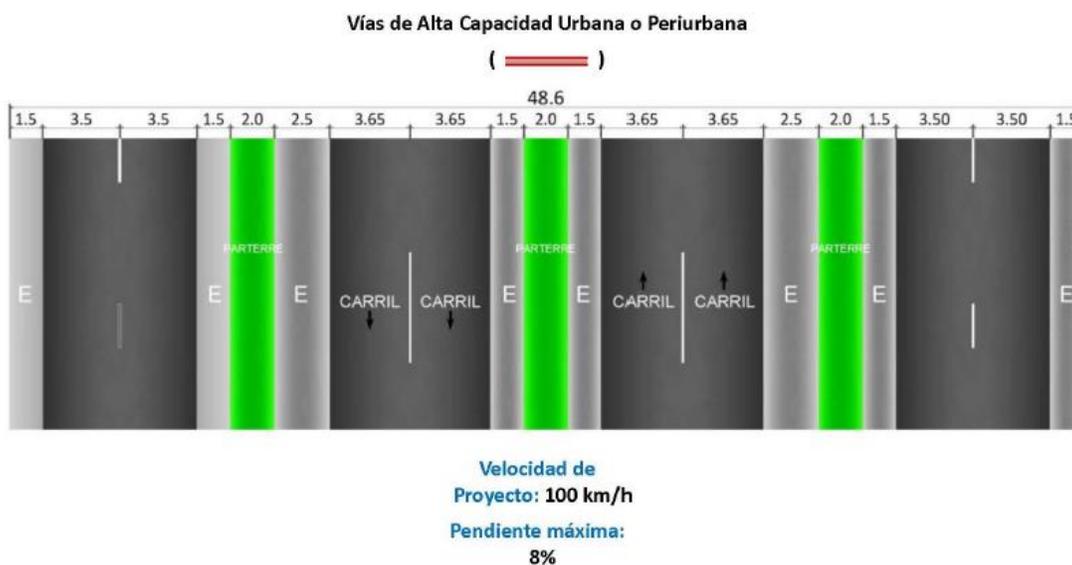
Fuente: NEIVI-12-MTOP (2013).

- Vías de alta capacidad Urbana o Periurbana

Este tipo de vía tiene un ancho de 48.6 metros, ocho carriles, una velocidad de proyecto de 100 kilómetros por hora y una pendiente máxima del 8%.

Ilustración 9

Vías de alta capacidad Urbana o Periurbana



Fuente: NEIVI-12-MTOP (2013).

Clasificación funcional por importancia en la red vial

Los corredores arteriales representan las vías de mayor jerarquía funcional, compuestas por aquellas que conectan el continente con las capitales de provincia, los principales puertos marítimos del este y los puestos fronterizos. Estos corredores son imprescindibles para viajes de larga distancia y deben tener una gran movilidad. Además, se deberá limitar y/o controlar su accesibilidad en cuanto a recorridos, giros y maniobras. Asimismo, se establecen normas geométricas apropiadas para garantizar una operación eficiente y segura del tráfico (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Las vías colectoras son aquellas de jerarquía funcional media, diseñadas para captar tráfico procedente de zonas rurales o de una región específica. Este tráfico se canaliza desde las vías locales hacia la red estratégica o esencial de corredores arteriales. Se trata de trazados destinados a dar servicio al tráfico rodado intermedio o regional, por lo que es necesario que cumplan unos estándares geométricos adecuados para realizar esta función de forma eficaz (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Los caminos vecinales son los caminos convencionales básicos, que incluyen todos los caminos rurales no clasificados en las denominaciones antes mencionadas. Están destinados a recibir el tráfico interno de las poblaciones rurales, así como el generado por las zonas de producción agrícola y el acceso a sitios turísticos (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Trafico

Trafico Promedio Diario Anual (TPDA)

El Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) es un indicador esencial en ingeniería vial, ya que permite evaluar el número medio de vehículos que circulan diariamente por una vía durante un año natural. Este valor se determina sumando el volumen de tráfico anual total y luego dividiéndolo por el número de días del año. Este cálculo proporciona una medida representativa del uso de una carretera. El TPDA es de importancia clave para la planificación de infraestructura, ya que permite dimensionar elementos estructurales y evaluar la capacidad vial en función de los requisitos actuales y futuros (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Transito actual

El tránsito actual se refiere al volumen de vehículos que circulan en un momento dado por una vía o infraestructura viaria específica. Esta información se recopila a través de recuentos de tráfico realizados sobre el terreno, normalmente en puntos estratégicos, y es significativo para

evaluar la capacidad operativa de las carreteras, así como para identificar problemas de congestión (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Transito futuro

El tránsito futuro se basa en pronósticos que calculan los volúmenes de vehículos que cruzarán una carretera durante un período específico, considerando aspectos como el crecimiento demográfico, el desarrollo económico y la expansión urbana. Estas previsiones son determinantes para la creación de carreteras sostenibles que satisfagan las necesidades de movilidad a largo plazo (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Volumen de trafico

El volumen de tráfico es una medida agregada que refleja la cantidad de vehículos que circulan por un carril durante un período de tiempo específico, como una hora, un día o un año. Esta información no sólo es útil para clasificar carreteras, sino también para evaluar su capacidad operativa y justificar la necesidad de nuevos proyectos viales. Obtener mediciones precisas del volumen de tráfico es esencial para tomar decisiones sobre el diseño y mantenimiento de la vía (Fernandez,2011)

Vehículo tipos

Vehículo de diseño significa una categoría de vehículo cuyo peso, dimensiones y desempeño funcional sirven como base para definir los parámetros de diseño necesarios para acomodar dichos vehículos. Este tipo de vehículo, que puede considerarse un modelo estándar, presenta unas dimensiones mayores, así como un radio de giro mínimo respecto a la mayoría de vehículos de su categoría (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Los vehículos automotores se pueden clasificar en dos categorías principales:

Los vehículos ligeros incluyen motocicletas, automóviles y otros vehículos pequeños como camiones y furgonetas. Estos vehículos tienen capacidad para hasta ocho pasajeros y están equipados con ruedas simples en el eje trasero.

Los vehículos pesados incluyen camiones, autobuses y combinaciones de camiones, como semirremolques y remolques. Pesan más de cuatro toneladas y tienen ruedas dobles en el eje trasero.

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas clasifica los vehículos de diseño en varias categorías, que son aproximadamente equivalentes a las de la AASHTO:

- Vehículo liviano (A): A1 para motocicletas y A2 para automóviles.
- Buses y busetas (B): Utilizados para el transporte masivo de pasajeros.
- Camiones (C): Usados para el transporte de carga, que incluyen camiones de dos ejes (C-1), camiones o tracto-camiones de tres ejes (C-2), y camiones de más de tres ejes (C-3).
- Remolques (R): Con uno o dos ejes verticales de giro y una unidad completamente remolcada, como los tráileres o los Dolly.

Tabla 6*Características por tipos de vehículos*

Vehículo de diseño	A	B	C
Altura máxima (m)	2,4	4,10	4,10
Longitud máxima (m)	5,80	13	20
Anchura máxima (m)	2,10	2,60	2,60
Radios mínimos de giro (m)			
Rueda interna	4,70	8,70	10
Rueda externa	7,50	12,80	16
Esquina externa delantera	7,90	13,40	16

Fuente: NEIVI-12-MTOP (2013).

Las cargas de tráfico son muy complejas y están sujetas a variaciones constantes debido a la diversidad de vehículos que circulan por las carreteras. Cada categoría de vehículo, ya sea un automóvil liviano o un vehículo pesado, genera patrones de distribución de carga específicos que deben tenerse en cuenta al diseñar la vía. Además, las fuerzas que actúan sobre las carreteras no sólo se limitan al peso de los vehículos parados, sino que también incluyen cargas dinámicas provocadas por el movimiento de los vehículos, como impactos y vibraciones generadas durante el tráfico (Thompson, 2020).

Características geométricas de una vía

Las características geométricas de una vía son fundamentales para garantizar la seguridad, fluidez y confort de los usuarios en el tránsito. Estas características incluyen elementos como el radio de curvatura, la visibilidad, la iluminación y otros factores que influyen

en la interacción de los vehículos con la infraestructura vial. Un diseño geométrico adecuado toma en cuenta las condiciones de tráfico, las características del terreno y las condiciones climáticas para optimizar la funcionalidad de la vía, reducir accidentes y mejorar la eficiencia en el flujo vehicular (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Radio mínimo de curvatura

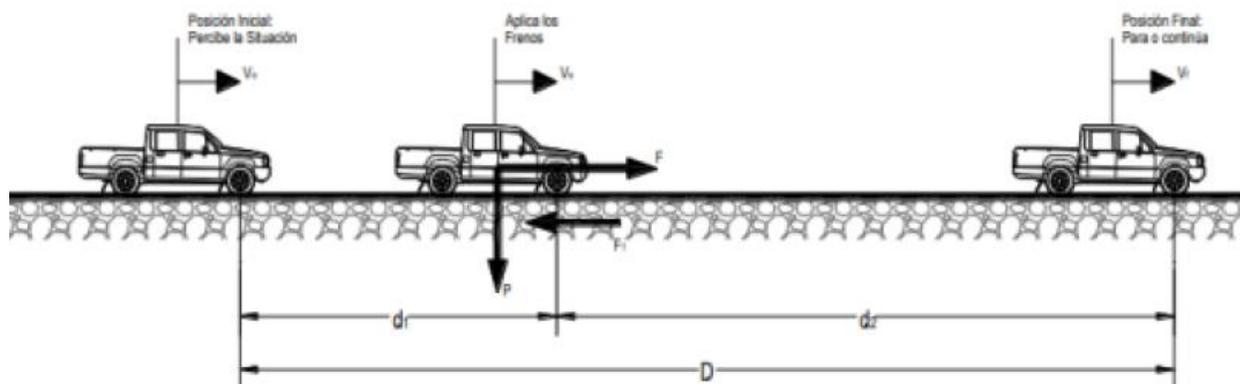
El radio mínimo de curvatura es un parámetro clave en el diseño de curvas, ya que establece el valor más bajo del radio de una curva horizontal que puede ser usado sin comprometer la seguridad de los vehículos que transitan. Un radio de curvatura demasiado pequeño puede generar fuerzas centrífugas excesivas que ponen en riesgo la estabilidad del vehículo, especialmente a altas velocidades. Este valor debe ser determinado teniendo en cuenta el tipo de vía, la velocidad de diseño y las condiciones del tráfico, para asegurar una transición suave y segura (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Distancia de visibilidad

La distancia de visibilidad es el espacio necesario para que el conductor vea un obstáculo o una condición peligrosa en la vía con suficiente tiempo para reaccionar. Esta distancia varía según la velocidad de circulación, el tipo de vía y la presencia de elementos como curvas o pendientes. El diseño adecuado de la carretera debe garantizar que los conductores puedan anticipar cualquier peligro y tomar decisiones a tiempo, lo que es crucial para la prevención de accidentes. En áreas urbanas o de alta densidad de tráfico, la distancia de visibilidad puede verse reducida por la presencia de edificaciones u otros elementos (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Ilustración 10

Distancia de parada



Fuente: NEIVI-12-MTOP (2013).

Línea de visión

La línea de visión se refiere al trayecto visual del conductor, desde el punto de observación hasta el área de interés en la vía. Es fundamental que la línea de visión sea clara y libre de obstrucciones para permitir que los conductores perciban a tiempo los peligros o cambios en las condiciones de la carretera. El diseño de las vías debe garantizar que las líneas de visión no se vean alteradas por obstáculos como árboles, edificios o muros de contención, lo que contribuye a la seguridad vial y a una conducción eficiente (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Condiciones climáticas

Las condiciones climáticas son un factor determinante en el diseño de las características geométricas de la vía, ya que afectan directamente el comportamiento de los vehículos y la integridad de la carretera. La lluvia, la nieve, el hielo o las altas temperaturas pueden modificar la fricción entre los neumáticos y la superficie de la vía, reduciendo la capacidad de frenado y aumentando el riesgo de deslizamientos. Por lo tanto, es crucial que el diseño geométrico de la

vía tenga en cuenta estas variables para garantizar la seguridad bajo diferentes condiciones climáticas (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Iluminación

La iluminación adecuada de las carreteras es esencial para la seguridad nocturna. Un diseño adecuado de la iluminación garantiza que los conductores puedan ver claramente la vía, los obstáculos y las señales de tránsito durante la noche. La iluminación también debe ser suficiente en áreas de alto riesgo, como intersecciones o tramos con curvas peligrosas, para asegurar que los conductores puedan reaccionar adecuadamente ante situaciones imprevistas. La colocación estratégica de postes de luz y el tipo de luminaria utilizada son factores determinantes en el diseño de la iluminación vial (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Obstáculos en la carretera

Los obstáculos en la carretera, como árboles, señales, barreras o vehículos detenidos, pueden representar un peligro significativo para la seguridad vial. El diseño geométrico de las vías debe considerar la ubicación de estos obstáculos, de manera que no interfieran con la visibilidad del conductor ni con el flujo del tráfico. En algunos casos, es necesario implementar barreras de protección o señalización adicional para alertar a los conductores sobre la presencia de obstáculos, especialmente en áreas rurales o de alta velocidad (NEIVI-12-MTOP, 2013).

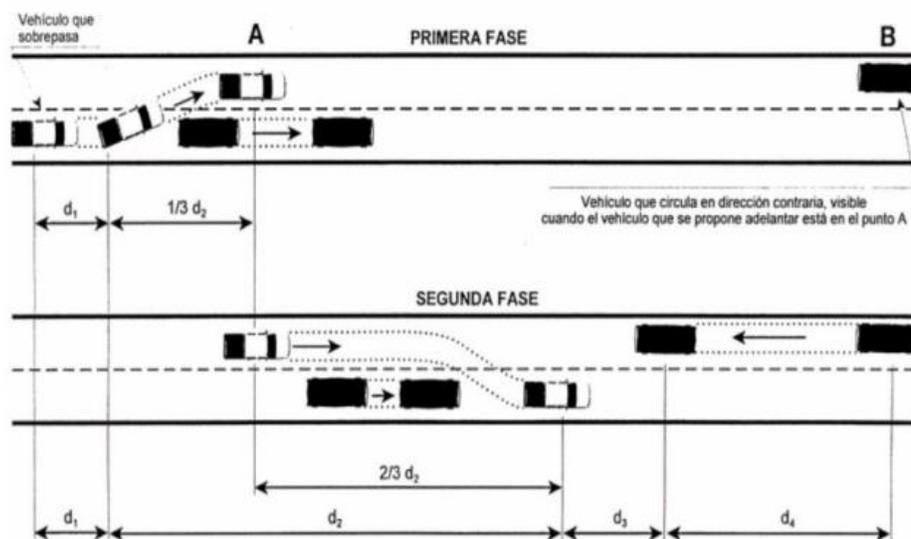
Distancia de visibilidad de adelantamiento

La distancia de visibilidad de adelantamiento es la distancia que un conductor necesita para observar que es seguro adelantar a otro vehículo. Este parámetro es esencial en carreteras de un solo carril en cada dirección, donde la visibilidad es limitada. Un diseño adecuado de la carretera debe asegurar que haya suficiente visibilidad en las zonas de adelantamiento,

considerando factores como las pendientes, las curvas y las condiciones de tráfico. Este aspecto es crucial para minimizar el riesgo de colisiones frontales (NEIVI-12-MTOP, 2013).

Ilustración 11

Etapas de la maniobra para adelantamiento en carreteras de dos carriles



Fuente: NEIVI-12-MTOP (2013).

Curvas

Las curvas son un componente esencial en el diseño de carreteras, ya que permiten a los vehículos cambiar de dirección de forma segura y eficiente. El diseño de estas curvas, especialmente las horizontales, debe considerar diversos factores, como la velocidad de diseño, las condiciones topográficas del terreno y los materiales empleados en la pavimentación.

Las curvas mal diseñadas pueden comprometer la seguridad vial, incrementando el riesgo de accidentes debido a la pérdida de control del vehículo, especialmente en situaciones de alta velocidad o bajo condiciones climáticas adversas (Anderson & Mikhail, 1998).

Curva Horizontal

Las curvas horizontales son elementos fundamentales en el diseño geométrico de carreteras, ya que permiten modificar la dirección de la vía en el plano horizontal, definiendo su alineación. Estas curvas son particularmente comunes en terrenos accidentados o en tramos donde es necesario que la carretera atraviese áreas urbanas o montañosas.

Un diseño adecuado de curvas horizontales debe considerar parámetros esenciales como el radio de la curva, la velocidad de diseño y la fricción entre los neumáticos y la superficie del pavimento. Si el radio es demasiado pequeño, pueden generarse fuerzas centrífugas excesivas, comprometiendo la estabilidad de los vehículos y aumentando el riesgo de accidentes, especialmente a altas velocidades (Wolf & Ghilani, 2012).

Ilustración 12

Componentes de la curva circular



Fuente: NEIVI-12-MTOP (2013).

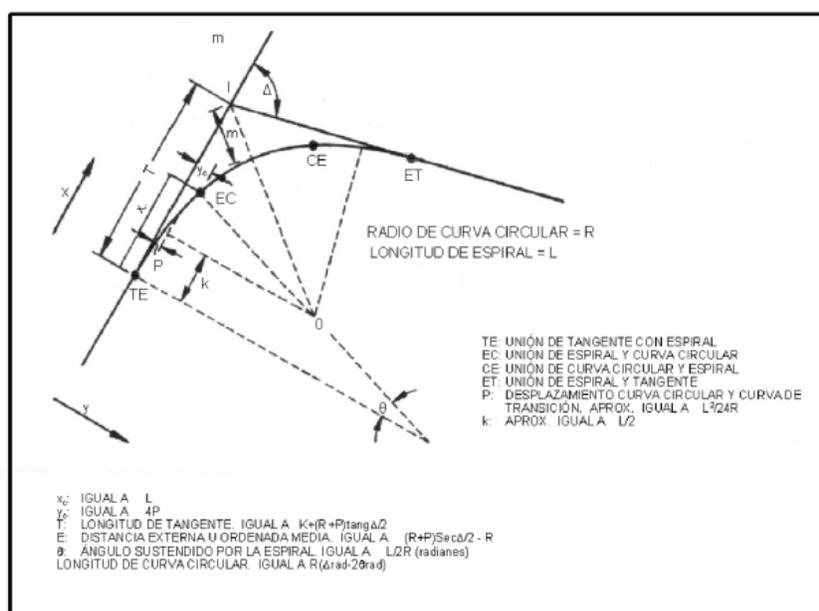
Curvas horizontales simples

Las curvas horizontales simples son las más utilizadas en el diseño de carreteras y se caracterizan por consistir en un único arco de curva con una alineación constante. Este tipo de

curva es apropiado cuando se requiere un cambio gradual en la dirección de la vía, sin la necesidad de elementos adicionales como transiciones o peraltes. El diseño adecuado de estas curvas debe garantizar que los vehículos puedan circular a la velocidad de diseño sin comprometer la seguridad de los usuarios. Factores como la longitud de la curva y el radio desempeñan un papel crucial, ya que influyen directamente en la estabilidad de los vehículos y en el confort de conducción (Brinker & Minnick, 1995).

Ilustración 13

Componentes de la curva circular y espirales



Fuente: NEIVI-12-MTOP (2013).

Sobreelevación

La sobreelevación, también conocida como peralte, es una técnica utilizada en las curvas horizontales para contrarrestar las fuerzas centrífugas que afectan a los vehículos al tomar una curva. Consiste en elevar la parte externa de la curva, de manera que la fuerza centrífuga se equilibre con la fricción lateral generada entre los neumáticos y la superficie de la vía. Esto permite que los vehículos mantengan su estabilidad al atravesar la curva, especialmente cuando

se circula a altas velocidades. El diseño de la sobrelevación debe realizarse de forma precisa, considerando tanto la velocidad de diseño como el radio de la curva, con el fin de evitar el deslizamiento o la pérdida de control (Díaz, 2018).

Factor máximo de fricción lateral y tasa de sobrelevación o peralte

El factor máximo de fricción lateral se refiere a la cantidad máxima de fricción que puede generarse entre los neumáticos de un vehículo y la superficie de la carretera. Este factor es crucial para calcular la velocidad máxima segura al transitar una curva, ya que una fricción insuficiente puede causar deslizamientos.

La tasa de sobrelevación, o peralte, es la inclinación de la vía en la curva, diseñada para reducir la dependencia de la fricción lateral. Ambos factores deben ser evaluados con precisión para asegurar que los vehículos puedan atravesar las curvas de manera segura en diferentes condiciones de tráfico y clima (Mojica, 2017).

Software de diseño vial

Civil 3D ofrece soluciones avanzadas que han transformado significativamente el diseño de infraestructura vial, permitiendo a los ingenieros crear carreteras más seguras, eficientes y sostenibles. Esta plataforma integra herramientas especializadas que facilitan la colaboración en tiempo real entre equipos multidisciplinarios, mejorando la comunicación y reduciendo los tiempos de respuesta en los proyectos.

Esta herramienta digital, también proporciona modelado tridimensional detallado de la infraestructura vial, lo que permite una visualización precisa y la identificación temprana de posibles problemas de diseño antes del inicio de las obras. Asimismo, su funcionalidad para la simulación de escenarios, junto con herramientas de análisis de tráfico y seguridad, promueve decisiones informadas y rigurosas durante todo el proceso de diseño.

Las capacidades de Civil 3D son especialmente útiles en el diseño geométrico de carreteras y autopistas, destacando en el desarrollo de alineaciones horizontales y verticales, así como en el diseño de secciones transversales. La plataforma también facilita la integración de múltiples disciplinas de ingeniería, como hidráulica y geotecnia, ofreciendo un enfoque integral en el diseño vial. Además de optimizar los procesos de diseño, Civil 3D proporciona herramientas para gestionar eficientemente la información del proyecto, garantizando una ejecución más fluida y coordinada de los proyectos viales.

Diseño de pavimento

El diseño del pavimento es fundamental para garantizar la funcionalidad, seguridad y sostenibilidad de la infraestructura vial. Este proceso integra varios factores, incluido el volumen y la naturaleza del tráfico, las condiciones climáticas, las características geotécnicas del terreno y los materiales disponibles. Un diseño adecuado permitirá que el pavimento resista las cargas aplicadas durante toda su vida operativa, evitando daños importantes y contribuyendo a la reducción de costes de mantenimiento. (AASHTO, 2018).

Pavimentos flexibles

Los pavimentos flexibles se distinguen por su capacidad para distribuir las cargas del tráfico sobre varias capas de materiales, lo que les permite adaptarse a las limitaciones sin causar daños permanentes. Este tipo de pavimento generalmente consta de una capa superior de asfalto, que actúa como superficie de conducción, acompañada de capas subyacentes de agregados que proporcionan soporte estructural además de la resistencia adecuada. La principal ventaja de los pavimentos flexibles radica en su capacidad para absorber cargas aplicadas, dándoles así una mejor adaptación a las condiciones del tráfico, así como a las variaciones térmicas del ambiente (AASHTO, 2017).

Características y componentes clave de los pavimentos flexibles

Los pavimentos flexibles se componen de tres capas principales: la capa de rodadura, la capa base y la capa subbase. La capa de rodadura, que constituye la parte superior, es de asfalto, mientras que las capas de base y subbase se elaboran con agregados de alta resistencia, como grava o materiales estabilizados. Estas diferentes capas trabajan en conjunto para distribuir eficazmente las cargas del tráfico, evitando al mismo tiempo deformaciones y grietas.

El diseño de pavimentos flexibles también debe tomar en consideración la resistencia a la fatiga, así como la capacidad de absorción de agua, siendo estos elementos esenciales para asegurar su durabilidad a largo plazo bajo variadas condiciones climáticas y de tráfico (AASHTO, 2019).

Metodología

El proyecto de diseño vial para la derivación de la carretera El Pelado en el kilómetro 2,25 hacia la Calle El Oro, ubicado en el Cantón Playas, constituye una iniciativa estratégica orientada al mejoramiento de la conectividad y el acceso a servicios esenciales para los residentes y visitantes de la región. Este proyecto no solo responde a las necesidades actuales de infraestructura vial, sino que también se adelanta a las demandas futuras derivadas del crecimiento urbano y turístico planificado en la zona.

En este contexto la implementación de esta infraestructura vial, va a ser diseñada con una carpeta asfáltica de alta calidad, facilitará el tránsito fluido y seguro entre las nuevas zonas residenciales y los centros de atracción turística, favoreciendo la integración de la comunidad y potenciando el atractivo del Cantón Playas como destino de inversión y recreación.

Desde el punto de vista técnico, el proyecto incorpora un análisis exhaustivo de las condiciones topográficas, geotécnicas y de tráfico existentes. Este análisis permite determinar las especificaciones necesarias para garantizar la estabilidad estructural de la vía, la capacidad de carga vehicular y la resistencia a los factores climáticos y geológicos. Por todo lo mencionado anteriormente desarrollamos la siguiente estrategia de trabajo.

Topografía

Reconocimiento de Campo

El levantamiento topográfico se inició mediante una inspección visual a pie, con el propósito de identificar las características físicas del terreno. Este proceso permitió evaluar aspectos como pendientes, depresiones, obstáculos, vegetación y estructuras existentes que podrían influir en el desarrollo de la actividad.

Durante la inspección, se constató la ausencia de estructuras, tales como edificaciones o viviendas, así como de vegetación densa, incluyendo árboles, que faciliten el acceso del personal topográfico para la recolección de datos.

Se identificó que el trayecto presentaba una pendiente ascendente desde el punto de inicio hasta alcanzar un punto elevado a unos 336 m de longitud, seguido por un descenso hacia el tramo final, ubicado en la calle El Oro.

También se constató la existencia de postes de alumbrado público dispuestos a ambos lados de la vía, así como la presencia de depresiones superficiales en los márgenes del recorrido. Estas depresiones fueron identificadas de manera inmediata para que los cadeneros prestaran especial atención, asegurando así la precisión en la recolección de datos y evitando omisiones durante el levantamiento.

Se pudo constatar que las condiciones meteorológicas incluyeron una alta radiación solar, lo que generó un fenómeno óptico conocido como miraje o espejismo. Este fenómeno es causado por el calentamiento desigual del aire cercano al suelo, el cual produce un gradiente térmico que genera la refracción y distorsión de la luz.

Levantamiento Topográfico

Se llevó a cabo el levantamiento topográfico del tramo comprendido entre el km 2,25 de la vía El Pelado y la calle El Oro, con el objetivo de medir elevaciones y obtener las características detalladas del terreno, lo que permitió generar un perfil preciso del área de trabajo.

Para la recolección de datos, se utilizó una estación total, lo que facilitó mediciones exactas del terreno. El levantamiento se inició desde un punto cercano a la calle El Oro; sin embargo, el reflejo del suelo interfería con la precisión de las mediciones. Debido a esta dificultad, se optó por realizar tres cambios de estación en total, minimizando el riesgo de errores. Se realizaron secciones transversales cada 20 metros a lo largo del recorrido. El ancho de las franjas de medición se estableció en 40 metros a cada lado desde el eje de la vía, lo que permitió obtener un plano detallado y completo del área.

Adicionalmente, se empleó un sistema de posicionamiento global (GPS) para georreferenciar los datos, asegurando su correcta ubicación en el espacio. Este levantamiento topográfico proporcionó una representación precisa de la vía, lo que resultó fundamental para la correcta elaboración del diseño vial.

Trabajo de Gabinete

Los datos recopilados durante el levantamiento topográfico fueron procesados para corregir cualquier error de medición y convertir las lecturas a un formato adecuado para su uso

en el diseño vial. Este proceso incluyó la conversión de coordenadas y la eliminación de datos atípicos, lo que aseguró la calidad y fiabilidad de la información.

Se realizó un análisis detallado de la topografía del terreno, identificando características clave como pendientes, elevaciones y depresiones. Este análisis resultó fundamental para comprender cómo el terreno afectaría el diseño de la vía de derivación, permitiendo tomar decisiones informadas sobre el trazado y las posibles modificaciones necesarias.

Con la información recopilada, se elaboraron planos topográficos que representaban gráficamente la configuración del terreno. Estos planos incluían curvas de nivel, puntos de elevación y otros elementos relevantes, proporcionando una visión clara de las características del área y facilitando la planificación del diseño vial.

Los datos topográficos fueron integrados con otros estudios complementarios, como el análisis de tráfico y el estudio de suelos. Esta integración permitió realizar una evaluación más exhaustiva de las condiciones del sitio, lo que resultó en un enfoque más preciso para el diseño de la infraestructura vial.

Con la información topográfica y los resultados de los estudios adicionales, se procedió a desarrollar el diseño geométrico de la vía de derivación utilizando el software Civil 3D. Este programa permitió la creación de alineaciones horizontales y verticales, el diseño de pendientes y la geometría de la sección transversal de la carretera, garantizando que el diseño cumpliera con los estándares de seguridad, funcionalidad y accesibilidad, en beneficio de los usuarios de la vía. Los resultados de este diseño se pueden observar en las ilustraciones 67-68.

Estudio de Trafico

El conteo vehicular es el proceso mediante el cual se registra el número de vehículos que circulan por un punto específico en una carretera durante un período determinado. Este

procedimiento puede llevarse a cabo de forma manual, mediante observadores que anotan el paso de los vehículos, o de manera automatizada, utilizando tecnologías como sensores, cámaras o sistemas de pesaje en movimiento.

En el presente estudio, el conteo vehicular se realizó de manera manual durante el período comprendido entre el lunes 11 de noviembre de 2024 y el domingo 17 de noviembre de 2024. La toma de datos se efectuó en un horario continuo de 9:00 a 17:00, contabilizando un total de 8 horas diarias de observación.

Al finalizar el proceso de conteo, se determinó que la vía en estudio presentaba un flujo vehicular compuesto principalmente por automóviles, camionetas, motocicletas y camiones de dos ejes (2D). Los resultados específicos obtenidos se presentan en la siguiente Tabla.

Tabla 7

Conteo Vehicular

Conteo Vehicular							
Tipo de Vehículos	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Autos	100	85	66	75	90	115	105
Camionetas	50	45	68	73	79	86	92
Camiones 2DA	6	12	6	6	5	15	10
Motos	205	100	150	170	185	200	178
Total, de Vehículos	361	242	290	324	359	416	385

Fuente: El autor

Factor de Estacionalidad Mensual

El factor de estabilidad mensual fue determinado en función del período en el que se efectuó el conteo vehicular, específicamente durante el mes de noviembre de 2024. Este valor se obtuvo a partir de la Tabla 2 - Factor de Estacionalidad Mensual, en la cual se presentan los coeficientes ajustados según las variaciones estacionales del tráfico. Para el mes de noviembre, el factor registrado fue de 0,953, lo que refleja un ligero descenso en el volumen de tránsito en comparación con otros meses del año.

Tabla 8*Factor de Estacionalidad Mensual*

FACTOR DE ESTACIONALIDAD MENSUAL	
MES	FACTOR
ENERO	1,07
FEBRERO	1.132
MARZO	1.085
ABRIL	1.093
MAYO	1.012
JUNIO	1.034
JULIO	1.982
AGOSTO	0,974
SEPTIEMBRE	0,923
OCTUBRE	0,931
NOVIEMBRE	0,953
DICIEMBRE	0,878

Fuente: NEVI-12-MTOP (2013)

Factor de Transito Promedio Semanal

Para evaluar el flujo vehicular en el tramo de estudio, se realizó un conteo manual de vehículos durante un período continuo de 7 días, comprendido entre el lunes 11 de noviembre y el domingo 17 de noviembre de 2024. El horario de observación se estableció desde las 9:00 hasta las 17:00 horas, cubriendo un total de 8 horas diarias de medición.

La recopilación de datos permitió determinar el Tránsito Promedio Diario Semanal (T.P.D.S.), el cual se calculó mediante la siguiente fórmula:

$$T.P.D.S = \frac{Vehiculos\ Totales}{Numero\ de\ dias}$$

Donde:

- Vehículos Totales: Representó el número total de vehículos registrados durante los 7 días.
- Número de Días: Corresponde a la cantidad de días en los que se efectuó el conteo.

Con base en los datos recopilados y presentados en la Tabla 3 - Tránsito Promedio Diario Semanal, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 9

Transito Promedio Diario Semanal

Transito Promedio Semanal	
Vehículos Totales	2377
Número de Días	7
T. P.D.S	339.6

Fuente: Elaboración Propia

El valor calculado para el T.P.D.S. fue de 339.6 vehículos por día, lo que representó el promedio diario de tránsito vehicular observado durante la semana del estudio.

Factor de Ajuste Diario

Para calcular el factor de ajuste diario (FD) se realizó un análisis detallado del flujo vehicular registrado durante el período de conteo. Este proceso permitió determinar las variaciones en el tránsito diario y ajustar los datos obtenidos para su uso en el diseño vial.

Se recopiló información sobre el número total de vehículos que transitaron por el tramo de estudio durante siete días consecutivos. Luego, se calculó el Tránsito Promedio Diario Semanal (T.P.D.S.) dividiendo el total de vehículos registrados entre el número de días de conteo, según lo especificado en la tabla anterior.

Con base en el T.P.D.S., se procedió a calcular el factor de ajuste diario (FS) para cada día de la semana. Este factor se obtuvo dividiendo el número de vehículos observados diariamente entre el T.P.D.S., permitiendo identificar los días con mayor o menor volumen de tráfico en comparación con el promedio semanal.

La tabla presentada a continuación resume los resultados obtenidos:

Tabla 10

Factor de Ajuste Diario

Factor de Ajuste Diario							
	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Vehículos Totales	361	242	290	324	359	416	385
T.P.D.S Total	339.6	339.6	339.6	339.6	339.6	339.6	339.6
Fd (diario)	0.94	1.40	1.17	1.05	0.95	0.82	0.88
Fd (promedio)				1.03			

Fuente: Elaboración Propia

El factor de ajuste promedio (Fd Promedio) se calculó promediando los factores diarios obtenidos. Este valor permitió homogenizar las variaciones del tráfico durante la semana y ajustar los datos recopilados para su uso en el análisis de tránsito y el diseño geométrico de la vía.

Cálculo de Trafico Promedio Diario Anual

Para determinar el Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA), se considerando los factores de ajuste correspondientes y aplicando fórmulas estadísticas para asegurar la precisión de los resultados.

Se obtuvo el Tránsito Promedio Diario Semanal (TPDS) a partir de los datos recopilados durante el conteo vehicular realizado en el período de estudio. El TPDS se calculó dividiendo el

número total de vehículos registrados entre el número de días observados, obteniendo un valor de 339.6 vehículos por día.

Se aplicó el Factor de Estacionalidad Mensual (F_m) correspondiente al mes en el que se efectuó el conteo, el cual fue 0.953. Este factor permitió ajustar los datos para reflejar las variaciones estacionales en el flujo de tránsito.

También se consideró el Factor de Ajuste Diario (F_d), calculado previamente como 1.03, para corregir las fluctuaciones diarias en el tráfico.

El valor del TPDA obtenido representó el promedio diario de vehículos ajustado a las condiciones estacionales y diarias del año. Este resultado fue empleado como base para el diseño vial, garantizando que las proyecciones de tránsito fueran precisas y confiables para las necesidades de la infraestructura en estudio.

La siguiente tabla resume los datos utilizados en el cálculo:

Tabla 11

Trafico Promedio Diario Anual

Trafico Promedio Diario Anual	
T. P.D.S	339.6
F_m	0.953
F_d	1.03
T. P.D.A	333

Fuente: Elaboración Propia

Trafico Generado

Para determinar el Tráfico Generado (TG) en la vía de estudio, se llevó a cabo un análisis detallado utilizando datos del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) desglosado por tipo de vehículo. El proceso se desarrolló de la siguiente manera:

Se clasificó el tráfico según el tipo de vehículo, obteniendo los valores individuales de TPDA para autos, camionetas, camiones de segunda categoría y motos. Estos valores fueron registrados como:

Autos: 89.2 vehículos/día

Camionetas: 69.1 vehículos/día

Camiones 2DA: 8.4 vehículos/día

Motos: 166.6 vehículos/día

Luego, se consideró un rango de crecimiento del 25% para estimar el incremento futuro del tránsito. Este porcentaje fue seleccionado en base a proyecciones de crecimiento poblacional y económico en la zona de estudio.

El tráfico generado para cada categoría vehicular se determinó aplicando la siguiente fórmula:

$$TG = TPDA * RANGO (25\%)$$

Donde:

TG: Tráfico Generado (vehículos/día)

TPDA: Tránsito Promedio Diario Anual (vehículos/día)

Rango: Proyección de crecimiento expresada como porcentaje (25% = 0.25)

Tabla 12*Trafico Generado*

Trafico Generado			
	T.P.D.A (Individual por Vehículo)	Rango 25 (%)	Tg
Autos	89.2	0.25	22.30
Camionetas	69.1	0.25	17.28
Camiones 2 DA	8.4	0.25	2.10
Motos	166.6	0.25	41.65

Fuente: Elaboración Propia

La Siguiente tabla presenta un resumen de la cantidad de T asignado a diferentes tipos de vehículos. Estos tipos son:

Tabla 13

T. Asignado

T. Asignado		
Livianos	Buses	Camiones
406.13	0.00	10.51

Fuente: Elaboración Propia

Trafico Proyectado

Las tasas de crecimiento son coeficientes porcentuales que representan la variación esperada en el volumen de tránsito vehicular durante un período de tiempo específico. Estos valores se obtienen a partir de estudios históricos del comportamiento del tráfico, tendencias socioeconómicas, crecimiento poblacional y desarrollo urbanístico en la zona de influencia del proyecto.

Para estimar el crecimiento proyectado del tránsito vehicular en la vía, se llevó a cabo un análisis basado en las tasas de crecimiento anual promedio obtenidas de fuentes oficiales (NEVI-12-MTOP, 2013). Estas tasas permitieron establecer un modelo de proyección del tráfico para diferentes períodos y categorías vehiculares, proporcionando información esencial para el diseño vial.

El procedimiento incluyó la identificación de tres tipos principales de vehículos: livianos, autobuses y camiones. Posteriormente, se consideraron tres intervalos de tiempo: 2010-2020, 2020-2030 y 2030-2040, donde se analizaron las tendencias de crecimiento correspondientes.

Los datos revelaron que:

Los vehículos livianos presentaron las tasas de crecimiento más altas, reflejando una expansión sostenida debido al crecimiento poblacional y económico.

Los autobuses mostraron incrementos más moderados, posiblemente asociados a la estabilidad del transporte público.

Los camiones indicaron un crecimiento intermedio, relacionado con el desarrollo comercial e industrial.

La siguiente tabla resume las tasas de crecimiento utilizadas para cada categoría de vehículo y período de análisis:

Tabla 14

Tasas de Crecimiento

Tasas de Crecimiento			
Años	Livianos	Buses	Camiones
2010-2020	3,75	1,99	2,24
2020-2030	3,37	1,80	2,02
2030-2040	3,06	1,63	1,84

Fuente: NEVI-12-MTOP (2013).

Se realizó un análisis proyectado del tránsito vehicular para estimar la demanda futura en la vía de estudio, considerando un horizonte de 20 años, dividido en dos períodos: 2024-2030 y 2031-2044.

En el primer intervalo, comprendido entre en año 2024 y 2030, se emplearon tasas de crecimiento de 3,37% para vehículos livianos, 1,80% para autobuses y 2,02% para camiones.

En el segundo intervalo, entre el año 2031 y 2044, se utilizaron tasas de crecimiento ajustadas, considerando una disminución en el ritmo de expansión debido a factores como la estabilización demográfica y económica. Las tasas aplicadas fueron de 3,06% para vehículos livianos, 1,63% para autobuses y 1,84% para camiones. Con base en estas tasas, se proyectó un incremento continuo del tráfico, alcanzando valores de 1028 vehículos livianos y 16 camiones para el año 2044.

Tabla 15

Proyección de Trafico Futuro

Proyección de Tráfico Futuro					
Año	N	Livianos	Buses	Camiones	Total
		3.37%	1.80%	2.02%	
2024	0	406	0	11	417
2025	1	420	0	11	431
2026	2	434	0	11	445
2027	3	449	0	11	460
2028	4	464	0	11	475

Año	N	Livianos	Buses	Camiones	Total
		3.06%	1.63%	1.84%	
2029	5	479	0	12	491
2030	6	495	0	12	507
2031	7	502	0	12	514
2032	8	517	0	12	529
2033	9	533	0	12	545
2034	10	549	0	13	562
2035	11	566	0	13	579
2036	12	583	0	13	596
2037	13	601	0	13	614
2038	14	619	0	14	633
2039	15	638	0	14	652
2040	16	658	0	14	672
2041	17	678	0	14	692
2042	18	699	0	15	714
2043	19	720	0	15	735
2044	20	742	0	15	757

Fuente: Elaboración Propia

Clasificación Actual de la Vía

Con el propósito de definir la clasificación funcional de la vía, se emplearon los criterios establecidos en el Manual de Diseño Geométrico del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO). Estos parámetros proporcionarán las bases técnicas necesarias para evaluar las características operativas y estructurales de la vía, asegurando su adecuada categorización dentro del sistema vial.

Ilustración 14

Valores de Diseño Recomendados para Carreteras de dos Carriles y Caminos Vecinales de Construcción.

NORMAS	CLASE I 3 000 - 8 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE II 1 000 - 3 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE III 300 - 1 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE IV 100 - 300 TPDA ⁽¹⁾						CLASE V MENOS DE 100 TPDA ⁽¹⁾							
	RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA				
	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O
Velocidad de diseño (K.P.H.)	110	100	80	100	80	60	100	90	70	90	80	50	90	80	60	80	60	40	80	60	50	60	35	25 ⁽²⁾	60	50	40	50	35	25 ⁽²⁾		
Radio mínimo de curvas horizontales (m)	430	350	210	350	210	110	350	275	160	275	210	75	275	210	110	210	110	42	210	110	75	110	30	20	110	75	42	75	30	20 ⁽²⁾		
Distancia de visibilidad para parada (m)	180	160	110	160	110	70	160	135	90	135	110	55	135	110	70	110	70	40	110	70	55	70	35	25	70	55	40	55	35	25		
Distancia de visibilidad para rebasamiento (m)	830	690	565	690	565	415	690	640	490	640	565	345	640	565	415	565	415	270	480	290	210	290	150	110	290	210	150	210	150	110		
Peralte	MAXIMO = 10%																															
Coefficiente "K" para: ⁽³⁾	10% (Para V > 50 K.P.H.) 8% (Para V < 50 K.P.H.)																															
Curvas verticales convexas (m)	80	60	28	60	28	12	60	43	19	43	28	7	43	28	12	28	12	4	28	12	7	12	3	2	12	7	4	7	3	2		
Curvas verticales cóncavas (m)	43	38	24	38	24	13	38	31	19	31	24	10	31	24	13	24	13	6	24	13	10	13	5	3	13	10	6	10	5	3		
Gradiente longitudinal ⁽⁴⁾ máxima (%)	3	4	6	3	5	7	3	4	7	4	6	8	4	6	7	6	7	9	5	6	8	6	8	12	5	6	8	6	8	14		
Gradiente longitudinal ⁽⁴⁾ mínima (%)	0,5%																															
Ancho de pavimento (m)	7,3			7,3			7,0			6,70			6,70			6,00			6,00													
Clase de pavimento	Carpetas Asfáltica y Hormigón						Carpetas Asfáltica						Carpetas Asfáltica o D.T.S.B.						D.T.S.B., Capa Granular o Empedrado						Capa Granular o Empedrado							
Ancho de espaldones ⁽⁵⁾ estables (m)	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5	2,0	1,5	1,0	1,5	1,0	0,5	0,60 (C.V. Tipo 6 y 7)						---							
Gradiente transversal para pavimento (%)	2,0						2,0						2,0						2,0 (C.V. Tipo 6 y 7)						4,0							
Gradiente transversal para espaldones (%)	2,0 ⁽⁶⁾ - 4,0						2,0 - 4,0						2,0 - 4,0						4,0 (C.V. Tipo 5 y 6)						---							
Curva de transición	USENSE ESPIRALES CUANDO SEA NECESARIO																															
Puentes	Carga de diseño HS - 20 - 44; HS - MOP; HS - 25																															
	ANCHO DE LA CALZADA (m) SEGUN LA DIMENSION DE LA CALZADA DE LA VIA INCLUIDOS LOS ESPALDONES																															
Mínimo derecho de vía (m)	ANCHO DE ACERAS (m) ⁽⁷⁾ 0,50 m mínimo a cada lado																															
	Según el Art. 3° de la Ley de Caminos y el Art. 4° del Reglamento aplicativo de dicha Ley																															
LL = TERRENO PLANO O = TERRENO ONDULADO M = TERRENO MONTAÑOSO																																

Fuente: Manual de Diseño Geométrico del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO)

Con base en los lineamientos establecidos en el Manual de Diseño Geométrico del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), la vía analizada fue clasificada como una carretera de III orden. Esta categorización se sustentó en el Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) total proyectado, el cual alcanzó un valor de 757 vehículos/día.

La normativa técnica recomienda que, para vías de esta clasificación, se contemple una carpeta de rodadura asfáltica con un ancho total de 6.7 metros, distribuida equitativamente en

ambos sentidos de circulación. Además, señala una velocidad de diseño de 80 km/h, dándonos como resultado una velocidad de circulación de 65 km/h y una distancia de visibilidad de 127 m garantizando condiciones óptimas de operación y seguridad para los usuarios.

Estudio de Suelos

Para evaluar las condiciones geotécnicas de la vía El Pelado Km 2.25 hacia Calle El Oro, se realizaron dos calicatas, cada una con una profundidad de 1.50 metros. El procedimiento comenzó con la selección de sitios representativos del área de estudio, asegurando que fueran adecuados para proporcionar información confiable sobre el suelo. Una vez definidos los puntos de excavación, se llevó a cabo el proceso utilizando herramientas manuales, palas, barretas, picos y sacos para el almacenamiento de las muestras de suelo. Se empleó un flexómetro para verificar que la profundidad de las calicatas cumpliera con los requisitos establecidos, se sugiere utilizar guantes de protección, chalecos reflectivos y casco.

Durante la excavación, se realizó una observación detallada de la estratificación del suelo. En este caso, se identificó un único estrato en las dos calicatas estudiadas, indicando homogeneidad en el material hasta la profundidad alcanzada. Una vez completada la excavación, se recolectaron muestras de suelo.

De cada calicata se recolectaron tres sacos de muestra, con un peso aproximado de 40 kg por saco, obteniendo un total de seis sacos de suelo. Las muestras fueron etiquetadas de manera sistemática para facilitar su identificación y permitir su precisión con las ubicaciones específicas de muestras. Al finalizar la recolección, las muestras se trasladaron al laboratorio de la Universidad Politécnica Salesiana, sede Guayaquil, donde se sometieron a un análisis técnico detallado. Este análisis permitió caracterizar las propiedades del suelo y obtener información fundamental para el diseño de la infraestructura vial.

Ensayo de Muestreo de los Agregados

Al llegar al laboratorio, las muestras recolectadas fueron colocadas sobre una superficie limpia y seca para evitar cualquier tipo de contaminación. El material se mezcló de forma uniforme para garantizar que no hubiera segregación de partículas y asegurar su homogeneidad. Para esto, se utilizó un método de cuarteo, dividiendo la muestra en cuatro partes iguales. De estas cuatro partes, se eligieron dos, las cuales se mezclaron nuevamente con cuidado para mantener una distribución uniforme del material.

El procedimiento de cuarteo se repitió una vez más. Las dos partes seleccionadas previamente se dividieron nuevamente en cuatro porciones iguales, de las cuales se seleccionaron dos para obtener la muestra final. Este método permitió garantizar que las muestras utilizadas para los ensayos fueran representativas del material original, reduciendo posibles errores en los resultados.

Ilustración 15

Muestreo de Agregados de la Calicata 1 y 2



Fuente: Autores

Las muestras finales se colocaron en bandejas y se introdujeron en un horno a temperatura controlada, donde permanecieron durante un tiempo de 16 horas. Este proceso fue clave para eliminar la humedad del material, lo que permitió obtener resultados más precisos en los ensayos granulométricos que se realizaron posteriormente. Este procedimiento aseguró que las muestras estuvieran en las condiciones adecuadas para los análisis requeridos.

Ilustración 16

Muestra de Calicata 1 y 2 para Llevar a Horno



Fuente: Autores

Ensayo Granulométrico

El ensayo granulométrico, conocido también como análisis de granulometría, se realizó con el propósito de determinar la distribución de tamaños de las partículas presentes en muestras de suelo extraídas de las Calicatas 1 y 2. El procedimiento se ejecutó siguiendo los lineamientos establecidos en la norma ASTM D6913.

Se extrajeron muestras representativas de suelo de ambas calicatas, aplicando métodos de muestreo que garantizaron la homogeneidad y representatividad del material. Las masas totales registradas fueron de 2857.6 gramos para la muestra de la Calicata 1 y 4386.2 gramos para la Calicata 2. Las muestras fueron sometidas a un proceso de secado en horno, a una temperatura controlada no mayor a 60°C, con el objetivo de evitar la alteración de las características de las partículas. Antes del tamizado, se verificó que las muestras estuvieran completamente secas y se disgregaron cuidadosamente los agregados de suelo, asegurando la separación de partículas individuales sin provocar su fragmentación.

El análisis granulométrico se llevó a cabo utilizando un conjunto de tamices normalizados, conforme a la norma ASTM 6913, con aberturas de: 75 mm, 50 mm, 37.5 mm, 25 mm, 19 mm, 12.5 mm, 9.5 mm, 4.75 mm (N°4), 2.36 mm (N°8), 2 mm (N°10), 1 mm (N°12), 0.85 mm (N°20), 0.6 mm (N°30), 0.425 mm (N°40), 0.3 mm (N°50), 0.18 mm (N°80), 0.15 mm (N°100) y 0.075 mm (N°200), además de un fondo recolector para las partículas más finas. Se utilizó una tamizadora mecánica calibrada, que proporcionó un movimiento uniforme y constante durante el proceso. Las fracciones retenidas en cada tamiz fueron pesadas con una balanza de alta precisión, garantizando exactitud en las mediciones.

El procedimiento de tamizado se aplicó de manera uniforme para ambas calicatas. Los tamices se ordenaron en forma decreciente de abertura, situando el tamiz de mayor abertura en la parte superior y el fondo recolector en la base. Las muestras secas de cada calicata se depositaron cuidadosamente en el tamiz superior. El juego de tamices se colocó en la tamizadora mecánica, que fue activada durante 15 minutos por muestra, asegurando la separación completa de las partículas. Este tiempo se definió considerando que la cantidad de material que pasaba por el tamiz más fino al final del proceso era inferior al 1% de la masa total, cumpliendo con las

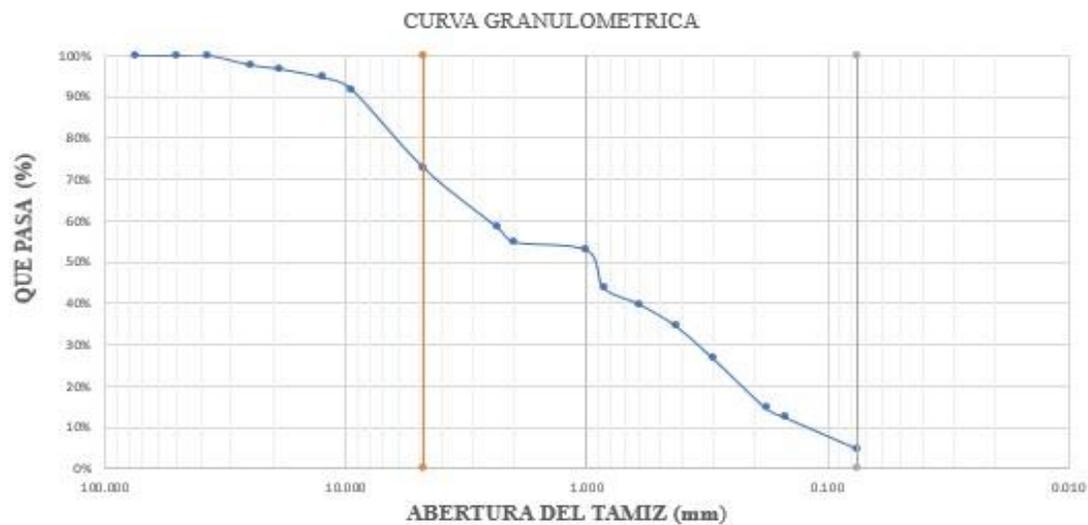
recomendaciones de la norma ASTM D6913. Al finalizar el tamizado, se retiraron cada uno de los tamices y se pesaron las fracciones retenidas, registrando los valores obtenidos con precisión.

Los datos obtenidos del pesado de cada tamiz permitieron calcular los porcentajes de material retenido en relación con la masa total de la muestra, aplicando la fórmula:

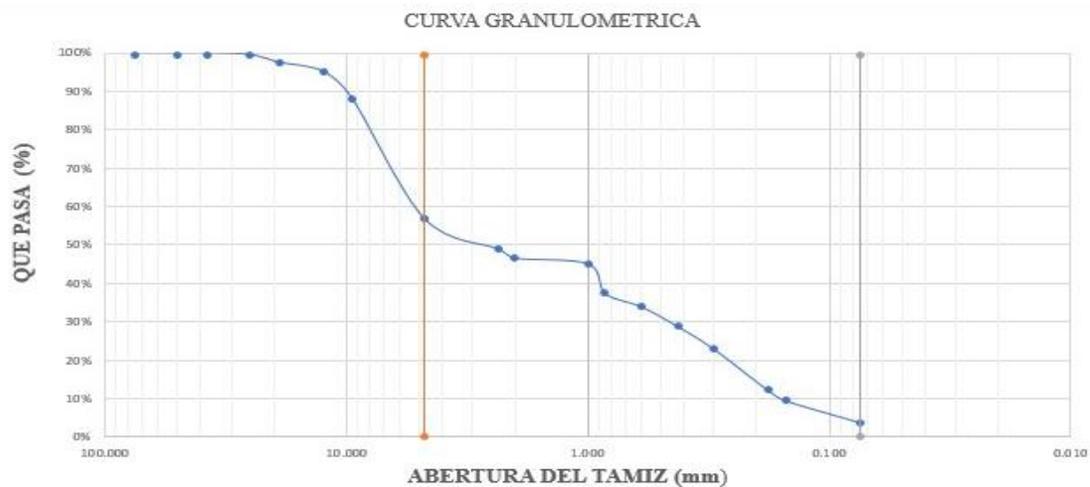
$$\text{Retenido (\%)} = (\text{Masa retenida en el tamiz} / \text{Masa total de la muestra}) \times 100.$$

A partir de estos cálculos, se determinaron los porcentajes retenidos acumulados y el porcentaje que pasa, definido como la diferencia entre 100% y el porcentaje retenido acumulado. Con estos resultados, se construyeron las curvas granulométricas correspondientes a cada calicata en gráficos semilogarítmicos (Ilustración 17 para la Calicata 1 e Ilustración 18 para la Calicata 2).

Donde el eje horizontal, con escala logarítmica, representó la abertura de los tamices en milímetros, y el eje vertical indicó el porcentaje que pasa. Los resultados del análisis granulométrico se presentaron en las Tabla 16 y 17, correspondientes a las Calicatas 1 y 2, respectivamente.

Ilustración 17*Curva Granulométrica Calicata 1*

Fuente: Autores

Ilustración 18*Curva Granulométrica Calicata 2*

Fuente: Autores

Tabla 16*Granulometría Calicata 1*

Granulometría Calicata 1							
Masa de la Muestra (g)		2857.6					
Tami z	Abertura (mm)	Retenido (g)	Retenido (%)	Retenido Acumulado (g)	Retenido Acumulado (%)	Pasa (g)	% Que pasa
3	75.000	0.00	0%	0.00	0%	2857.60	100%
2	50.000	0.00	0%	0.00	0%	2857.60	100%
1 1/2	37.500	0.00	0%	0.00	0%	2857.60	100%
1	25.000	66.40	2%	66.40	2%	2791.20	98%
3/4	19.000	27.70	1%	94.10	3%	2763.50	97%
1/2	12.500	59.10	2%	153.20	5%	2704.40	95%
3/8	9.500	81.60	3%	234.80	8%	2622.80	92%
N°4	4.750	543.60	19%	778.40	27%	2079.20	73%
N°8	2.360	407.20	14%	1185.60	41%	1672.00	59%
N°10	2.000	101.80	4%	1287.40	45%	1570.20	55%
N°12	1.000	55.80	2%	1343.20	47%	1514.40	53%

Tami z	Abertura (mm)	Retenido (g)	Retenido (%)	Retenido Acumulado (g)	Retenido Acumulado (%)	Pasa (g)	% Que pasa
N°20	0.850	260.70	9%	1603.90	56%	1253.70	44%
N°30	0.600	114.40	4%	1718.30	60%	1139.30	40%
N°40	0.425	150.90	5%	1869.20	65%	988.40	35%
N°50	0.300	219.20	8%	2088.40	73%	769.20	27%
N°80	0.180	345.80	12%	2434.20	85%	423.40	15%
N°100	0.150	63.40	2%	2497.60	87%	360.00	13%
N°200	0.075	216.90	8%	2714.50	95%	143.10	5%
Fondo	-	143.10	5%	2857.60	100%	0.00	
		2857.60	100%				

Fuente: Autores

Tabla 17*Granulometría Calicata 2*

Granulometría Calicata 2							
Masa de la Muestra (g)		4386.2					
Tami z	Abertura (mm)	Retenido (g)	Retenido (%)	Retenido Acumulado (g)	Retenido Acumulado (%)	Pasa (g)	% Que pasa
3	75.000	0.00	0%	0.00	0%	4386.20	100%
2	50.000	0.00	0%	0.00	0%	4386.20	100%
1 1/2	37.500	0.00	0%	0.00	0%	4386.20	100%
1	25.000	23.30	1%	23.30	1%	4362.90	99%
3/4	19.000	85.98	2%	109.28	2%	4276.92	98%
1/2	12.500	102.50	2%	211.78	5%	4174.42	95%
3/8	9.500	306.20	7%	517.98	12%	3868.22	88%
N°4	4.750	1375.00	31%	1892.98	43%	2493.22	57%
N°8	2.360	341.90	8%	2234.88	51%	2151.32	49%
N°10	2.000	107.10	2%	2341.98	53%	2044.22	47%
N°12	1.000	63.60	1%	2405.58	55%	1980.62	45%

Tami z	Abertura (mm)	Retenido (g)	Retenido (%)	Retenido Acumulado (g)	Retenido Acumulado (%)	Pasa (g)	% Que pasa
N°20	0.850	337.70	8%	2743.28	63%	1642.92	37%
N°30	0.600	153.60	4%	2896.88	66%	1489.32	34%
N°40	0.425	225.20	5%	3122.08	71%	1264.12	29%
N°50	0.300	261.00	6%	3383.08	77%	1003.12	23%
N°80	0.180	464.90	11%	3847.98	88%	538.22	12%
N°100	0.150	122.40	3%	3970.38	91%	415.82	9%
N°200	0.075	244.16	6%	4214.54	96%	171.66	4%
Fondo	-	171.66	4%	4386.20	100%	0.00	
		4386.20	100%				

Fuente: Autores

El análisis comparativo de los resultados reveló diferencias significativas entre ambas muestras. La Calicata 2 mostró una mayor proporción de partículas retenidas en el tamiz N°4 (4.75 mm), con un 31%, en comparación con el 19% registrado en la Calicata 1, lo que indicó una mayor presencia de partículas de arena gruesa en la Calicata 2. Asimismo, las curvas granulométricas evidenciaron que la Calicata 2 presentó una pendiente más gradual en el rango intermedio (entre 10 mm y 1 mm), lo que reflejó una distribución de tamaños más uniforme en comparación con la Calicata 1, cuya pendiente mostró transiciones más abruptas en ese mismo rango.

Los resultados obtenidos a partir de las Tablas 10 y 11, junto con el análisis visual de las curvas granulométricas, permitieron concluir que las muestras de suelo provenientes de la Calicata 2 tienen una mayor proporción de partículas de mayor tamaño (arena gruesa), mientras que la Calicata 1 presentó una distribución más abrupta hacia tamaños más finos.

Ensayo Límites de Atterberg

El ensayo de Límites de Atterberg se llevó a cabo siguiendo los procedimientos estandarizados descritos en la norma ASTM D4318 para determinar los límites de consistencia de suelos finos. Estos límites definieron los rangos de contenido de humedad en los que el suelo exhibió diferentes comportamientos: líquido, plástico, semisólido y sólido. Los límites principales determinados fueron el Límite Líquido (LL), el Límite Plástico (LP) y el Índice de Plasticidad (IP).

Para cada calicata, se obtuvo una muestra representativa del suelo. Cada muestra se secó un horno a baja temperatura (no superior a 60°C) para evitar la alteración de sus propiedades. Posteriormente, la muestra seca se pulverizó cuidadosamente hasta que pasó completamente por el tamiz N° 40 (0.425 mm). Este proceso aseguró que el ensayo se realizara con la fracción fina del suelo, que es la que principalmente influye en la plasticidad.

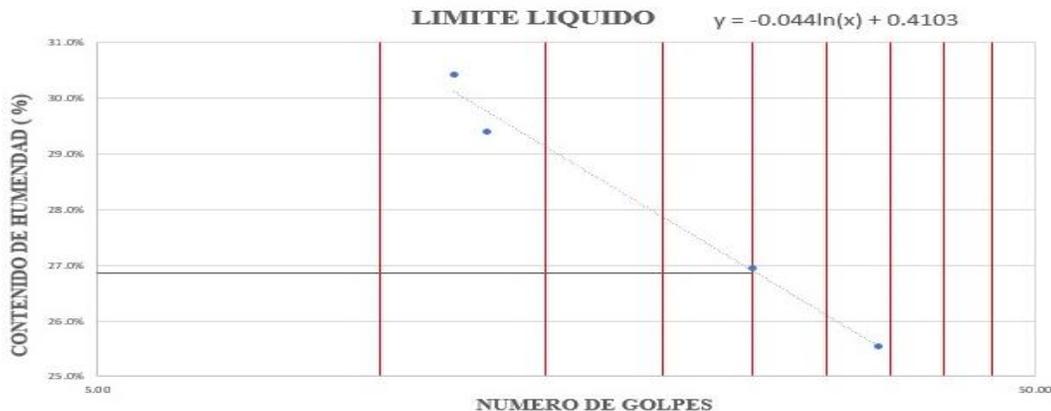
Para la determinación del LL de cada calicata, se mezcló una porción de la muestra pulverizada con agua destilada hasta obtener una pasta homogénea con una consistencia que requiriera entre 15 y 35 golpes para cerrar la ranura en la cuchara de Casagrande. Se colocó la pasta en la cuchara, asegurándose de que no hubiera burbujas de aire, y se niveló la superficie. Se realizó una ranura con el ranurador estándar. Se giró la manivela a una velocidad constante de aproximadamente 2 golpes por segundo, contando el número de golpes necesarios para que la ranura se cerrara en 13 mm (1/2 pulgada). Inmediatamente después del cierre, se tomó una

muestra de suelo cerca de la zona de cierre para determinar su contenido de humedad mediante secado en horno. Este procedimiento se repitió al menos cuatro veces, variando el contenido de humedad.

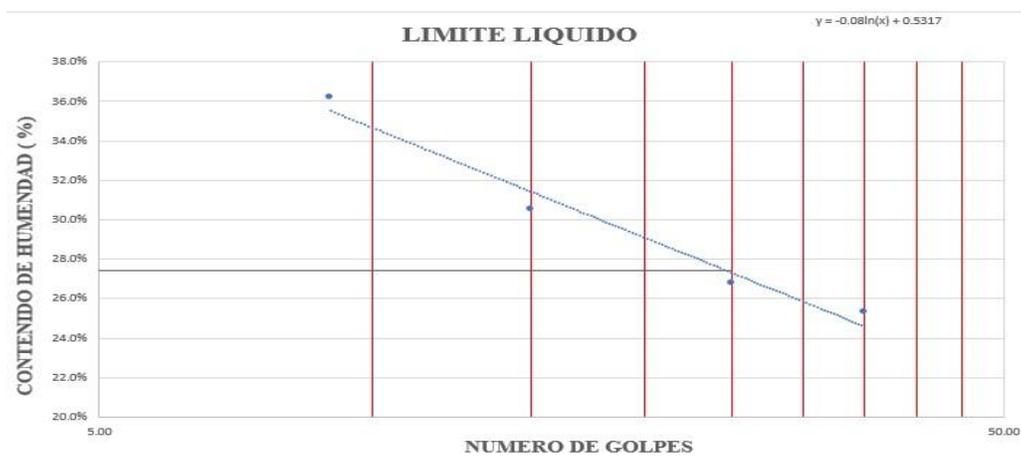
Una vez obtenidos los datos, se graficó el contenido de humedad (%) contra el número de golpes (en escala logarítmica) en un gráfico semilogarítmico. Se trazó una línea de mejor ajuste a través de los puntos graficados. El LL se definió como el contenido de humedad correspondiente a 25 golpes en esta línea, utilizando la ecuación de la recta para mayor precisión. Para la Calicata 1, se obtuvo un LL de aproximadamente 26.87% (ecuación: $y = -0.044\ln(x) + 0.4103$). Para la Calicata 2, se obtuvo un LL de aproximadamente 27.42% (ecuación: $y = -0.08\ln(x) + 0.5317$).

Tabla 18

Limite Liquido Calicata 1



Fuente: Autores

Tabla 19*Limite Liquido Calicata 2*

Fuente: Autores

Para la determinación del LP de cada calicata, se tomó una porción de la pasta utilizada en el ensayo de LL y se amasó con la mano hasta formar una bolita. Se enrolló la bolita sobre una superficie lisa hasta que se agrietó y desmoronó al alcanzar un diámetro de aproximadamente 3 mm (1/8 de pulgada). Se determinó el contenido de humedad de los fragmentos mediante secado en horno. Este procedimiento se repitió al menos tres veces. El LP se calculó como el promedio de los contenidos de humedad obtenidos. Para la Calicata 1, se obtuvo un LP de aproximadamente 18.14%. Para la Calicata 2, se obtuvo un LP de aproximadamente 21.67%.

El IP se calculó restando el LP del LL: $IP = LL - LP$. Para la Calicata 1, el IP calculado fue de $26.87\% - 18.14\% = 8.73\%$. Para la Calicata 2, el IP calculado fue de $27.42\% - 21.67\% = 5.75\%$.

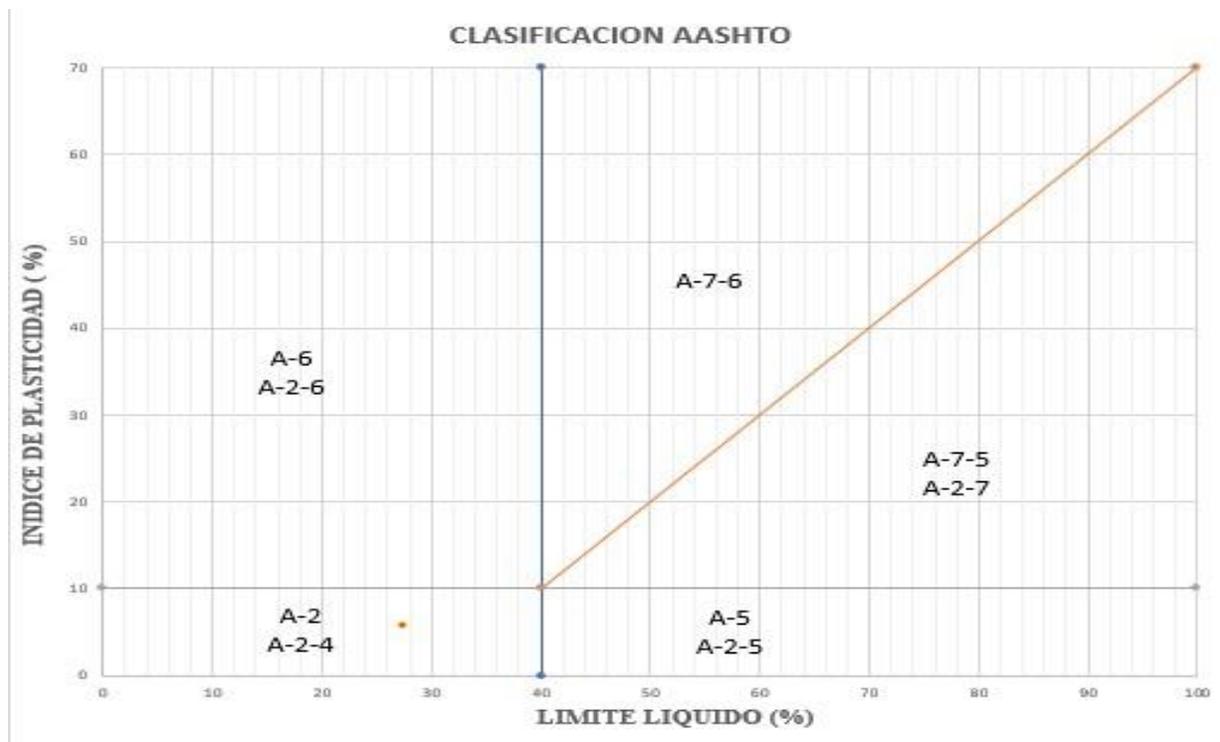
Clasificación de Suelo

La clasificación de los suelos de las Calicatas 1 y 2 se realizó utilizando dos sistemas de clasificación ampliamente reconocidos en ingeniería civil como el sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y el sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Ambos sistemas se basaron en la granulometría del suelo y sus límites de Atterberg (Límite Líquido y Límite Plástico).

La clasificación AASHTO se realizó utilizando la carta de plasticidad AASHTO, que relaciona el LL y el IP. Se ubicó el punto correspondiente a cada calicata en la gráfica para determinar el grupo al que pertenece. Ambas calicatas, tanto la 1 como la 2, se clasificaron como A-2-4.

Tabla 20

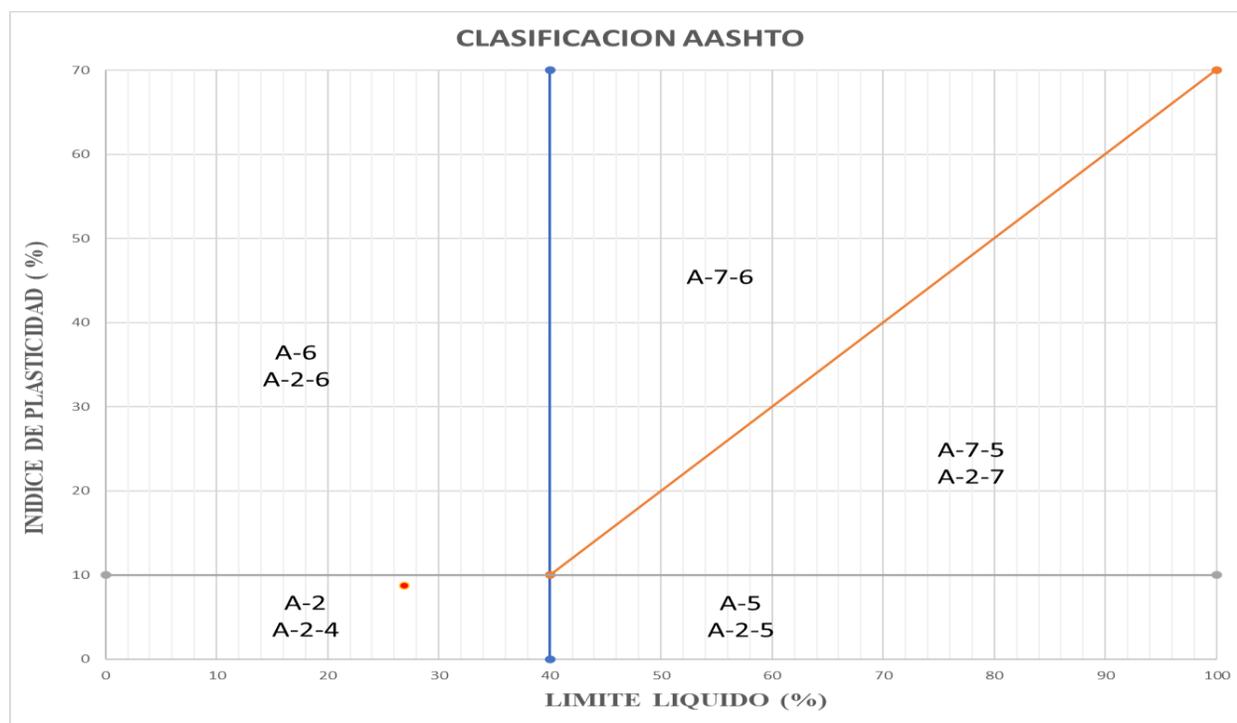
Clasificación de Suelo Método AASHTO Calicata 1



Fuente: Autores

Tabla 21

Clasificación de Suelo Método AASHTO Calicata 2



Fuente: Autores

El sistema AASHTO clasifica los suelos en siete grupos principales (A-1 a A-7), con varios subgrupos. La clasificación se basa principalmente en la cantidad de material que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm), el Límite Líquido (LL) y el Índice de Plasticidad (IP).

Clasificación A-2 corresponde a materiales granulares que contienen no más del 35% de partículas que pasan el tamiz N° 200. Se subdivide en cuatro subgrupos (A-2-4, A-2-5, A-2-6 y A-2-7) según el LL y el IP.

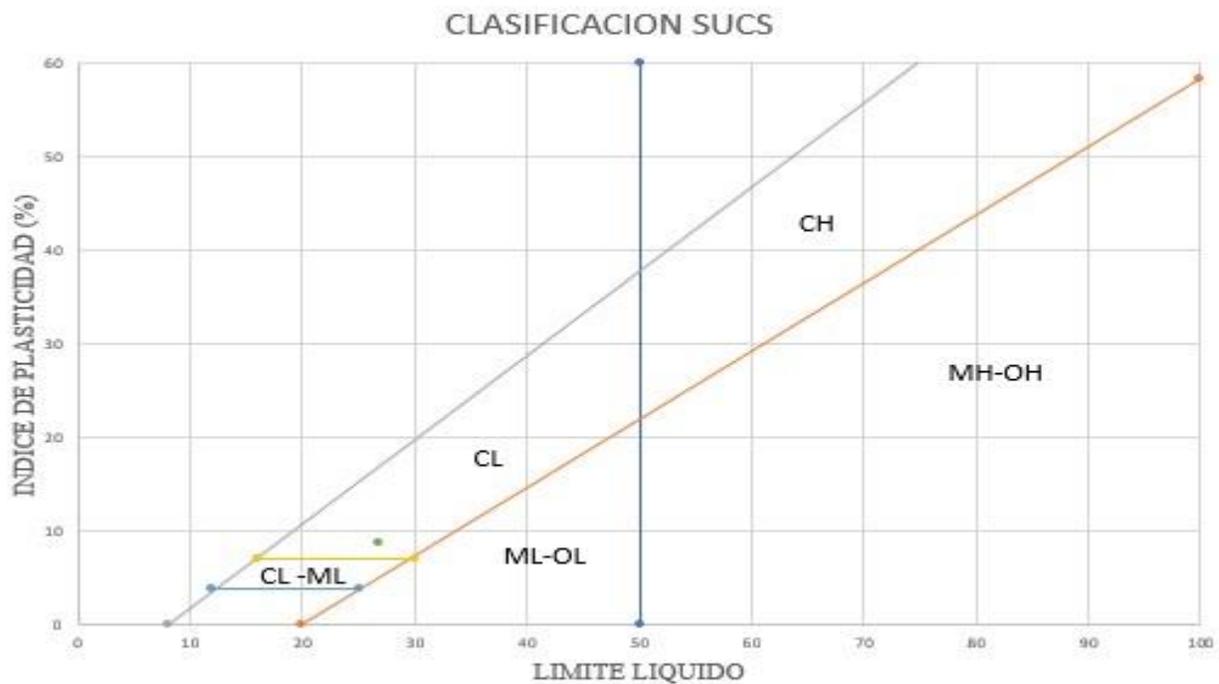
Clasificación A-2-4 indica un material granular con finos limosos. Específicamente, los suelos A-2-4 tienen un IP de 10 o menos y un LL de 40 o menos. Generalmente, son buenos materiales de subrasante y pueden requerir alguna mejora en su compactación o drenaje en

condiciones desfavorables. La presencia de finos limosos les confiere cierta plasticidad, pero en menor grado que los suelos arcillosos (A-6 y A-7).

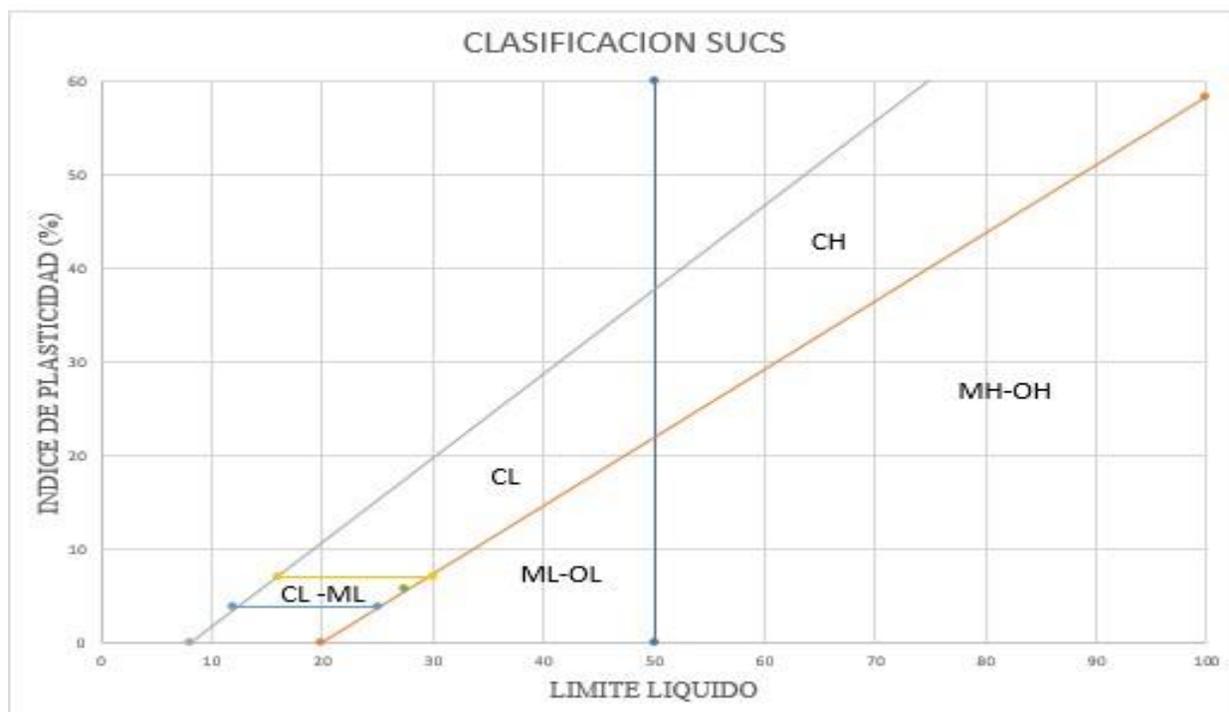
La clasificación SUCS se realizó utilizando la carta de plasticidad del SUCS, que también relaciona el LL y el IP. Se ubicó el punto correspondiente a cada calicata en la gráfica para determinar el grupo al que pertenece. Ambas calicatas, tanto la 1 como la 2, se clasificaron como CL-ML.

Tabla 22

Clasificación de Suelo Método SUCS Calicata 1



Fuente: Autores

Tabla 23*Clasificación de Suelo Método SUCS Calicata 2*

Fuente: Autores

El sistema SUCS clasifica los suelos en grupos principales utilizando símbolos de letras: G (Grava), S (Arena), M (Limo), C (Arcilla) y O (Orgánico). Se utiliza la carta de plasticidad para clasificar los suelos finos (aquellos con más del 50% que pasa el tamiz N° 200).

Clasificación CL-ML obtenida para ambas calicatas, indica un suelo que presenta características tanto de arcilla de baja plasticidad (CL) como de limo de baja plasticidad (ML).

CL (Arcilla de baja plasticidad) son arcillas inorgánicas con plasticidad baja a media. Tienen un LL menor a 50 y un IP que se ubica por encima de la línea "A" en la carta de plasticidad.

ML (Limo de baja plasticidad) son limos inorgánicos o arenas muy finas con plasticidad ligera o nula. Tienen un LL menor a 50 y un IP que se ubica por debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad.

La designación combinada CL-ML se utiliza cuando el suelo presenta características intermedias entre CL y ML, es decir, cuando el IP se encuentra cerca de la línea "A" y generalmente entre 4 y 7. Esto indica que el suelo tiene una fracción limosa significativa y una plasticidad baja, comportándose de manera intermedia entre un limo y una arcilla.

Ensayo Proctor

El ensayo Proctor Modificado, regido por la norma ASTM D-1557, es un procedimiento estándar de laboratorio utilizado en ingeniería geotécnica para determinar la relación entre el contenido de humedad de un suelo y su densidad seca máxima (γ_d máx) bajo una energía de compactación específica. Este ensayo simula las condiciones de compactación que se producen en campo, lo que permite optimizar el proceso constructivo en obras como terraplenes, rellenos compactados y bases de pavimentos. El proceso comienza con la obtención de una muestra representativa del suelo a estudiar, en este caso, de las calicatas 1 y 2. Se asume que las muestras fueron preparadas según el procedimiento estándar, que incluye el secado al aire o en horno a baja temperatura (si fuese necesario para reducir la humedad inicial), la disgregación de los agregados de suelo y el tamizado a través de un tamiz N° 4 (4.75 mm) para remover partículas de mayor tamaño.

Una vez preparada la muestra, se procede a la preparación de al menos cinco porciones de suelo para cada calicata, cada una con un contenido de humedad diferente. Este paso es esencial para obtener la curva de compactación y, aunque no se detalla en las imágenes proporcionadas, se asume que se realizó correctamente. El rango de humedades debe ser lo suficientemente amplio para asegurar la correcta identificación del contenido de humedad óptimo (w ópt). Para cada porción de suelo preparada, se ejecuta el proceso de compactación dentro de un molde Proctor cilíndrico con una base, pero sin el collar de extensión. Se pesa el

molde vacío con su base, registrando este valor como "Peso del molde". Posteriormente, se introduce el suelo dentro del molde en cinco capas de igual espesor. Cada capa es sometida a la acción de un pisón que pesa 4.54 kg (10 lb) y se deja caer desde una altura constante de 457 mm (18 pulgadas), aplicando 25 golpes distribuidos uniformemente sobre la superficie de la capa. Este procedimiento se repite para cada una de las cinco capas. Una vez compactadas todas las capas, se retira el collar de extensión y se enrasa cuidadosamente la superficie del suelo compactado, eliminando cualquier material suelto o sobresaliente. Se pesa nuevamente el molde con el suelo compactado en su interior, registrando este valor como "Peso de muestra húmeda + molde".

Con los datos de "Peso de muestra húmeda + molde" y "Peso del molde", se calcula la densidad húmeda (ρ_h) para cada ensayo, dividiendo el peso del suelo compactado entre el volumen del molde. El volumen del molde fue constante para ambas calicatas, con valores de 949.75 cm³ para la calicata 1 y 948.72 cm³ para la calicata 2. La fórmula aplicada es: $\rho_h = (\text{Peso de muestra húmeda + molde} - \text{Peso del molde}) / \text{Volumen del molde}$. Los valores resultantes de ρ_h se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 24*Calicata 1*

Ensayo	Densidad Húmeda (gr/cm ³)
1	2.004
2	2.136
3	2.173
4	2.206
5	2.137

Fuente: Autores

Tabla 25*Calicata 2*

Ensayo	Densidad Húmeda (gr/cm ³)
1	1.969
2	2.058
3	2.146
4	2.163
5	2.158

Fuente: Autores

Para la determinación del contenido de humedad (w), se extrae una porción representativa del centro del suelo compactado en cada ensayo. Se pesa una cápsula o tara vacía ("Peso de la tara"). Luego, se introduce la muestra húmeda en la tara y se pesa el conjunto ("Peso muestra húmeda + tara"). La muestra se introduce en un horno a una temperatura de $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$ hasta alcanzar un peso constante. Una vez seca y enfriada a temperatura ambiente, se pesa nuevamente la tara con la muestra seca ("Peso muestra seca + tara"). El contenido de humedad (w) se calcula utilizando la siguiente fórmula, que se confirmó matemáticamente equivalente a la fórmula estándar:

$w = [(\text{Peso muestra húmeda} + \text{tara}) - (\text{Peso muestra seca} + \text{tara}) / 2] / [(\text{Peso muestra seca} + \text{tara}) / 2] * 100$. Los valores de w calculados con esta fórmula se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 26

Contenido de Humedad Calicata 1

Ensayo	Contenido de Humedad (%)
1	5.4
2	7.2
3	8.9
4	11.9
5	14.1

Fuente: Autores

Tabla 27*Contenido de Humedad Calicata 2*

Ensayo	Contenido de Humedad (%)
1	0.4
2	5.6
3	21
4	13.4
5	17

∴

Fuente: Autores

Con los valores calculados de densidad húmeda (ρ_h) y contenido de humedad (w), se calcula la densidad seca (ρ_d) para cada ensayo mediante la fórmula: $\rho_d = \rho_h / (1 + w/100)$. Los valores de ρ_d se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 28*Densidad seca Calicata 1*

Ensayo	Densidad Seca (gr/cm ³)
1	1.9
2	1.99
3	2
4	1.97
5	1.87

Fuente: Autores

Tabla 29*Densidad Seca Calicata 2*

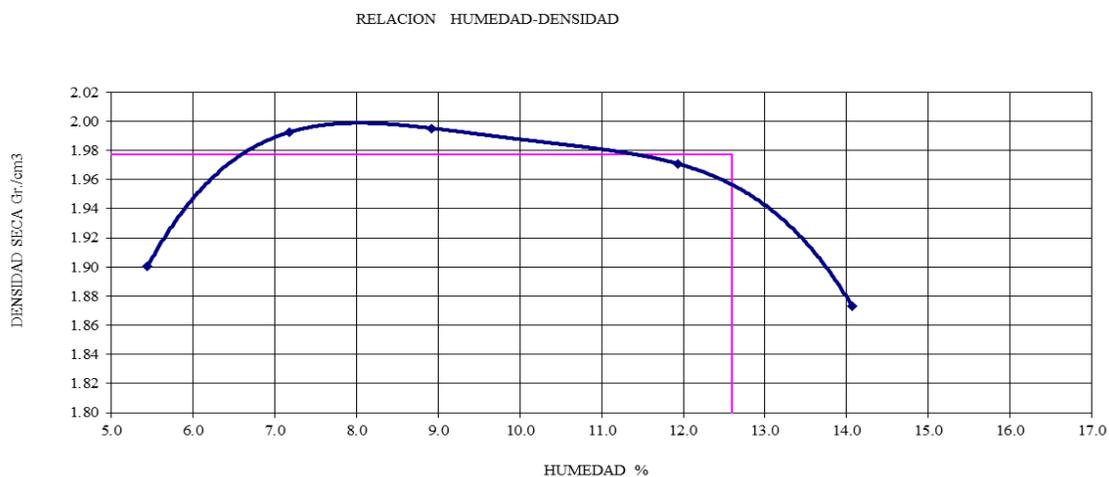
Ensayo	Densidad Seca (gr/cm ³)
1	1.96
2	1.95
3	1.77
4	1.91
5	1.84

Fuente: Autores

Con los datos obtenidos, se procedió a elaborar las gráficas de relación Humedad – densidad de la Calicata 1 y la Calicata 2.

Ilustración 19

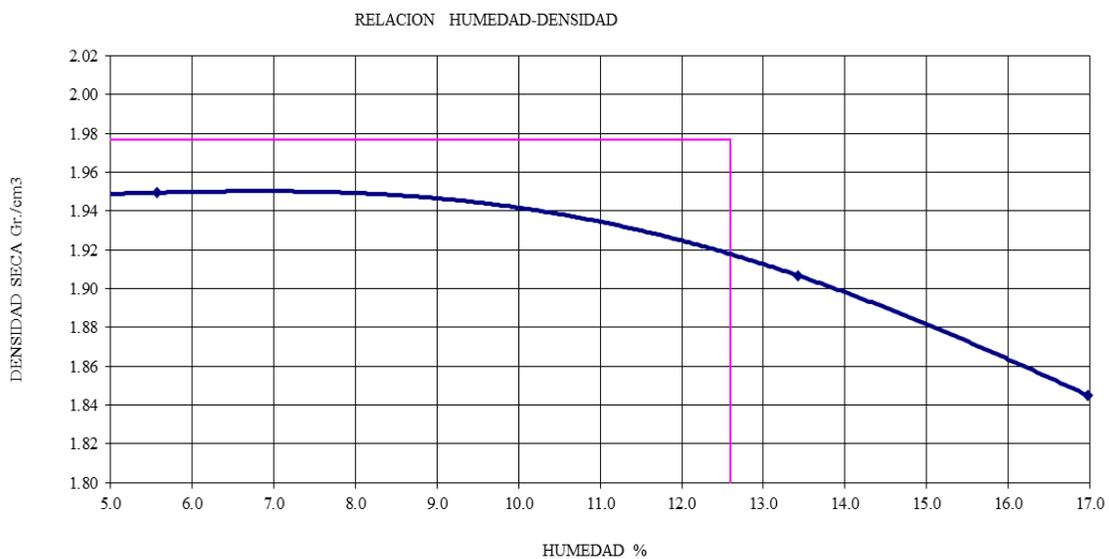
Humedad - Densidad de la Calicata 1



Fuente: Autores

Ilustración 20

Humedad - Densidad de Calicata 2



Fuente: Autores

El gráfico de la calicata 1 presenta una forma de campana bien definida, característica de una curva de compactación típica. El punto máximo de esta curva se ubica aproximadamente en un contenido de humedad entre 8% y 9%, con una densidad seca cercana a 2.00 gr/cm³. Esto confirma que para la calicata 1, la densidad seca máxima (γ_d máx) es aproximadamente 2.00 gr/cm³ y el contenido de humedad óptimo (w ópt) está entre 8% y 9%, concordando con el valor proporcionado de OHC de 8.4%.

El gráfico de la calicata 2, en contraste, no muestra una forma de campana tan clara, lo que, sumado al probable error en el ensayo #1 (contenido de humedad de 0.4%), dificulta la determinación precisa del punto máximo. Sin embargo, al descartar el ensayo #1 y basándonos en la tendencia general de la curva y el valor de OHC proporcionado (7.9%), se estima que la densidad seca máxima (γ_d máx) para la calicata 2 está alrededor de 1.95-1.96 gr/cm³ y el contenido de humedad óptimo (w ópt) es aproximadamente 7.9%. La baja humedad del ensayo 1 distorsiona la forma de la curva y no se considera para la determinación del óptimo.

Ensayo CBR

El ensayo de Relación de Soporte de California (CBR), fue realizado según la norma AASHTO T193-63, constituye un método de prueba de penetración empleado para evaluar la resistencia al corte de suelos compactados y materiales granulares. Aunque esta norma tiene una antigüedad considerable, su uso garantiza un procedimiento estandarizado en la preparación de muestras y ejecución de pruebas, permitiendo la comparabilidad de resultados entre diferentes laboratorios.

Se determinó el contenido de humedad inicial de las muestras. Luego, se procedió a la compactación de las muestras dentro de moldes cilíndricos estándar, cuyas dimensiones

nominales son 6 pulgadas (152.42 mm) de diámetro y 7 pulgadas (177.81 mm) de altura, resultando en un volumen de molde de 0.002122 m³.

Para cada calicata, se prepararon tres especímenes, cada uno compactado con un número diferente de golpes por capa, buscando así obtener diferentes grados de compactación y evaluar su influencia en el valor CBR. Específicamente, se utilizaron 10 golpes por capa para el Molde 1, 25 golpes por capa para el Molde 2 y 56 golpes por capa para el Molde 3. La compactación se realizó en cinco capas dentro de cada molde, procurando distribuir uniformemente los golpes del pisón sobre la superficie de cada capa para asegurar una compactación homogénea. Una vez compactadas las muestras, se procedió a determinar su contenido de humedad final, siguiendo el método de secado en horno, para luego calcular la densidad seca de cada espécimen.

Para determinar el contenido de humedad, se empleó el método de secado en horno, conforme a las especificaciones de la norma. Se tomaron muestras representativas de suelo húmedo de cada uno de los especímenes compactados en los moldes CBR (Moldes 1, 2 y 3 para cada calicata). Cada muestra se colocó en una lata previamente tarada (se registró el peso de la lata vacía). Luego, se pesó la lata con la muestra de suelo húmedo, obteniendo el peso del conjunto. Posteriormente, las latas con las muestras se introdujeron en un horno a una temperatura de 110 ± 5 °C durante un período de al menos 24 horas, o hasta alcanzar un peso constante, asegurando la evaporación total del agua.

Ilustración 21

Colocación de Muestras en el Horno



Fuente: Autores

Una vez transcurrido este tiempo, se retiraron las latas del horno y se dejaron enfriar a temperatura ambiente en un desecador para evitar la absorción de humedad del ambiente. Finalmente, se pesaron las latas con el suelo seco.

A partir de los datos obtenidos, se determinó el contenido de humedad (w) para cada muestra. Simultáneamente, se calculó la densidad húmeda (ρ_h) de cada espécimen compactado. La densidad húmeda fue determinada utilizando el peso del suelo húmedo compactado dentro del molde y el volumen nominal del molde (0.002122 m^3).

Con los valores de contenido de humedad (w) y densidad húmeda (ρ_h) ya establecidos, se procedió al cálculo de la densidad seca (ρ_d) de cada espécimen, Este cálculo permitió evaluar

con precisión las propiedades físicas del suelo relacionadas con el grado de compactación alcanzado resumiéndolo en la tabla 30:

Tabla 30

Contenido de Humedad Calicata 1 y 2

Contenido de Humedad Calicata 1 y 2						
Calicata	Molde	Nº Golpes	Peso Suelo Húmedo (kg)	% Humedad	Densidad Húmeda (kg/m ³)	Densidad Seca (kg/m ³)
1	1	10	4.423	6.37	1349.51	1268.64
1	2	25	4.669	4.63	1468.46	1403.51
1	3	56	4.616	3.96	1441.89	1386.94
2	1	10	4.363	5.98	1349.51	1273.31
2	2	25	4.54	5.66	1468.46	1389.85
2	3	56	4.695	5.81	1441.89	1362.7

Fuente: Autores

Una vez compactadas las muestras en los moldes CBR y determinados su contenido de humedad y densidad iniciales, se procede a la etapa de hinchamiento. Inicialmente, se coloca una placa de metal perforada sobre la superficie de la muestra compactada. Esta placa tiene la función de distribuir uniformemente la sobrecarga y permitir el acceso del agua a la muestra. Sobre esta placa, se colocan pesos de sobrecarga que simulan la presión ejercida por las capas superiores del pavimento o terraplén en condiciones reales. La norma AASHTO T193-63 recomienda una sobrecarga de 10 lb (4.5 kg), pero este valor puede ajustarse según las características del suelo y las condiciones de diseño específicas del proyecto.

Ilustración 22

Colocación de Peso



Fuente: Autores

Con la sobrecarga colocada, el molde conteniendo la muestra se sumerge en un tanque con agua limpia. Es fundamental asegurar que el nivel del agua se mantenga al menos 1 pulgada (25 mm) por encima de la superficie superior de la muestra durante todo el período de inmersión. Este período, según la norma, es de 96 horas (4 días), aunque en algunos casos, especialmente para suelos granulares con baja plasticidad, puede ser menor, siempre y cuando se observe que el hinchamiento se ha estabilizado.

Para medir el hinchamiento, se utiliza un trípode con un deformímetro o dial de expansión. El trípode se coloca sobre el borde del molde, y el vástago del dial se apoya sobre la placa perforada que descansa sobre la muestra de suelo. Se registra una lectura inicial en el dial justo después de la inmersión. A partir de este momento, se toman lecturas periódicas del dial, generalmente cada 24 horas, durante el período de inmersión. Estas lecturas permiten monitorear la expansión de la muestra a lo largo del tiempo.

Una vez transcurrido el período de inmersión (o cuando se observa que el hinchamiento se ha estabilizado, es decir, que las lecturas del dial ya no varían significativamente), se retiran los moldes del agua. Se vierte cuidadosamente el agua libre que pueda quedar sobre la superficie de la muestra y se deja escurrir durante un período de 15 minutos en posición vertical, permitiendo que el agua drene por gravedad.

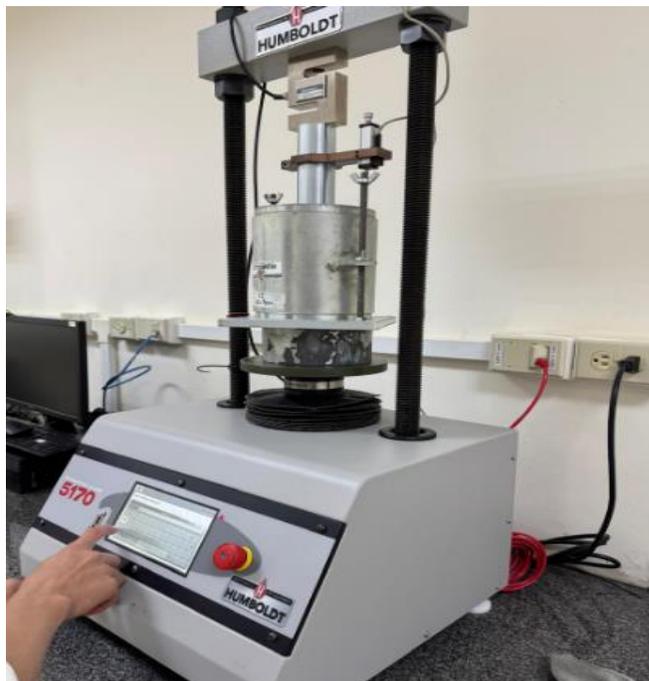
Para el ensayo de penetración, se utilizó en la máquina CBR/MARSHALL LOADER 5170, el ensayo consistió en aplicar una carga vertical sobre la superficie de la muestra compactada mediante un pistón cilíndrico de 3 pulgadas (76.2 mm) de diámetro. La probeta se colocó en la prensa de CBR, asegurando que el pistón estuviera centrado sobre la superficie de la muestra. Se aplicó una precarga de 10 lb (4.5 kg) para asentar el pistón y asegurar un contacto uniforme con la superficie del suelo.

A continuación, se inició la aplicación de la carga a una velocidad constante de penetración de 0.05 pulgadas por minuto (1.27 mm/min), según lo especificado por la norma AASHTO T193-63.

Durante el ensayo, se registraron las lecturas de carga en libras (Lb) para diferentes valores de penetración del pistón en la muestra. Las penetraciones estándar consideradas fueron 0.1 pulgadas (2.54 mm) y 0.2 pulgadas (5.08 mm), aunque se registraron lecturas para penetraciones adicionales hasta 0.5 pulgadas (12.7 mm) para obtener una curva completa de esfuerzo-deformación. Los datos de carga registrados se convirtieron posteriormente a presión en libras por pulgada cuadrada (psi) dividiendo la carga (en Lb) entre el área del pistón (7.07 in²).

Ilustración 23

Ensayo de Penetración



Fuente: Autores

Una vez obtenidos los datos de carga vs. penetración, se procedió al cálculo del CBR. Este cálculo se realiza comparando la presión obtenida en el ensayo para penetraciones de 0.1 y 0.2 pulgadas con la presión estándar correspondiente para un material de referencia (roca triturada), que es de 1000 psi para 0.1 pulgadas y 1500 psi para 0.2 pulgadas.

Tabla 31*Resultado de Ensayo de Penetración*

Ensayo de Penetración					
Calicata	Molde	Nº Golpes	CBR (0.1 pulg) (%)	CBR (0.2 pulg) (%)	CBR Corregido/Seleccionado (%)
1	1	10	5.8	3.74	5.8
1	2	25	6.37	5.16	6.37
1	3	56	6.3	6	6.3
2	1	10	5.8	3.65	5.8
2	2	25	6.2	5.16	6.2
2	3	56	6.2	5.44	6.2

Fuente: Autores

En la calicata 1, el Molde 1 (10 golpes) arrojó un CBR de 5.80%. El Molde 2 (25 golpes) presentó el valor CBR más alto, alcanzando 6.37%, indicando una mayor resistencia al esfuerzo

cortante con esta energía de compactación. El Molde 3 (56 golpes) registró un CBR de 6.30%, ligeramente inferior al del Molde 2, sugiriendo que la compactación excesiva no necesariamente conduce a un aumento proporcional en la resistencia. El CBR promedio para la calicata 1 fue de 6.15%.

En la calicata 2, se observó una tendencia similar, aunque con valores ligeramente menores. El Molde 1 (10 golpes) obtuvo un CBR de 5.80%, igual que en la calicata 1. Los Moldes 2 y 3 (25 y 56 golpes, respectivamente) presentaron ambos un CBR de 6.20%. Esto indica que, a partir de los 25 golpes, el aumento en la energía de compactación no generó un incremento sustancial en la resistencia del suelo en esta calicata. El CBR promedio para la calicata 2 fue de 6.07%.

Diseño de Pavimento Flexible

Para el diseño del pavimento flexible, se utilizó la metodología establecida en la norma AASHTO 93, ampliamente reconocida en el ámbito de la ingeniería civil para el diseño de estructuras viales. Esta norma combina principios empíricos y mecánicos, proporcionando un marco técnico que asegura que el diseño cumpla con las condiciones específicas de tráfico, clima y características del terreno de la zona de estudio.

El desarrollo del diseño comenzó con la recopilación de los parámetros esenciales requeridos por la metodología. Se calculó el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) ajustado, considerando el crecimiento proyectado del tránsito y la composición vehicular esperada en la vía. Además, se determinaron los Ejes Equivalentes (EE), que cuantifican el daño acumulado en el pavimento por el tránsito pesado a lo largo de su vida útil.

El análisis del terreno se efectuó mediante la excavación de dos calicatas estratégicamente ubicadas fue fundamental, obteniéndose el módulo resiliente mediante ensayos

de laboratorio, con el objetivo de evaluar su capacidad portátil. Este parámetro resultó clave para dimensionar las capas estructurales.

La ecuación de diseño de AASHTO 93 permitió calcular los espesores necesarios para cada capa estructural. Este proceso integró variables como el índice de servicio inicial y final, el coeficiente estructural de los materiales y el nivel de confiabilidad requerido, atendiendo las condiciones particulares del proyecto. Los espesores obtenidos fueron ajustados para garantizar el cumplimiento de los criterios técnicos de resistencia, durabilidad y eficiencia estructural.

Cálculo de ESAL'S

El cálculo de ESALs comenzó con la clasificación de los vehículos y la determinación de la carga por eje (en toneladas). Para cada eje, se calculó un Factor de Equivalencia de Eje (F_{vp}/F_e), el cual representó el daño relativo al pavimento causado por un eje simple con una carga específica (L_{ss}) en comparación con un eje simple estándar.

El cálculo del Factor de Camión Equivalente (FCE) para las camionetas y otros livianos se realizó considerando que ambos tipos de vehículos poseen dos ejes simples.

Tabla 32*Cálculo de FCE para Camionetas y Otros Vehículos Livianos*

Tipo de Vehículo	Ejes	Tipo de eje	Llanta	(Ton)	Fórmulas	Fvp/Fc	FCE
Camioneta	1	Simple	Simple	0.6	$(L_{SS}/6.6)^4$	0.000068	0.0176
	2	Simple	Simple	2.4	$(L_{SS}/6.6)^4$	0.017485	
Otros tipos de livianos	1	Simple	Simple	0.4	$(L_{SS}/6.6)^4$	0.000013	0.0035
	2	Simple	Simple	1.6	$(L_{SS}/6.6)^4$	0.003454	

Fuente: Autores

En el caso de los camiones tipo 2DA, se consideraron dos ejes simples, diferenciados por la configuración del eje posterior, el cual estaba compuesto por un sistema de llanta doble. Esta configuración particular implicó un reparto diferenciado de la carga entre los ejes, lo cual fue considerado en el cálculo de los factores de equivalencia.

Tabla 33*Cálculo de FCE para Camiones 2DA*

Tipo de Vehículo	Ejes	Tipo de eje	Llanta	(Ton)	Fórmulas	Fvp/Fc	FCE
Camiones 2 DA	1	Simple	Simple	3	$(L_{SS}/6.6)^4$	0.042688	0.5737
	2	Simple	Doble	7	$(L_{SS}/8.2)^4$	0.531052	

Fuente: Autores

También se aplicaron factores de ajuste al conteo vehicular para garantizar una representación precisa de las condiciones de tráfico en la vía. Entre estos, se utilizó un Factor Direccional (Fd) de 0.5, un Factor Climático (Fc) de 1 y un Factor de Proyección (Fp) de 0.5.

El valor de $F_d = 0.5$ sugiere que la vía tiene dos sentidos de circulación con una distribución equitativa del tráfico (50% en cada dirección), el valor de $F_c = 1$ indica que no se aplicó una corrección por factores climáticos en este conteo específico en cambio el factor F_p de 0.5 fue empleado para ajustar el tráfico estimado en función del crecimiento proyectado y las condiciones particulares del flujo vehicular en la zona de estudio.

El cálculo del NEE se realizó mediante la multiplicación de los factores F_d , F_c y F_p previamente determinados, específicamente el Factor de Corrección de Emisiones (FCE) y el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) correspondiente a cada categoría vehicular, tales como camionetas, vehículos livianos y camiones.

Tabla 34*Cálculo N de EE*

Tipo de Vehículo	FCE	Cantidad TPDA	N° Ejes	Fd	Fc	Fp	N° de EE
Camionetas	0.0176	86.41	86.41 86.41	0.5	1	0.5	0.3791983
Otros Vehículos Livianos	0.0035	111.48	111.48 111.48	0.5	1	0.5	0.0966350
Camiones 2DA	0.5737	10.51	10.51 10.51	0.5	1	0.5	1.5075018

Fuente: Autores

Se llevó a cabo la sumatoria de los valores correspondientes a la columna "N° de EE", obteniéndose un valor total de $\Sigma EE = 1.98$, el cual representó el Tránsito Promedio Diario (TPD) base.

Posteriormente, se calculó el Factor de Crecimiento Anual (FCA), al que se asignó un rango del 4% y un periodo de $n = 20$ años, obteniéndose un resultado de 30. Después, se procedió al cálculo de W_{18} , que consistió en multiplicar la suma del EE (1.98) por el resultado del FCA y por los 365 días correspondientes a un año, obteniéndose un valor final de $W_{18} = 21556.86626$.

Confiabilidad (R)

Se consideró la confiabilidad como un factor crucial en el diseño del pavimento flexible.

La vía diseñada fue clasificada como Clase 3 según el Manual de Diseño de Carreteras del MTOP de Ecuador. Se observó que estas vías, típicamente ubicadas en zonas rurales, cumplen la función principal de conectar pequeñas comunidades y facilitar el acceso a propiedades agrícolas. Estas vías se caracterizan por bajos volúmenes de tráfico y velocidades de diseño moderadas.

El volumen de tráfico estimado, expresado como W18, fue de 21,556.86626 ejes equivalentes de 80 kN. Este valor concordó con los bajos volúmenes de tráfico característicos de las vías Clase 3 en zonas rurales según lo estipulado por el MTOP.

La vía se ubicó en terreno ondulado y presentó una velocidad de diseño de 80km/h. Se determinó que, si bien esta velocidad podría considerarse moderada en otros contextos, en el presente caso, considerando el entorno rural y la función de la vía, no implicó exigencias extremas al pavimento en términos de resistencia a la deformación permanente y fatiga.

Considerando estos factores, se seleccionó un nivel de confiabilidad del 65%. Se constató que este valor se alineó con las recomendaciones de AASHTO para vías locales en áreas interurbanas (rurales), las cuales sugieren un rango de confiabilidad entre el 50% y el 80%.

La siguiente tabla resume estos rangos:

Tabla 35

Niveles Recomendados de Confiabilidad

Tipo de Carretera	Nivel de Confiabilidad (R) (%)	Consideraciones
Áreas Urbanas		
Autopistas y carreteras principales	85.0 - 99.9	Alto volumen de tráfico, alta velocidad, gran importancia económica. Las consecuencias de una falla son significativas (congestión, retrasos, costos elevados).
Arterias principales	80.0 - 99.0	Volumen de tráfico moderado a alto, velocidades moderadas. Las consecuencias de una falla son moderadas.
Colectoras	80.0 - 95.0	Volumen de tráfico moderado, velocidades bajas a moderadas. Las consecuencias de una falla son generalmente menores.
Locales	50.0 - 80.0	Bajo volumen de tráfico, bajas velocidades. Las consecuencias de una falla son generalmente mínimas.
Áreas Interurbanas (Rurales)		
Autopistas y carreteras principales	80.0 - 99.9	Alto volumen de tráfico, altas velocidades, gran importancia económica. Las consecuencias de una falla son significativas (interrupción del transporte, costos de reparación elevados).

Arterias principales	75.0 - 95.0	Volumen de tráfico moderado a alto, velocidades moderadas a altas. Las consecuencias de una falla son moderadas.
Colectoras	75.0 - 95.0	Volumen de tráfico moderado, velocidades moderadas. Las consecuencias de una falla son generalmente menores.
Locales (Rurales)	50.0 - 80.0	Bajo volumen de tráfico, bajas velocidades. Las consecuencias de una falla son generalmente mínimas.

Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavement Structures (1993).

Desviación Estándar (Z_r)

Para incorporar la confiabilidad en el proceso de diseño, se utiliza el estadístico normal estándar (Z_r). En este estudio, se consultó la Tabla 36.

Tabla 36

Valores de Desviación Estándar

Confiabilidad (R)	Valor (Z_r)
50	0
60	0.235
70	0.524
75	0.674
80	0.841
85	1.037
90	1.282

Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavement Structures (1997).

Esta tabla proporciona valores pre calculados de Z_r para niveles de confiabilidad comúnmente utilizados en el diseño de pavimentos, facilitando la aplicación de la metodología.

Dado que se seleccionó un nivel de confiabilidad del 65% para este proyecto, se realizó una interpolación lineal entre los valores de Z_r correspondientes a confiabilidades del 60% ($Z_r = 0.235$) y 70% ($Z_r = 0.524$). Por lo tanto, se determinó un valor aproximado de $Z_r = -0.385$. El signo negativo indica que el valor de confiabilidad (65%) es menor al 50% (la media de la distribución normal estándar).

Desviación Estándar del Sistema (S_o)

Se definió la desviación estándar combinada (S_o), que representa la incertidumbre total asociada a las predicciones del tráfico (W_{18}) y al comportamiento del pavimento. La AASHTO Guide for Design of Pavement Structures (AASHTO, 1993) sugiere un rango típico para S_o entre 0.35 y 0.50 para pavimentos flexibles.

En la literatura técnica y en la práctica de diseño de pavimentos, se encuentra frecuentemente la recomendación de utilizar un valor de $S_o = 0.45$ para proyectos de construcción nueva. Si bien este valor no se especifica explícitamente en la AASHTO Guide (1993), se considera una práctica común y se alinea con el extremo superior del rango sugerido. Por lo tanto, y dado que el presente diseño se centró en un pavimento de nuevo construcción para una vía Clase 3, se adoptó este valor de $S_o = 0.45$.

Índice de Serviciabilidad (ΔPSI)

El PSI se define como la evaluación de la capacidad de un pavimento para servir al tránsito. Se basa en la percepción del usuario sobre la calidad de la superficie de rodadura, considerando factores como la rugosidad, el agrietamiento, el ahuellamiento y los parches.

Tabla 37*Escala de Índice de Servicialidad*

PSI	Calificación	Descripción
5	Excelente	Representa la mejor condición posible. Un pavimento idealmente liso y confortable, que proporciona una excelente experiencia de conducción. Sin embargo, este valor es prácticamente inalcanzable en condiciones reales debido al desgaste natural y otros factores.
4	Muy bueno	El pavimento se encuentra en muy buenas condiciones, ofreciendo una conducción suave y confortable con pocas o ninguna irregularidad perceptible.
3	Bueno	El pavimento ofrece una conducción aceptable, aunque pueden existir algunas irregularidades menores que se perciben durante la conducción. Aún se considera un nivel de servicio adecuado.
2	Regular	El pavimento presenta irregularidades más notables que afectan la comodidad de la conducción. Se perciben baches, ondulaciones o agrietamientos que requieren atención, aunque la vía sigue siendo transitable.

1	Malo	El pavimento se encuentra en malas condiciones, con numerosas irregularidades que afectan significativamente la comodidad y la seguridad de la conducción. Se presentan baches profundos, agrietamientos extensos o deformaciones importantes. Se requiere una intervención de mantenimiento o rehabilitación a corto plazo.
0	Intransitable	Representa la peor condición posible. El pavimento es intransitable debido a graves daños, como la destrucción completa de la superficie de rodadura o la presencia de obstáculos que impiden el paso de vehículos.

Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavement Structures (1997).

PSI Inicial (P_o) representa el índice de serviciabilidad inmediatamente después de la construcción del pavimento. Para pavimentos nuevos de alta calidad, se suelen asumir valores entre 4.2 y 4.5. En este estudio, se adoptó un valor de $P_o = 3.8$, considerando las condiciones específicas del proyecto, que corresponden a una vía rural de bajo volumen de tráfico, donde no se espera un acabado superficial tan exigente como en autopistas o carreteras principales.

En cambio, Psi final (P_t) representa el índice de serviciabilidad mínimo aceptable al final del período de diseño. Este valor depende del tipo de carretera y del volumen de tráfico. Valores comunes son 2.5 para carreteras principales y 2.0 para carreteras secundarias o de menor importancia. Para este diseño, considerando que se trata de una vía Clase 3, la cual se caracteriza por bajos volúmenes de tráfico y una función principalmente de acceso a zonas rurales, se adoptó un valor de $P_t = 2.0$.

La diferencia entre el PSI inicial y el PSI terminal ($\Delta\text{PSI} = P_o - P_t$) representa la pérdida de serviciabilidad que se espera durante la vida útil del pavimento. En este diseño, la pérdida de serviciabilidad calculada fue:

$$\Delta\text{PSI} = P_o - P_t = 3.8 - 2.0 = 1.8$$

Módulo de Resiliente (Mr)

El Módulo Resiliente (Mr) es un parámetro fundamental en el diseño de pavimentos, representando la respuesta elástica (rigidez) del suelo de subrasante ante cargas repetidas, como las inducidas por el tráfico vehicular. Un valor adecuado de Mr es crucial para predecir el comportamiento del pavimento y asegurar su desempeño a lo largo de su vida útil.

Se procedió a estimar el valor del Mr a partir del valor de CBR obtenido (CBR = 6.15%). Para ello, se empleó una correlación empírica comúnmente utilizada en la práctica de la ingeniería civil, la cual relaciona el Mr con el CBR mediante la siguiente expresión:

$$M_r = 3000 * (\text{CBR})^{0.65}$$

De este modo, se estimó un módulo resiliente (Mr) de 8,170.92 PSI para el suelo de la subrasante. Este valor se utilizó en los cálculos de diseño del pavimento según la metodología AASHTO 93, en conjunto con los demás parámetros de diseño, para determinar el espesor requerido de las capas del pavimento y asegurar un comportamiento adecuado para una vía de Clase 3, caracterizada por bajos volúmenes de tráfico.

Cálculo del Número Estructural Requerido (SN)

El Número Estructural (SN) representa la resistencia estructural total requerida para el paquete del pavimento y es el resultado principal del diseño según la metodología AASHTO 93. Este valor se determina resolviendo la ecuación fundamental de diseño, la cual relaciona el

tráfico (W18), las propiedades del suelo (Mr), la pérdida de serviciabilidad (ΔPSI), el nivel de confiabilidad (R) y la desviación estándar combinada (So).

La ecuación fundamental de diseño de AASHTO 93 se expresa de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \log_{10}(W18) = & Z_r * S_0 + 9.36 * \log_{10} * (SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} * \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.4 + \frac{10.94}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \\ & * \log_{10} * (MR) - 8.07 \end{aligned}$$

Debido a la complejidad de esta ecuación, no es posible despejar directamente el valor de SN. Por lo tanto, se aplicó un *proceso iterativo de tanteos* para encontrar el valor de SN que satisface la igualdad. Este proceso consistió en proponer diferentes valores de SN y evaluar ambas partes de la ecuación hasta que los resultados convergieran a un valor similar.

Tras el proceso iterativo, se determinó un Número Estructural Requerido de SN = 1.496. Este valor se obtuvo al igualar ambas partes de la ecuación de diseño a un valor aproximado de 12.777

Ecuación 1:

$$\begin{aligned} & \log_{10} * (21556.86626) - (-0.38 * 0.45) + 0.20 + 8.07 \\ & = 4.333 + 0.171 + 0.20 + 8.07 \\ & = \mathbf{12.777} \end{aligned}$$

Ecuación 2:

$$\begin{aligned} & 9.36 * \log_{10} * (1.496 + 1) + \log_{10} * \left(\frac{1.8}{4.2 - 1.5} \right) + 2.32 * \log_{10} * (8170.92) \\ & \quad - \frac{0.4 + 1094}{(1.496 + 1)^{5.19}} \\ & 9.36 * \log_{10} * (2.496) + \log_{10} * (0.667) + 2.32 * \log_{10} * (8170.92) - \frac{0.4 + 1094}{(2.496)^{5.19}} \end{aligned}$$

$$9.36 * 0.397 + (-0.176) + 2.32 * 3.912 - \frac{0.4 + 1094}{97.45}$$

$$3.72 + (-0.176) + 9.07 - 0.4 + 11.23 = 12.777$$

Como se observa, con $SN = 1.496$, ambas ecuaciones resultan en un valor aproximado de 12.77, confirmando la convergencia y la validez del valor de SN obtenido.

Este valor de SN representa la resistencia estructural necesaria para que el pavimento soporte el tráfico previsto ($W18 = 21,556.86626$), considerando las características del suelo de subrasante ($Mr = 8170.92$ PSI), la pérdida de serviciabilidad esperada ($\Delta PSI = 1.8$), el nivel de confiabilidad seleccionado ($R = 65\%$ con $Z_r = -0.38$) y la desviación estándar combinada adoptada ($So = 0.45$).

Coefficientes estructurales

Los coeficientes estructurales (a_1, a_2, a_3) representan la contribución relativa de cada capa del pavimento a la resistencia estructural total, expresada mediante el Número Estructural (SN). Estos coeficientes dependen del tipo de material utilizado en cada capa y sus propiedades mecánicas.

Para la determinación de los coeficientes estructurales (a_1) de las capas del pavimento, se consultó la Guía AASHTO 93.

Ilustración 24

Coeficiente estructural (a_1)

BASE			
Base Granular CBR 80%, compactada al 100% de la MDS	a_2	0.052 / cm	Capa de Base recomendada para Tráfico $\leq 5'000,000$ EE
Base Granular CBR 100%, compactada al 100% de la MDS	a_2	0.054 / cm	Capa de Base recomendada para Tráfico $> 5'000,000$ EE
Base Granular Tratada con Asfalto (Estabilidad Marshall = 1500 lb)	a_{2a}	0.115 / cm	Capa de Base recomendada para todos los tipos de Tráfico
Base Granular Tratada con Cemento (resistencia a la compresión 7 días = 35 kg/cm ²)	a_{2b}	0.070 cm	Capa de Base recomendada para todos los tipos de Tráfico
Base Granular Tratada con Cal (resistencia a la compresión 7 días = 12 kg/cm ²)	a_{2c}	0.080 cm	Capa de Base recomendada para todos los tipos de Tráfico
SUBBASE			
Sub Base Granular CBR 40%, compactada al 100% de la MDS	a_3	0.047 / cm	Capa de Sub Base recomendada para Tráfico $\leq 15'000,000$ EE
Sub Base Granular CBR 60%, compactada al 100% de la MDS	a_3	0.050 / cm	Capa de Sub Base recomendada para Tráfico $> 15'000,000$ EE

Fuente: Base de datos de la Guía ASSTHO 93

Ilustración 25

Coefficiente estructural (a_2 y a_3)

COMPONENTE DEL PAVIMENTO	COEFICIENTE	VALOR COEFICIENTE ESTRUCTURAL a_1 (cm)	OBSERVACIÓN
CAPA SUPERFICIAL			
Carpeta Asfáltica en Caliente, módulo 2,965 MPa (430,000 PSI) a 20 oC (68 oF)	a_1	0.170 / cm	Capa Superficial recomendada para todos los tipos de Tráfico
Carpeta Asfáltica en Frío, mezcla asfáltica con emulsión.	a_1	0.125 / cm	Capa Superficial recomendada para Tráfico \leq 1'000,000 EE
Micropavimento 25mm	a_1	0.130 / cm	Capa Superficial recomendada para Tráfico \leq 1'000,000 EE
Tratamiento Superficial Bicapa.	a_1	0.250 (*)	Capa Superficial recomendada para Tráfico \leq 500,000EE. No Aplica en tramos con pendiente mayor a 8%; y, en vías con curvas pronunciadas, curvas de volteo, curvas y contracurvas, y en tramos que obliguen al frenado de vehículos
Lechada asfáltica (slurry seal) de 12mm.	a_1	0.150 (*)	Capa Superficial recomendada para Tráfico \leq 500,000EE No Aplica en tramos con pendiente mayor a 8% y en tramos que obliguen al frenado de vehículos
(*) Valor Global (no se considera el espesor)			

Fuente: Base de datos de la Guía ASSTHO 93

Si bien el volumen de tráfico estimado para el presente proyecto ($W18 = 21,556.86626$) podría sugerir el uso de materiales de menor calidad para las capas de base y subbase, se optó por seleccionar materiales de mayor desempeño con el objetivo de obtener una mayor durabilidad y extender la vida útil del pavimento, minimizando los costos de mantenimiento a largo plazo.

Se seleccionó una Carpeta Asfáltica en Caliente con módulo 2.965 MPa (430,000 PSI) a 20 °C (68 °F), la cual es recomendada para todos los tipos de tráfico y ofrece un alto desempeño. Según la Guía AASHTO 93, a este tipo de capa le corresponde un coeficiente estructural de $a_1 = 0.0170 / cm$

Se seleccionó una Base Granular Tratada con Asfalto (Estabilidad Marshall = 1500 lb), la cual también es recomendada para todos los tipos de tráfico y ofrece una excelente estabilidad y resistencia, a esta capa le corresponde un coeficiente estructural de $a_2 = 0.115 / cm$.

Se seleccionó una Sub Base Granular CBR 40%, compactada al 100% de la MDS, que, si bien se recomienda para tráficos menores a 15,000,000 EE, se considera adecuada en conjunto con las capas de mayor calidad seleccionadas para la carpeta asfáltica y la base, para optimizar el desempeño general del pavimento, a esta capa le corresponde un coeficiente estructural de $a_3 = 0.047 / cm$.

Coeficientes de Drenaje (m_1 y m_2)

los coeficientes de drenaje (m_2 para la base y m_3 para la subbase) se utilizan para ajustar el número estructural (SN) de las capas, considerando los efectos de la humedad en su capacidad de soporte. Estos coeficientes se determinan en función de la calidad del drenaje del pavimento y del porcentaje de tiempo al año en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación.

Tabla 38*Calidad de Drenaje*

% de tiempo del año en que el pavimento está expuesto a niveles de saturación				
Calidad de Drenaje	Menor que 1%	1% - 5%	5% - 25%	Mayor que 25%
Excelente	1.40 – 1.35	1.35 – 1.30	1.30 – 1.20	1.20
Bueno	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.15 – 1.00	1.00
Regular	1.25 – 1.15	1.15 – 1.05	1.00 – 0.80	0.80
Pobre	1.15 – 1.05	1.05 – 0.80	0.80 – 0.60	0.60
Muy pobre	1.05 – 0.95	0.95 – 0.75	0.75 – 0.40	0.40

Fuente: Base de datos de la Guía ASSTHO 93

Esta tabla proporciona un rango de valores para "m" que se ajustan a las condiciones específicas del proyecto. Es importante destacar que, si bien algunas publicaciones o manuales pueden asumir un valor constante de $m = 1.00$ para simplificar los cálculos, la metodología AASHTO 93 recomienda utilizar los valores de la tabla para obtener un diseño más preciso.

Para el presente estudio, se realizó un análisis de las condiciones de drenaje del sitio, considerando la topografía del terreno, la permeabilidad de los suelos, la presencia y eficiencia de cunetas y subdrenajes, y los datos climáticos de la región, incluyendo la precipitación anual y la frecuencia de eventos de lluvia intensa. Con base en este análisis, se determinó una calidad de

drenaje "Buena" y se estimó que el pavimento estará expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación por "Mayor que 25%" del tiempo al año.

Consultando la tabla de coeficientes de drenaje, y considerando la calidad de drenaje "Buena" y el porcentaje de saturación "Mayor que 25%", se determinó el valor de 1 tanto para m_1 y m_2 .

La presencia de un sistema de drenaje adecuado que permite una evacuación relativamente rápida del agua, aunque las condiciones climáticas de la región con altas precipitaciones durante una parte importante del año hacen que el pavimento esté expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación por más del 25% del tiempo.

Espesores para Calculados para el diseño (d_1, d_2, d_3)

Una vez determinado el Número Estructural Requerido (SN requerido = 1.496) mediante el proceso iterativo de la ecuación de diseño de AASHTO 93, se procedió a calcular el Número Estructural (SN calculado) utilizando los espesores propuestos para cada capa del pavimento.

Los espesores seleccionados fueron:

Capa Superficial (D1): 7.50 cm

Capa de Base (D2): 10.00 cm

Capa de Subbase (D3): 15.00 cm

Con los coeficientes estructurales y de drenaje previamente definidos ($a_1 = 0.17$ /cm, $a_2 = 0.115$ /cm, $a_3 = 0.047$ /cm, $m_2 = 1.00$, $m_3 = 1.00$), se calculó el SN mediante la siguiente ecuación:

$$SN = a_1 * d_1 + a_2 * d_2 * m_2 + a_3 * d_3 * m_3$$

$$SN = \left(\frac{0.17}{cm}\right) * (7.50cm) + \left(\frac{0.115}{cm}\right) * (10.00cm) * (1.00) + (0.047/cm) * (15cm) * (1.00)$$

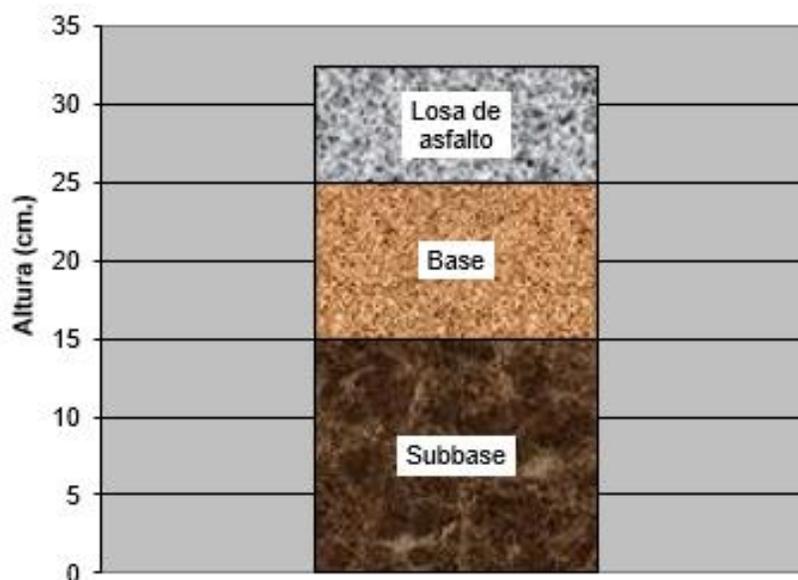
$$SN = 1.275 + 1.15 + 0.705$$

$$SN = 3.13$$

El resultado obtenido fue un SN calculado de 3.130. Al comparar este valor con el SN requerido (1.496), se verificó que el diseño CUMPLE con los requerimientos estructurales, ya que el SN calculado es mayor que el SN requerido. Esto indica que el pavimento diseñado posee una capacidad estructural superior a la mínima necesaria para soportar las cargas de tráfico y las condiciones de diseño consideradas, lo que se traduce en un mayor factor de seguridad y una mayor vida útil del pavimento.

Ilustración 26

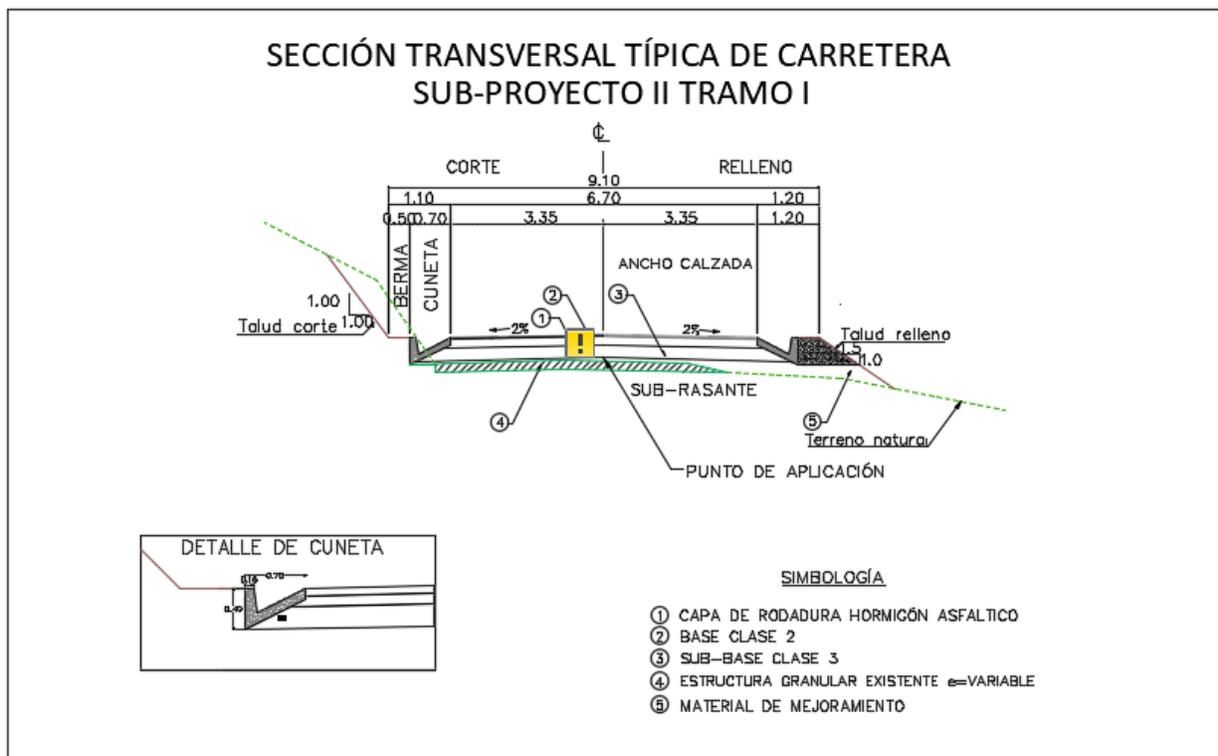
Distribución de Alturas por Capas



Fuente: Autores

Ilustración 27

Sección transversal típica de carretera



Fuente: Autores

Diseño Geométrico

Integrando la información topográfica, la clasificación de la vía, la velocidad de diseño, la velocidad de circulación, la distancia de visibilidad y los parámetros de diseño del pavimento, se utilizó el software Autodesk Civil 3D para desarrollar el diseño geométrico de la vía.

Civil 3D es una herramienta ampliamente utilizada en la ingeniería civil que permite la creación de modelos digitales del terreno, el diseño de alineamientos horizontales y verticales, la generación de perfiles transversales y el cálculo de volúmenes de movimiento de tierras, entre otras funcionalidades.

El uso de Civil 3D permitió optimizar el diseño geométrico, asegurando su coherencia con las características del terreno y los requerimientos estructurales del pavimento, según la metodología AASHTO 93, facilitando la creación de planos.

Diseño de curvas Horizontales

el diseño de curvas horizontales se basó en los principios de la geometría vial y las normativas de diseño aplicables, utilizando información topográfica previa para definir la alineación horizontal mediante tangentes. Se calcularon los parámetros geométricos de cuatro curvas, cuyos resultados se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 39

Curvas horizontales

Curvas Horizontales								
Curva Horizontal	Δ	Radio	Tangente	Lc	EX	ABS PC	ABS PI	ABS PT
Curva 1	1°35'11"	3000.000	41.535	83.064	0.288	0+877.96	0+919.50	0+961.03
Curva 2	6°13'25"	1400.000	76.111	152.072	2.067	0+546.99	0+623.10	0+699.06
Curva 3	0°27'56"	5000.000	20.313	40.625	0.041	0+396.92	0+417.24	0+437.55
Curva 4	1°04'13"	4000.000	37.363	74.723	0.174	0+246.33	0+238.70	0+321.06

Fuente: Autores

Esta tabla presenta los parámetros clave de cada curva, incluyendo el ángulo de deflexión (Δ), el radio, la tangente (T), la longitud de curva (Lc), la externa (EX) y las abscisas del Punto de Comienzo (PC), Punto de Intersección (PI) y Punto de Tangencia (PT).

Análisis de Resultados

Topografía

El levantamiento topográfico se inició con una inspección visual, identificando una pendiente ascendente de 336 m seguida de un descenso hacia la calle El Oro, la presencia de postes de alumbrado y depresiones marginales. Las condiciones de alta radiación solar generaron un fenómeno de miraje, lo que requirió realizar tres cambios de estación con la estación total utilizada para las mediciones, que se tomaron cada 20 metros en franjas de 40 metros a cada lado del eje.

Se empleó GPS para georreferenciar los datos. Los datos recopilados se procesaron para corregir errores, convertir coordenadas y eliminar datos atípicos, generando planos topográficos con curvas de nivel. Esta información, integrada con estudios de tráfico y suelos, se utilizó para desarrollar el diseño geométrico en Civil 3D, creando alineaciones, pendientes y la sección transversal, asegurando el cumplimiento de estándares de seguridad y funcionalidad.

Estudio de Trafico

El estudio de tráfico se concibió con el objetivo de caracterizar el comportamiento del flujo vehicular en el tramo vial en consideración y proyectar la demanda futura. Para ello, se implementó una metodología que abarcó diversas etapas, cuyos resultados se detallan a continuación.

Se efectuó un conteo vehicular manual durante un período de siete días consecutivos, comprendido entre el lunes 11 y el domingo 17 de noviembre de 2024. Las observaciones se realizaron en un horario continuo de 9:00 a 17:00 horas, acumulando un total de ocho horas diarias de registro. Durante este proceso, se identificaron cuatro categorías principales de vehículos que transitaban por la vía: automóviles, camionetas, camiones de dos ejes (2D) y

motocicletas. Los datos recopilados revelaron una variación en los volúmenes de tráfico a lo largo de la semana, con un flujo máximo registrado el sábado (416 vehículos) y un mínimo el martes (242 vehículos). Esta fluctuación evidenció la influencia de factores externos, como actividades laborales, comerciales o de ocio, en los patrones de movilidad.

Para considerar las variaciones estacionales en el flujo de tráfico, se aplicó un factor de estacionalidad mensual de 0.953, obtenido de la tabla NEVI-12-MTOP (2013) correspondiente al mes de noviembre. Este factor ajustó los datos del conteo semanal, asumiendo una ligera disminución en el volumen de tránsito durante dicho mes en comparación con otros períodos del año. A partir de los datos del conteo, se calculó el Tránsito Promedio Diario Semanal (TPDS), obteniendo un valor de 339.6 vehículos por día. Este valor representó el promedio de vehículos que circularon por el tramo durante la semana del estudio.

Con el fin de reflejar las variaciones diarias del tráfico en relación con el TPDS, se calcularon factores de ajuste diarios (FD) para cada día de la semana. Estos factores fluctuaron entre 0.82 el sábado y 1.40 el martes, lo que puso de manifiesto la heterogeneidad del flujo vehicular entre los diferentes días. El factor de ajuste diario promedio resultante fue de 1.03. Posteriormente, se calculó el Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) mediante la aplicación de los factores de estacionalidad mensual (0.953) y de ajuste diario promedio (1.03) al TPDS (339.6 vehículos/día), obteniendo un valor de 333 vehículos/día. Este valor ajustado representó el promedio diario anual estimado de vehículos que transitan por la vía, considerando las variaciones estacionales y diarias.

También, se estimó el Tráfico Generado (TG) para cada tipo de vehículo, considerando una tasa de crecimiento del 25%, la cual se fundamentó en proyecciones de crecimiento poblacional y económico en la zona de influencia del proyecto. Los valores de TG resultantes

fueron: 22.30 vehículos/día para automóviles, 17.28 vehículos/día para camionetas, 2.10 vehículos/día para camiones 2DA y 41.65 vehículos/día para motocicletas.

Por último, se proyectó el tráfico futuro para un horizonte de diseño de 20 años (2024-2044), utilizando tasas de crecimiento anual promedio extraídas del NEVI-12-MTOP (2013). Se diferenciaron las tasas para vehículos livianos, autobuses y camiones, y se dividió el período de proyección en dos intervalos (2024-2030 y 2031-2044) con tasas ajustadas para cada uno.

La proyección arrojó un incremento continuo del tráfico, alcanzando valores estimados de 1028 vehículos livianos y 16 camiones para el año 2044. Con base en este TPDA proyectado de 757 vehículos/día para el año 2044 y los criterios establecidos en el Manual de Diseño Geométrico del MTOP, se clasificó la vía como de Tercer Orden. Esta clasificación conllevó la recomendación de una carpeta de rodadura asfáltica con un ancho total de 6.7 metros, distribuida equitativamente en ambos sentidos de circulación, una velocidad de diseño de 90 km/h, una velocidad de circulación de 65 km/h y una distancia de visibilidad de 127 m, con el fin de garantizar condiciones óptimas de operación y seguridad para los usuarios.

Estudio de Suelos

El estudio de suelos desarrollada se centró en la evaluación de las características de dos perfiles de suelo, representados por las calicatas 1 y 2. El propósito fundamental de este estudio fue determinar la aptitud de estos materiales para su empleo como capa de subrasante en el diseño vial.

El análisis granulométrico, pilar esencial en la clasificación de suelos según el SUCS, demostró que ambas calicatas exhibían una composición predominantemente granular. La Calicata 1 se definió como una arena pobremente graduada con presencia de limo (SP-SM), mientras que la Calicata 2 se identificó como una grava pobremente graduada con presencia de

limo (GP-GM). Esta preponderancia de fracciones gruesas, arena y grava respectivamente, con una proporción limitada de finos, anticipó un comportamiento mecánico dominado por las propiedades de fricción interna de las partículas granulares.

Los ensayos de límites de Atterberg, que comprenden la determinación del límite líquido (LL) y el índice de plasticidad (IP), corroboraron la baja plasticidad de la fracción fina en ambas muestras. Los valores obtenidos, con un LL inferior a 40 y un IP menor a 10, se correspondieron con la clasificación A-2-4 del sistema AASHTO. Esta clasificación engloba materiales granulares con finos limosos y escasa plasticidad, lo que reforzó la interpretación del comportamiento de los suelos como materiales principalmente granulares. La concordancia entre los sistemas de clasificación SUCS y AASHTO brindó una visión integral y consistente de las características de los suelos estudiados.

El ensayo de Proctor Modificado, siguiendo las directrices de la norma ASTM D-1557, aportó datos clave sobre la compactibilidad de los materiales. En la Calicata 1, se estableció una densidad seca máxima (γ_d máx) cercana a los 2.00 gr/cm³, alcanzada con una humedad óptima (w ópt) en el rango de 8% a 9%, lo que se alineó con el valor de OHC (8.4%). La curva de compactación resultante presentó una forma característica de campana, indicativa de una respuesta favorable a la compactación. La Calicata 2, en cambio, mostró una curva menos definida, probablemente influenciada por un valor atípico en el ensayo inicial con 0.4% de humedad, que se excluyó del análisis principal. A partir de la tendencia observada y el valor de OHC (7.9%), se estimó una densidad seca máxima (γ_d máx) de aproximadamente 1.95-1.96 gr/cm³ y una humedad óptima (w ópt) en torno al 7.9%.

Por último, se aplicó el ensayo CBR, según la norma AASHTO T193-63, para evaluar la resistencia al corte de los suelos compactados. Los resultados arrojaron valores CBR máximos de

6.37% para la Calicata 1 y 6.2% para la Calicata 2, ambos correspondientes a la compactación con 25 golpes. Este hallazgo sugirió que un incremento en la energía de compactación, representada por 56 golpes, no produjo un aumento significativo en la resistencia. Los valores CBR promedio fueron de 6.15% y 6.07% para las calicatas 1 y 2, respectivamente. Estos valores, aunque aceptables para su uso en subrasantes, demandan una consideración cuidadosa en el diseño del pavimento, pudiendo requerir la implementación de capas de mayor espesor para garantizar la capacidad de soporte necesaria.

Diseño de Pavimento Flexible

El diseño del pavimento flexible, basado en la metodología AASHTO 93, arrojó valores específicos para los parámetros fundamentales que rigen su comportamiento estructural. El tráfico proyectado, representado por el W18, se calculó en 21,556.86626 ESAL'S. Esta cifra cuantifica la acumulación de cargas de tráfico que se espera que el pavimento soporte a lo largo de su vida útil de diseño. La magnitud de este valor refleja la intensidad del tráfico prevista y sirve como base para dimensionar adecuadamente las capas del pavimento.

La confiabilidad del diseño se estableció en un 65%. Este valor, seleccionado en consideración de que la vía en cuestión se clasifica como Clase 3 y se ubica en una zona rural, implica un cierto nivel de riesgo aceptado de que el pavimento no alcance el nivel de serviciabilidad terminal al final del período de diseño. Esta elección se alinea con las recomendaciones de AASHTO para este tipo de vías, caracterizadas por volúmenes de tráfico generalmente más bajos en comparación con carreteras de mayor jerarquía, donde se justificarían niveles de confiabilidad más altos.

La pérdida de serviciabilidad (Δ PSI) se definió en 1.8. Este valor se determinó a partir de un PSI inicial (P_o) de 3.8, que representa la condición del pavimento inmediatamente después de

su construcción, y un PSI terminal (Pt) de 2.0, que corresponde al nivel mínimo aceptable de serviciabilidad al final de su vida útil de diseño. La diferencia entre estos dos valores (Δ PSI) indica el deterioro previsto en la calidad de la superficie de rodadura durante la vida útil del pavimento.

El módulo resiliente (M_r) del suelo de subrasante se calculó en 8,170.92 PSI, basándose en un valor de CBR de 6.15%. Este parámetro resulta fundamental para la evaluación de la capacidad de soporte del suelo y su influencia en el comportamiento del pavimento bajo las cargas de tráfico. Un valor de M_r más alto indica una mayor rigidez del suelo y, por lo tanto, una mayor capacidad de resistir deformaciones bajo carga.

Con estos parámetros, se calculó un Número Estructural Requerido (SN) de 1.496. Este valor representa la resistencia estructural mínima que debe poseer el paquete de pavimento para soportar las cargas de tráfico proyectadas y las condiciones de diseño consideradas. El SN requerido sirve como objetivo para el diseño del espesor de las capas del pavimento.

Los espesores propuestos para las capas del pavimento fueron los siguientes: 7.50 cm para la carpeta asfáltica, 10.00 cm para la base granular tratada con asfalto y 15.00 cm para la subbase granular. Con estos espesores, y utilizando los coeficientes estructurales y de drenaje correspondientes (que se detallan en la sección de metodología), se calculó un SN de 3.130. La comparación entre el SN calculado (3.130) y el SN requerido (1.496) revela que el diseño propuesto excede significativamente el valor mínimo requerido. Esta diferencia indica la presencia de un factor de seguridad en el diseño, que podría interpretarse como una mayor capacidad de carga del pavimento o una mayor vida útil en comparación con la estrictamente necesaria para el tráfico proyectado.

Diseño Geométrico

El diseño geométrico de la vía, realizado con el software Civil 3D, se basó en parámetros clave para asegurar su funcionalidad y seguridad. Se proyectó una carpeta de rodadura asfáltica con un ancho total de 6.7 metros, distribuida equitativamente en dos carriles de 3.35 metros cada uno, lo que permite la circulación en ambos sentidos y proporciona un espacio adecuado para el tránsito vehicular. La velocidad de diseño se fijó en 80 km/h, lo que influyó en la configuración general del trazado. La velocidad de circulación prevista es de 65 km/h, coherente con la velocidad de diseño y que sugiere la capacidad de la vía para velocidades mayores en condiciones óptimas. Se estableció una distancia de visibilidad de 127 metros, un factor esencial para la seguridad vial, que proporciona a los conductores un tiempo de reacción adecuado ante posibles obstáculos. La longitud total de la vía es de 1 km. El trabajo en Civil 3D abarcó la definición de la geometría general de la vía, incluyendo el ancho de la calzada y la verificación de la distancia de visibilidad a lo largo del trazado.

Diseño de curvas horizontales

El diseño de las curvas horizontales se basó en información topográfica previa y la definición de tangentes, obteniéndose los siguientes radios: Curva 1 (3000 m), Curva 2 (1400 m), Curva 3 (5000 m) y Curva 4 (4000 m). Al contrastar estos resultados con la normativa del MTOP de Ecuador, que sugiere un radio mínimo de 210 metros para una vía de tercer orden en terreno ondulado, se observó que todos los radios calculados superaban significativamente este valor.

Se determinó que la Curva 1, con un radio de 3000 m, representaba un trazado excepcionalmente suave, lo que sugería un diseño orientado a altas velocidades de operación o la presencia de una topografía particularmente favorable. La Curva 2, con un radio de 1400 m, aunque inferior a la anterior, también excedía considerablemente el mínimo normativo,

denotando una priorización de la comodidad y la seguridad de los usuarios a velocidades relativamente elevadas. Se consideró que las Curvas 3 y 4, con radios de 5000 m y 4000 m respectivamente, representaban curvas con una curvatura mínima, aproximándose a tramos rectos. Esta selección de diseño pudo justificarse por la necesidad de evitar obstáculos específicos en el terreno o por la intención de lograr alineamientos más rectos, disminuyendo la necesidad de giros bruscos.

Conclusiones

El diseño geométrico y de pavimento flexible para la derivación de la carretera El Pelado en el km 2,25 hacia la calle El Oro, cumpliendo con los objetivos planteados. El levantamiento topográfico, ejecutado con estación total y referenciado con GPS, estableció una base cartográfica precisa del área de estudio. Se identificaron elementos relevantes como la presencia de postes de alumbrado y depresiones marginales que se consideraron en el diseño. Las condiciones de alta radiación solar durante el levantamiento requirieron ajustes metodológicos, como múltiples cambios de estación, para asegurar la exactitud de las mediciones.

El estudio de tráfico, basado en conteos manuales continuos durante siete días, caracterizó el flujo vehicular en el tramo. Se identificaron cuatro categorías principales de vehículos: automóviles, camionetas, camiones de dos ejes (2D) y motocicletas. Se observó una variación en los volúmenes de tráfico a lo largo de la semana, con un pico los sábados y un valle los martes, lo que reflejó la influencia de factores externos en los patrones de movilidad. La aplicación de factores de estacionalidad y ajuste diario derivó en un Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) de 333 vehículos/día. La proyección del tráfico a 20 años, utilizando tasas de crecimiento diferenciadas para vehículos livianos y camiones, proyectó un TPDA de 757 vehículos/día para el año 2044. Este valor clasificó la vía como de Tercer Orden según el Manual

de Diseño Geométrico del MTOP, lo cual influyó en la selección de los parámetros de diseño geométrico.

El estudio de suelos, basado en el análisis de dos calicatas, determinó la naturaleza predominantemente granular de los materiales. Se clasificaron como arena pobremente graduada con presencia de limo (SP-SM) y grava pobremente graduada con presencia de limo (GP-GM) según el SUCS, y como A-2-4 según AASHTO. Los ensayos de límites de Atterberg confirmaron la baja plasticidad de los suelos. Los ensayos de Proctor Modificado establecieron los parámetros de compactación óptimos. Los valores CBR promedio de 6.15% y 6.07% para las calicatas 1 y 2, respectivamente, aunque adecuados para subrasante, influyeron en la necesidad de considerar espesores de pavimento que aseguren la capacidad de soporte requerida.

El diseño del pavimento flexible, aplicando la metodología AASHTO 93, consideró un tráfico proyectado (W18) de 21,556.86626 ESALs, una confiabilidad del 65%, una pérdida de serviciabilidad (Δ PSI) de 1.8 y un módulo resiliente (M_r) de 8,170.92 PSI, calculado a partir del CBR promedio. Con estos parámetros, se calculó un Número Estructural Requerido (SN) de 1.496. Los espesores propuestos fueron de 7.50 cm para la carpeta asfáltica, 10.00 cm para la base granular tratada con asfalto y 15.00 cm para la subbase granular. Con estos espesores, el SN resultante fue de 3.130, superando el SN requerido. Esta diferencia indica un factor de seguridad que podría traducirse en una mayor vida útil del pavimento o la capacidad de soportar un tráfico superior al proyectado.

El diseño geométrico, desarrollado con Civil 3D, definió una carpeta de rodadura asfáltica de 6.7 metros de ancho, distribuida en dos carriles de 3.35 metros cada uno, con una velocidad de diseño de 80 km/h, una velocidad de circulación de 65 km/h y una distancia de visibilidad de 127 metros, en una longitud total de 1 km. Este diseño integral consideró las

características topográficas, de tráfico y de suelos, proporcionando una solución técnica viable para la derivación de la carretera El Pelado hacia la calle El Oro, cumpliendo con los estándares de seguridad y funcionalidad vial.

Recomendaciones

Considerando la influencia del período de diseño y la tasa de crecimiento en la proyección del tráfico, se recomienda un análisis de sensibilidad. Este análisis consistiría en variar estos parámetros dentro de rangos plausibles, evaluando su impacto en el SN requerido y, consecuentemente, en los espesores de las capas del pavimento. Este enfoque permitiría dimensionar el pavimento considerando un rango de escenarios futuros y evaluar la robustez del diseño ante posibles variaciones en el crecimiento del tráfico. Se podría considerar la utilización de escenarios de crecimiento conservadores, moderados y optimistas, basándose en proyecciones económicas y demográficas de la región.

Si bien la correlación CBR-Mr proporcionó una estimación útil del módulo resiliente (8,170.92 PSI), se recomienda complementar este valor con ensayos de laboratorio específicos, como ensayos triaxiales de carga repetida. Estos ensayos permitirían una caracterización más precisa del comportamiento elástico del suelo bajo cargas dinámicas, reduciendo la incertidumbre en el diseño del pavimento. La información obtenida de estos ensayos podría utilizarse para calibrar modelos constitutivos del suelo y mejorar la predicción del comportamiento del pavimento a largo plazo.

Dado que el SN calculado (3.130) supera significativamente el SN requerido (1.496), se recomienda un estudio de optimización del diseño del pavimento. Este estudio debería explorar la posibilidad de reducir los espesores de las capas, especialmente la de subbase, sin comprometer la capacidad estructural del pavimento. Se sugiere analizar diferentes

combinaciones de materiales y espesores, considerando criterios económicos y de disponibilidad de materiales en la zona. Este proceso de optimización podría resultar en una reducción de costos de construcción sin afectar el desempeño a largo plazo.

Considerando el factor de seguridad implícito en la diferencia entre el SN calculado y el SN requerido, se recomienda analizar las implicaciones de este factor en la vida útil del pavimento. Se podría estimar una vida útil extendida o evaluar la capacidad del pavimento para soportar un volumen de tráfico superior al proyectado. Además, se sugiere desarrollar un plan de mantenimiento preventivo que considere las características del suelo, el clima y el tráfico proyectado, con el fin de maximizar la vida útil del pavimento y minimizar los costos de mantenimiento a largo plazo.

Bibliografía

AASHTO. (2017). *AASHTO guide for design of pavement structures*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

<https://www.transportation.org>

AASHTO. (2018). *Standard method of test for California bearing ratio (CBR) of laboratory-compacted soils (AASHTO T193-63)*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2018). *Standard specifications for transportation materials and methods of sampling and testing*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

<https://www.transportation.org>

AASHTO. (2019). *Pavement design manual*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

<https://www.transportation.org>

Anderson, J. M., & Mikhail, E. M. (1998). *Introduction to surveying and mapping*. New York, NY: McGraw-Hill.

ASTM D1557. (2012). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ or 2,700 kN-m/m³)*. ASTM International.

ASTM D4318. (2017). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. ASTM International.

ASTM D6913. (2017). *Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis*. ASTM International.

Autodesk. (n.d.). *Diseño de carreteras y autopistas*. Autodesk.

Bowles, J. E. (2011). *Manual de laboratorio de suelos* (5ta ed.). McGraw-Hill.

Budhu, M. (2015). *Soil mechanics and foundations* (3rd ed.). John Wiley & Sons.

Coduto, D. P., Yeung, M. C., & Kitch, W. A. (2011). *Geotechnical engineering: Principles and practices* (2nd ed.). Pearson.

Craig, R. F. (2012). *Soil mechanics* (8th ed.). CRC Press.

Das, B. M. (2012). *Principles of geotechnical engineering* (7th ed.). Cengage Learning.

Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). *Principles of geotechnical engineering* (9th ed.). Cengage Learning.

Díaz, E. (2018). *Topografía para la ingeniería civil*. Editorial Alfa.

- Dirección Municipal de Obras Públicas de Playas. (2023). *Informe sobre necesidades de infraestructura vial en El Pelado*. Gobierno Autónomo Descentralizado de Playas.
- Fernández, R. (2011). *Elementos de la teoría del tráfico vehicular*. Fondo Editorial.
- Gobierno Autónomo Descentralizado de Playas. (2023). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Playas 2023-2027*. GAD Municipal de Playas.
- Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (2011). *An introduction to geotechnical engineering* (2nd ed.). Pearson.
- Mojica, R. (2017). *Topografía para la ingeniería civil* (2nd ed.). Editorial Universitaria.
- NEIVI-12-MTOP. (2013). *Normativa de ingeniería vial: Estudio y diseño de carreteras* (2^a ed.). Ministerio de Transporte y Obras Públicas de Ecuador.
- Smith, P. (2013). *Fundamentals of surveying and topographic design*. Wiley.
- Wolf, P. R., & Ghilani, C. D. (2012). *Elementary surveying: An introduction to geomatics* (13th ed.). Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.

Anexos

Ilustración 28

Conteo de vehículos

Tabla #1.- CONTEO DE VEHICULOS											
	DIRECCION	Playa el Pelado, cantón Villamil playas			PAVIMENTO TIPO:	Asfalto			HOJA No:	1	
	CARRILES	2			UBICACIÓN:	Playa el Pelado			FECHA:	11/11/2024	
					HORA PICO:	semana 24 h			DIA:		
TIEMPO	FECHA	LIVIANOS(L)		PESADOS					LIVIANOS	VEHICULOS TOTALES	
		AUTOS	CAMIONETAS	BUSES (2DA)	2DA	CAMIONES			MOTOS		
						3S3(O-OO-OOO)	3A(O-OO)	2S3(O-O-OOO)			
7:30 - 9:30	LUNES 11-11-24	100	50	0	6	0	0	0	0	205	361
7:30 - 9:30	MARTES 12-11-24	85	45	0	12	0	0	0	0	100	242
7:30 - 9:30	MIERCOLES 13-11-24	66	68	0	6	0	0	0	0	150	290
7:30 - 9:30	JUEVES 14-11-24	75	73	0	6	0	0	0	0	170	324
7:30 - 9:30	VIERNES 15-11-24	90	79	0	5	0	0	0	0	185	359
7:30 - 9:30	SABADO 16-11-24	115	86	0	15	0	0	0	0	200	416
7:30 - 9:30	DOMINGO 17-11-24	105.0	92.0	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	178.0	385.0
	TOTALES	636.0	493.0	0.0	60.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1188.0	2377.0
	T.P.D.S.	90.9	70.4	0.0	8.6	0.0	0.0	0.0	0.0	169.7	339.6
	%T.P.D.S	26.8	20.7	0.0	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	50.0	100.0
	T.P.D.A.	89.2	69.1	0.0	8.4	0.0	0.0	0.0	0.0	166.6	333
	fd	0.94	1.40	1.17	1.05	0.95	0.82	0.88	1.03		
	fm	0.953									
	Rango 25%										
	TG	22.30	17.28	0.00	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	41.65	
	T.asignado	111.48	86.41	0.00	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00	208.24	

Fuente: Autores

Ilustración 29*Proyección a 20 años*

Proyección a 20 años

AÑO	n	TIPO DE VEHICULO			TOTAL
		LIVIANOS	BUSES	CAMIONES	
		3.37%	1.80%	2.02%	
2024	0	406	0	11	417
2025	1	420	0	11	431
2026	2	434	0	11	445
2027	3	449	0	11	460
2028	4	464	0	11	475
2029	5	479	0	12	491
2030	6	495	0	12	507
AÑO	n	TIPO DE VEHICULO			TOTAL
		LIVIANOS	BUSES	CAMIONES	
		3.06%	1.63%	1.84%	
2031	7	502	0	12	514
2032	8	517	0	12	529
2033	9	533	0	12	545
2034	10	549	0	13	562
2035	11	566	0	13	579
2036	12	583	0	13	596
2037	13	601	0	13	614
2038	14	619	0	14	633
2039	15	638	0	14	652
2040	16	658	0	14	672
2041	17	678	0	14	692
2042	18	699	0	15	714
2043	19	720	0	15	735
2044	20	742	0	15	757

Fuente: Autores

Ilustración 30

Resultados

	Km/h		m		Km/h
Velocidad de diseño	80	Ancho de pavimento	6,70	Velocidad de circulación	65

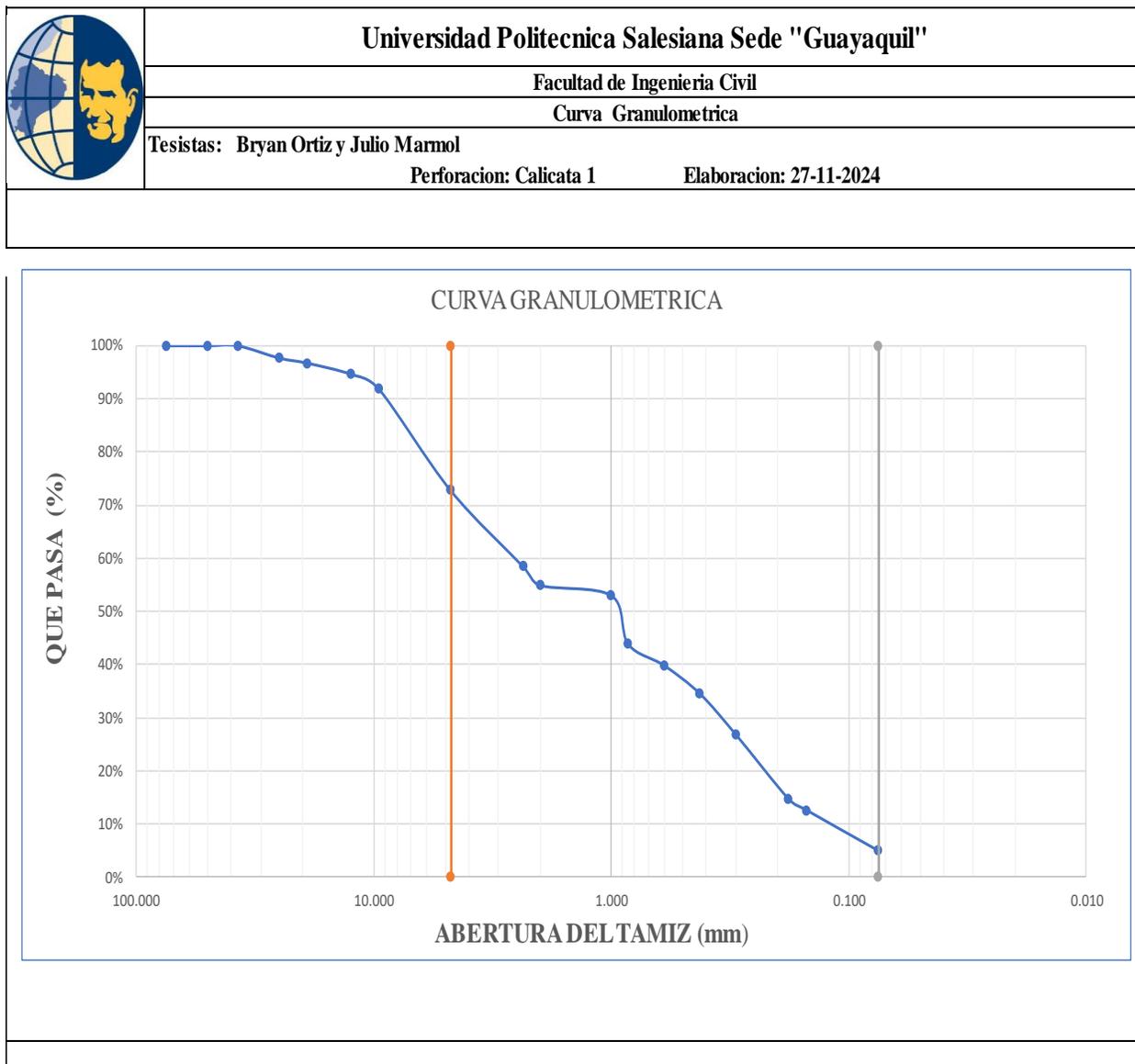
T.D.P.A (Proyectada a 20 años)	757 vehiculos mix/dias/un sentido
Clasificación de la vía	Clase III MOP(Absoluta)
Terrono	LLANO
Velocidad de diseño	90 Km/h
	6.70 m

Fuente: Autores

Ilustración 31*Análisis granulométrico*

	Universidad Politecnica Salesiana Sede "Guayaquil"						
	Facultad de Ingeniería Civil						
	Análisis Granulométrico						
	Tesis: Bryan Ortiz y Julio Marmol Perforación: Calicata 1 Elaboración: 27-11-2024						
Masa de la Muestra (g)		2857.6					
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (g)	Retenido (%)	Retenido Acumulado (g)	Retenido Acumulado (%)	Pasa (g)	% Que pasa
3	75.000	0.00	0%	0.00	0%	2857.60	100%
2	50.000	0.00	0%	0.00	0%	2857.60	100%
1 1/2	37.500	0.00	0%	0.00	0%	2857.60	100%
1	25.000	66.40	2%	66.40	2%	2791.20	98%
3/4	19.000	27.70	1%	94.10	3%	2763.50	97%
1/2	12.500	59.10	2%	153.20	5%	2704.40	95%
3/8	9.500	81.60	3%	234.80	8%	2622.80	92%
N°4	4.750	543.60	19%	778.40	27%	2079.20	73%
N°8	2.360	407.20	14%	1185.60	41%	1672.00	59%
N°10	2.000	101.80	4%	1287.40	45%	1570.20	55%
N°12	1.000	55.80	2%	1343.20	47%	1514.40	53%
N°20	0.850	260.70	9%	1603.90	56%	1253.70	44%
N°30	0.600	114.40	4%	1718.30	60%	1139.30	40%
N°40	0.425	150.90	5%	1869.20	65%	988.40	35%
N°50	0.300	219.20	8%	2088.40	73%	769.20	27%
N°80	0.180	345.80	12%	2434.20	85%	423.40	15%
N°100	0.150	63.40	2%	2497.60	87%	360.00	13%
N°200	0.075	216.90	8%	2714.50	95%	143.10	5%
Fondo	-	143.10	5%	2857.60	100%	0.00	
		2857.60	100%				

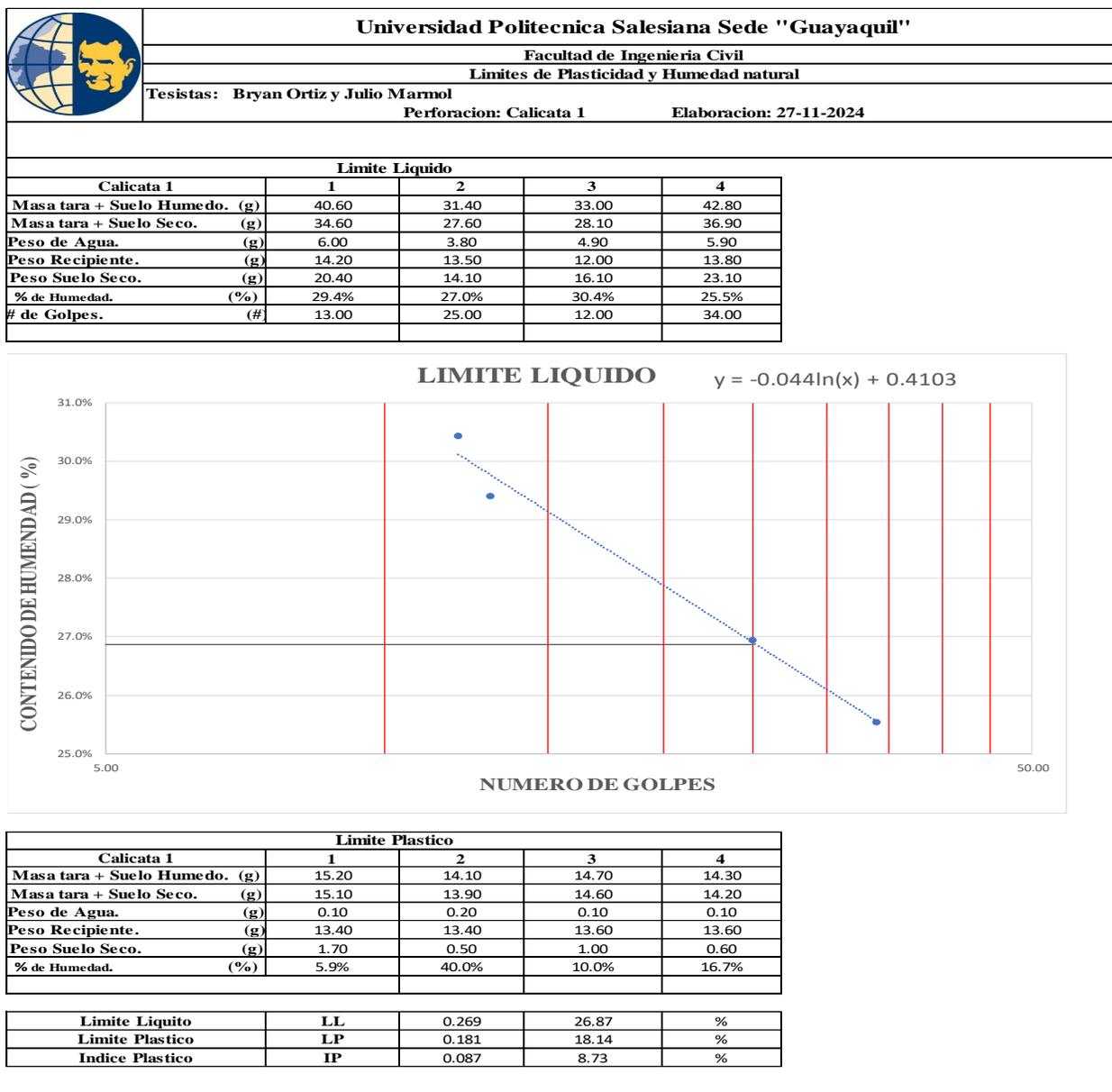
Fuente: Autores

Ilustración 32*Curva Granulométrica*

Fuente: Autores

Ilustración 34

Límites de Plasticidad y humedad

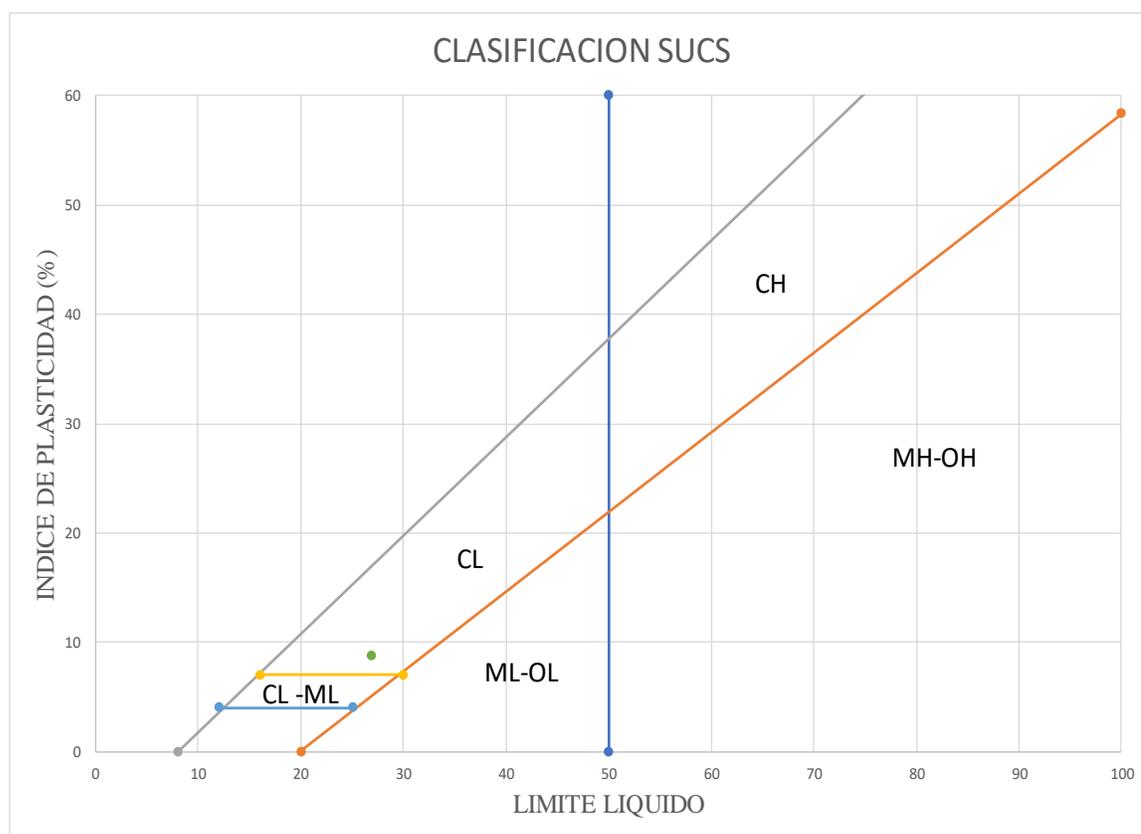


Fuente: Autores

Ilustración 36

Clasificación de suelos (SUCS)

	Universidad Politecnica Salesiana Sede "Guayaquil"	
	Facultad de Ingeniería Civil	
	Clasificación de Suelos (SUCS)	
	Tesis: Bryan Ortiz y Julio Marmol	
	Perforación: Calicata 1	Elaboración: 27-11-2024



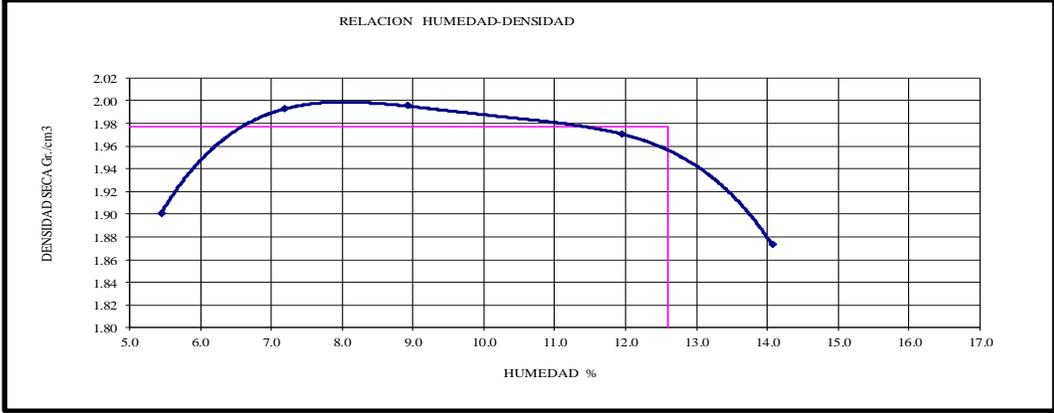
Fuente: Autores

Ilustración 37

Ensayo Proctor modificado

		Universidad Politécnica Salesiana Sede "Guayaquil"				
		Facultad de Ingeniería Civil				
		ENSAYO PROCTOR MODIFICADO				
Tesistas: Bryan Ortiz y Julio Marmol		Perforación: Calicata 1		Elaboración: 27-11-2024		
		ASTM D-1557				
Ensayo	N°	1	2	3	4	5
PESO ESPECIFICO						
Peso de muestra húmeda + molde	Grs.	5407.3	5532.5	5568.1	5599.3	5533.5
Peso del molde	Grs.	3504.1	3504.1	3504.1	3504.1	3504.1
Peso de la muestra húmeda	Grs.	1903.2	2028.4	2064	2095.2	2029.4
Volumen del molde	cm3	949.75	949.75	949.75	949.75	949.75
Densidad húmeda	Gr/cm3	2.004	2.136	2.173	2.206	2.137
CONTENIDO DE HUMEDAD						
Tara	N°	1	2	3	4	5
Peso muestra húmeda + tara	Grs.	54.40	54.40	60.30	63.60	65.10
Peso muestra seca + tara	Grs.	52.30	51.70	56.50	58.30	58.70
Peso del agua	Grs.	2.10	2.70	3.80	5.30	6.40
Peso de la tara	Grs.	13.7	14.1	13.9	13.9	13.2
Peso de la muestra seca	Grs.	38.6	37.6	42.6	44.4	45.5
Contenido de humedad	%	5.4	7.2	8.9	11.9	14.1
PESO ESPECIFICO SECO						
Densidad seca	Gr/c.c.	1.90	1.99	2.00	1.97	1.87

RELACION HUMEDAD-DENSIDAD



OHC	8.4	0.084
Hn	5.000699888	0.050
w%	2.359529741	

Fuente: Autores

Ilustración 38

Ensayo CBR

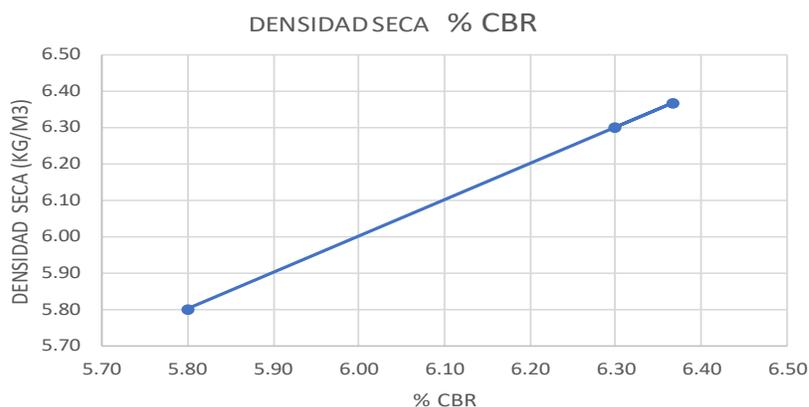
 Universidad Politecnica Salesiana Sede "Guayaquil"			
Facultad de Ingeniería Civil			
Ensayo CBR			
Investigadores: Bryan Ortiz y Julio Marmol			
Perforación: Calicata 1		Elaboración: 27-11-2024	
Diametro del molde	152.24 mm		
Altura del molde	177.81 mm		
volumen del molde (m3)	2122000 mm3	0.002122	
HUMEDAD INICIAL			
Lata N°			
Lata			
Lata + suelo humedo			
Lata + suelo seco			
Peso del agua			
% humedad inicial			
PESO DEL AGUA REQUERIDO			
% humedad optima		%	
% humedad inicial		%	
% humedad requerido		%	
Peso del agua requerido		%	
DENSIDAD SECA Y HUMEDA OPTIMA			
Molde N°	1	2	3
N° Capas	5	5	5
N°Golpes / Capa	10	25	56
Condiciones de muestra (%H)			
Peso de suelo humedo + molde (kg)	12,327	12,641	12,553
Peso del molde (kg)	7,904	7,972	7,937
Peso de suelo humedo (kg)	4,423	4,669	4,616
volumen del suelo (m3)	0.002122	0.002122	0.002122
Densidad humeda (kg/m3)	1349.51	1468.46	1441.89
Lata N°	1	2	3
Peso de la lata (g)	14.4	13.8	14.1
Peso de la lata + suelo Humedo (g)	67.8	65.8	69.2
Peso de la lata + suelo seco (g)	64.6	63.5	67.1
Peso del agua (g)	3.2	2.3	2.1
Peso de suelo seco (g)	50.2	49.7	53
% HUMEDAD	6.374501992	4.6277666	3.96226415
DENSIDAD SECA (KG/M3)	1268.640487	1403.50888	1386.93593
CBR	5.80	6.37	6.30
CBR al 100% compactación			

Fuente: Autores

Ilustración 39

Ensayo CBR

HINCHAMIENTO				
F.DIAL	0.0001	MOLDE		
L.INICIAL	5	1	2	3
FECHA				
		79	33	26.5
		93.5	65.2	46.2
% HINCHAMIENTO		-0.029	-0.0644	-0.0394

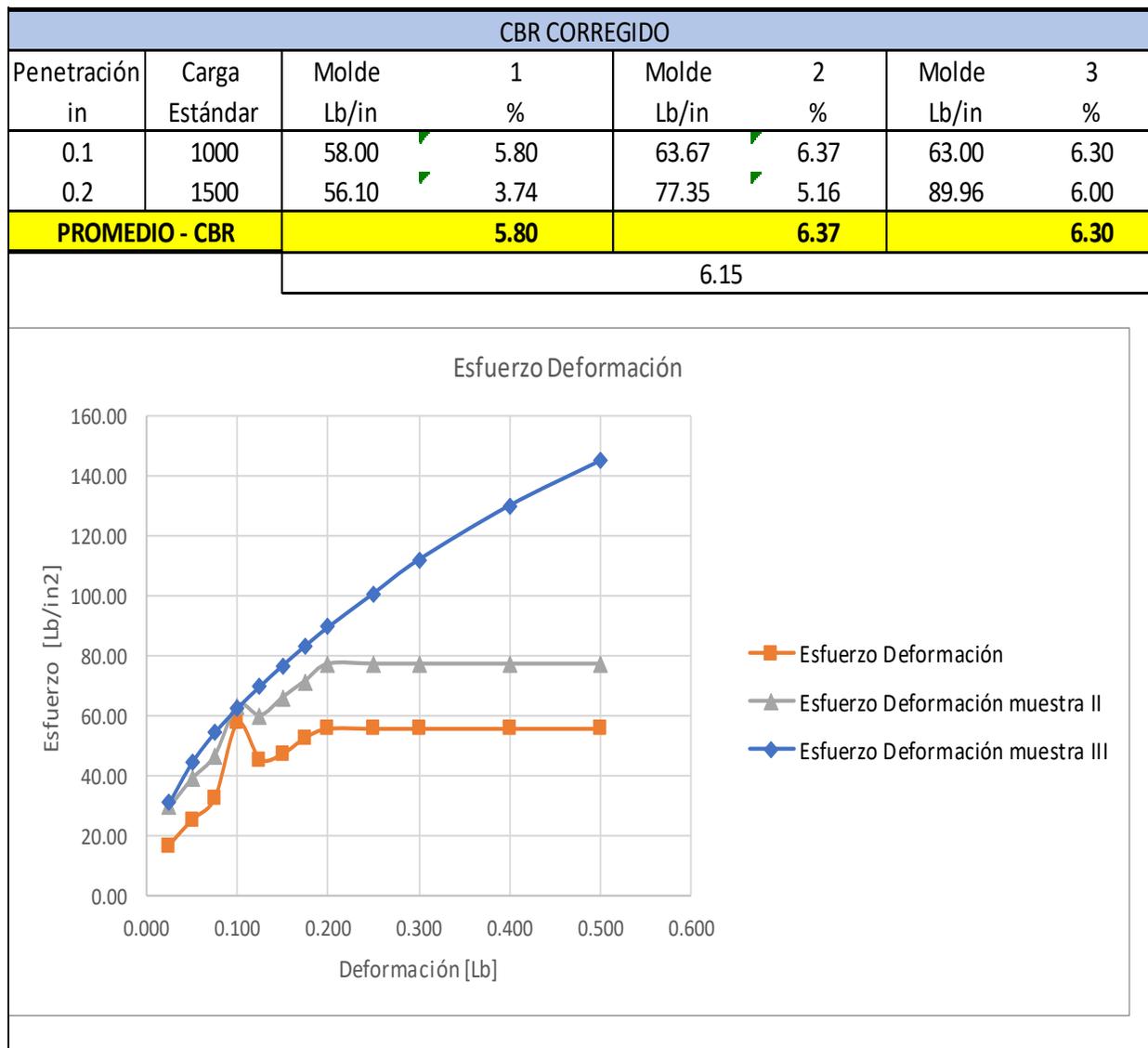


		CBR				K = 3		
Penetración en pulgadas	Carga Estándar (Lb/in)	Molde 1		Molde 2		Molde 3		
		Carga de prueba		Carga de prueba		Carga de prueba		
		Lectura	Lb/in2	Lectura	Lb/in2	Lectura	Lb/in2	
0.025	1.000	51.09	17.03	90.81	30.27	94.82	31.61	
0.050		76.48	25.49	118.69	39.56	134.65	44.88	
0.075		98.25	32.75	141.69	47.23	164.36	54.79	
0.100		174.00	58.00	191.00	63.67	189.00	63.000	
0.125		137.63	45.88	181.09	60.36	210.89	70.30	
0.150		143.05	47.68	199.11	66.37	231.76	77.25	
0.175	159.38	53.13	215.48	71.83	251.32	83.77		
0.200	1.500	168.29	56.10	232.04	77.35	269.89	89.96	
0.250	1.900	168.29	56.10	232.04	77.35	303.52	101.17	
0.300		168.29	56.10	232.04	77.35	337.16	112.39	
0.400		2.300	168.29	56.10	232.04	77.35	391.19	130.40
0.500		2.600	168.29	56.10	232.04	77.35	435.88	145.29

Fuente: Autores

Ilustración 40

Ensayo CBR



Fuente: Autores

Ilustración 41*Análisis granulométrico*

		Universidad Politecnica Salesiana Sede "Guayaquil"					
		Facultad de Ingenieria Civil					
		Analisis Granulometrico					
		Tesisistas: Bryan Ortiz y Julio Marmol					
		Perforacion: Calicata 2			Elaboracion: 27-11-2024		
Masa de la Muestra (g)		4386.2					
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (g)	Retenido (%)	Retenido Acumulado (g)	Retenido Acumulado (%)	Pasa (g)	% Que pasa
3	75.000	0.00	0%	0.00	0%	4386.20	100%
2	50.000	0.00	0%	0.00	0%	4386.20	100%
1 1/2	37.500	0.00	0%	0.00	0%	4386.20	100%
1	25.000	23.30	1%	23.30	1%	4362.90	99%
3/4	19.000	85.98	2%	109.28	2%	4276.92	98%
1/2	12.500	102.50	2%	211.78	5%	4174.42	95%
3/8	9.500	306.20	7%	517.98	12%	3868.22	88%
N°4	4.750	1375.00	31%	1892.98	43%	2493.22	57%
N°8	2.360	341.90	8%	2234.88	51%	2151.32	49%
N°10	2.000	107.10	2%	2341.98	53%	2044.22	47%
N°12	1.000	63.60	1%	2405.58	55%	1980.62	45%
N°20	0.850	337.70	8%	2743.28	63%	1642.92	37%
N°30	0.600	153.60	4%	2896.88	66%	1489.32	34%
N°40	0.425	225.20	5%	3122.08	71%	1264.12	29%
N°50	0.300	261.00	6%	3383.08	77%	1003.12	23%
N°80	0.180	464.90	11%	3847.98	88%	538.22	12%
N°100	0.150	122.40	3%	3970.38	91%	415.82	9%
N°200	0.075	244.16	6%	4214.54	96%	171.66	4%
Fondo	-	171.66	4%	4386.20	100%	0.00	
		4386.20	100%				

Fuente: Autores

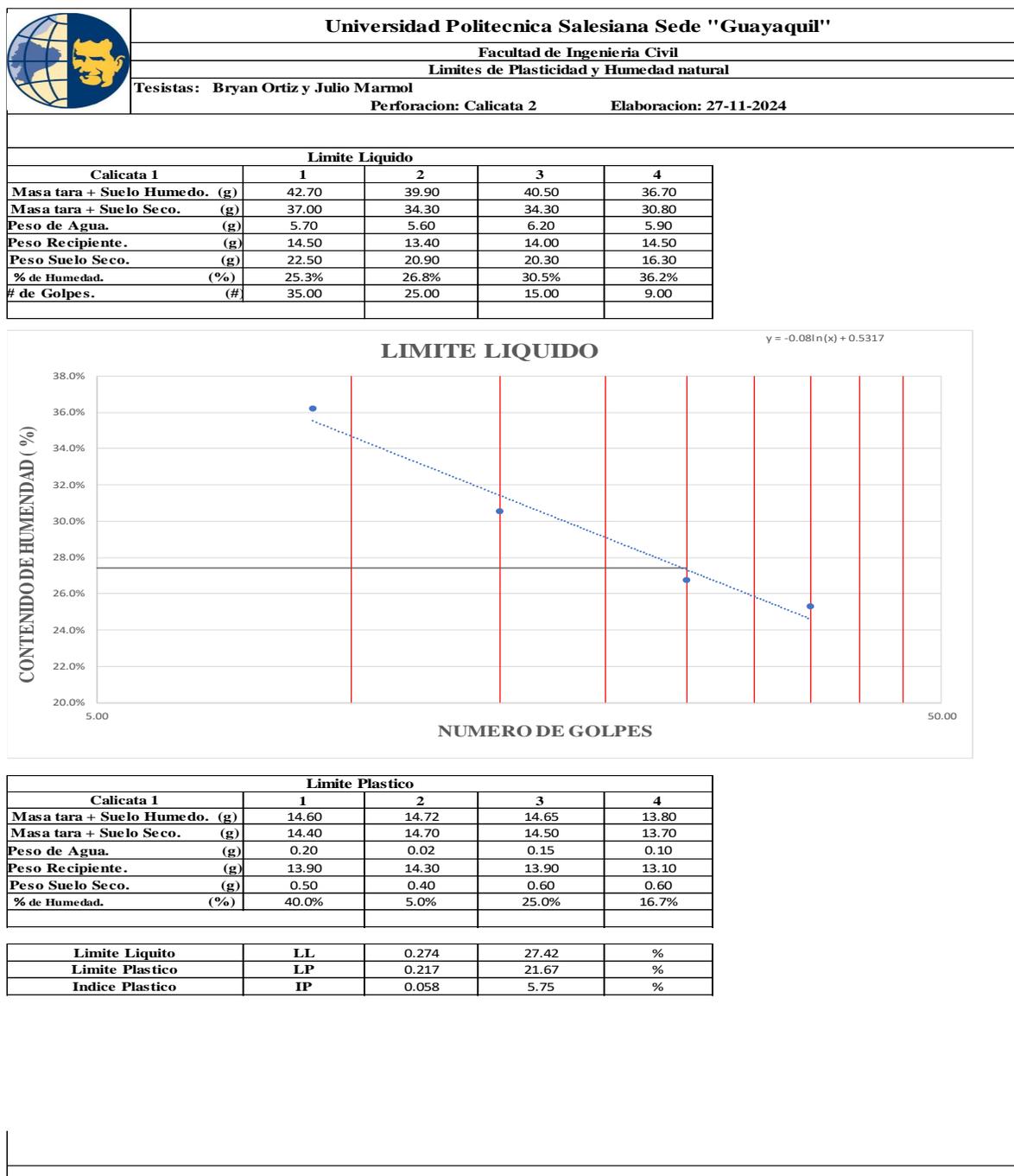
Ilustración 43*Coefficiente de uniformidad y curvatura*

	Universidad Politecnica Salesiana Sede "Guayaquil"																																																																																																								
	Facultad de Ingenieria Civil																																																																																																								
	Coeficientes de uniformidad y curvatura																																																																																																								
	Tesis: Bryan Ortiz y Julio Marmol																																																																																																								
Perforacion: Calicata 2		Elaboracion: 27-11-2024																																																																																																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">MAYOR A MENOR</th> <th colspan="2">MENOR A MAYOR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>75.000</td><td>100%</td><td>0.075</td><td>4%</td></tr> <tr><td>50.000</td><td>100%</td><td>0.150</td><td>9%</td></tr> <tr><td>37.500</td><td>100%</td><td>0.180</td><td>12%</td></tr> <tr><td>25.000</td><td>99%</td><td>0.300</td><td>23%</td></tr> <tr><td>19.000</td><td>98%</td><td>0.425</td><td>29%</td></tr> <tr><td>12.500</td><td>95%</td><td>0.600</td><td>34%</td></tr> <tr><td>9.500</td><td>88%</td><td>0.850</td><td>37%</td></tr> <tr><td>4.750</td><td>57%</td><td>1.000</td><td>45%</td></tr> <tr><td>2.360</td><td>49%</td><td>2.000</td><td>47%</td></tr> <tr><td>2.000</td><td>47%</td><td>2.360</td><td>49%</td></tr> <tr><td>1.000</td><td>45%</td><td>4.750</td><td>57%</td></tr> <tr><td>0.850</td><td>37%</td><td>9.500</td><td>88%</td></tr> <tr><td>0.600</td><td>34%</td><td>12.500</td><td>95%</td></tr> <tr><td>0.425</td><td>29%</td><td>19.000</td><td>98%</td></tr> <tr><td>0.300</td><td>23%</td><td>25.000</td><td>99%</td></tr> <tr><td>0.180</td><td>12%</td><td>37.500</td><td>100%</td></tr> <tr><td>0.150</td><td>9%</td><td>50.000</td><td>100%</td></tr> <tr><td>0.075</td><td>4%</td><td>75.000</td><td>100%</td></tr> </tbody> </table>		MAYOR A MENOR		MENOR A MAYOR		75.000	100%	0.075	4%	50.000	100%	0.150	9%	37.500	100%	0.180	12%	25.000	99%	0.300	23%	19.000	98%	0.425	29%	12.500	95%	0.600	34%	9.500	88%	0.850	37%	4.750	57%	1.000	45%	2.360	49%	2.000	47%	2.000	47%	2.360	49%	1.000	45%	4.750	57%	0.850	37%	9.500	88%	0.600	34%	12.500	95%	0.425	29%	19.000	98%	0.300	23%	25.000	99%	0.180	12%	37.500	100%	0.150	9%	50.000	100%	0.075	4%	75.000	100%	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">D10</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.15</td><td>9.5%</td></tr> <tr><td>0.180</td><td>12%</td></tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">D30</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.425</td><td>29%</td></tr> <tr><td>0.6</td><td>34%</td></tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">D60</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>4.750</td><td>57%</td></tr> <tr><td>9.500</td><td>88%</td></tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Cu</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>3.663</td><td></td></tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr><th colspan="2">Cc</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.268</td><td></td></tr> </tbody> </table>		D10		0.15	9.5%	0.180	12%	D30		0.425	29%	0.6	34%	D60		4.750	57%	9.500	88%	Cu		3.663		Cc		0.268	
MAYOR A MENOR		MENOR A MAYOR																																																																																																							
75.000	100%	0.075	4%																																																																																																						
50.000	100%	0.150	9%																																																																																																						
37.500	100%	0.180	12%																																																																																																						
25.000	99%	0.300	23%																																																																																																						
19.000	98%	0.425	29%																																																																																																						
12.500	95%	0.600	34%																																																																																																						
9.500	88%	0.850	37%																																																																																																						
4.750	57%	1.000	45%																																																																																																						
2.360	49%	2.000	47%																																																																																																						
2.000	47%	2.360	49%																																																																																																						
1.000	45%	4.750	57%																																																																																																						
0.850	37%	9.500	88%																																																																																																						
0.600	34%	12.500	95%																																																																																																						
0.425	29%	19.000	98%																																																																																																						
0.300	23%	25.000	99%																																																																																																						
0.180	12%	37.500	100%																																																																																																						
0.150	9%	50.000	100%																																																																																																						
0.075	4%	75.000	100%																																																																																																						
D10																																																																																																									
0.15	9.5%																																																																																																								
0.180	12%																																																																																																								
D30																																																																																																									
0.425	29%																																																																																																								
0.6	34%																																																																																																								
D60																																																																																																									
4.750	57%																																																																																																								
9.500	88%																																																																																																								
Cu																																																																																																									
3.663																																																																																																									
Cc																																																																																																									
0.268																																																																																																									

Fuente: Autores

Ilustración 44

Límites de plasticidad y humedad natural

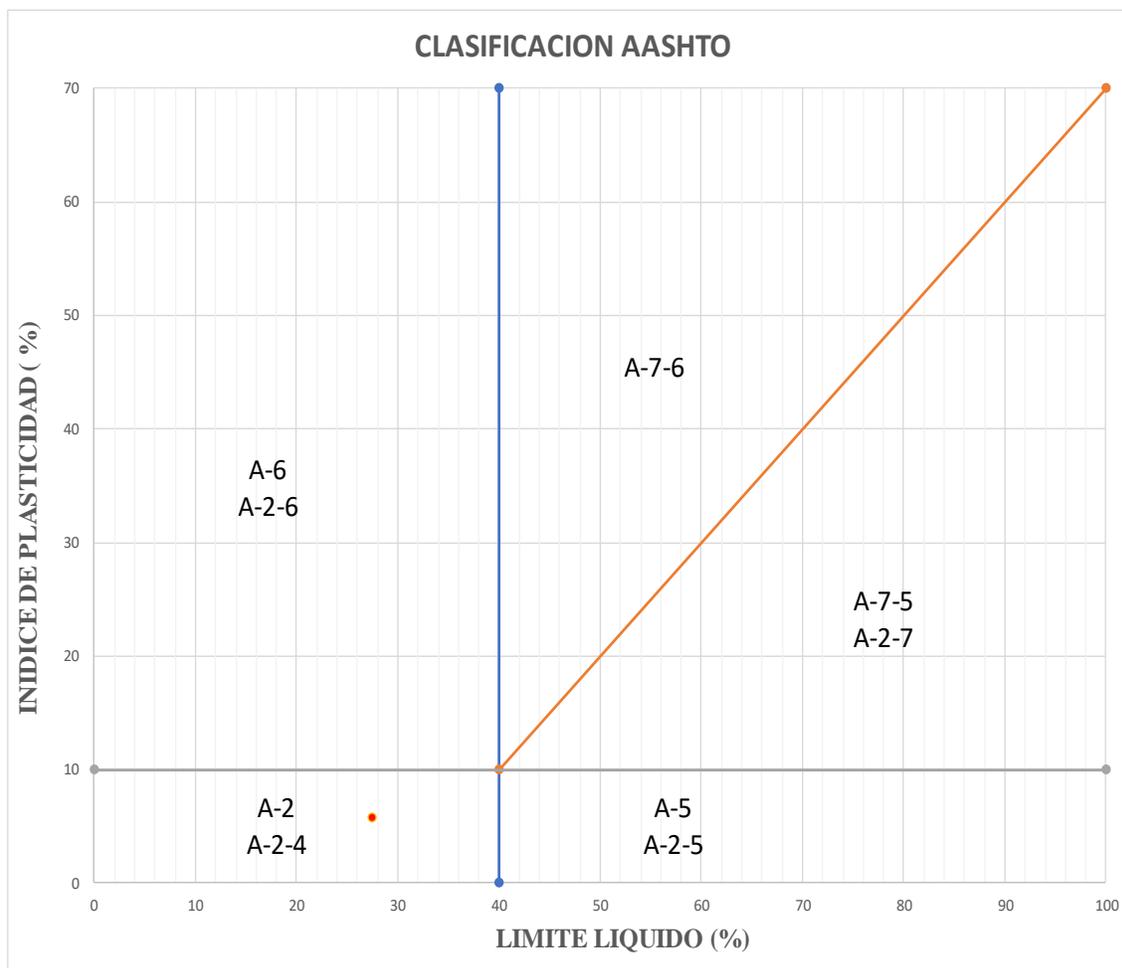


Fuente: Autores

Ilustración 45

Clasificación de suelos

	Universidad Politecnica Salesiana Sede "Guayaquil"	
	Facultad de Ingeniería Civil	
	Clasificación de Suelos (AASHTO)	
	Tesisistas: Bryan Ortiz y Julio Marmol Perforación: Calicata 2 Elaboración: 27-11-2024	



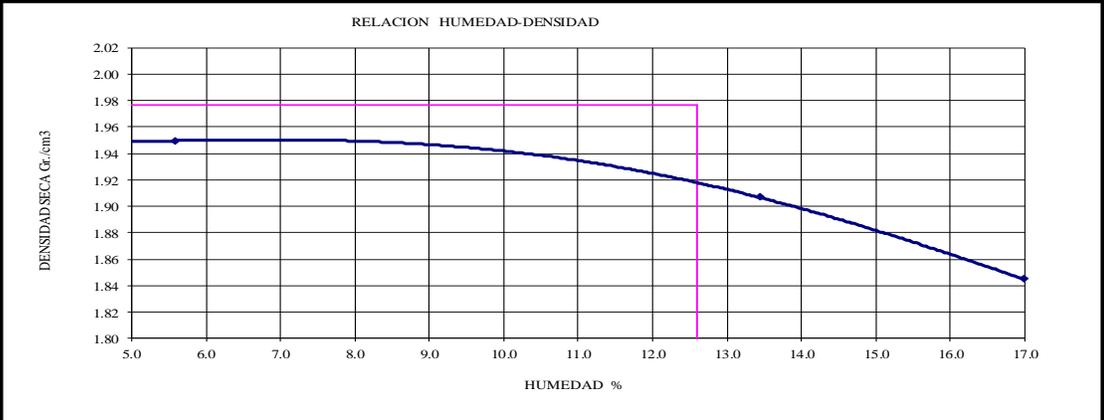
Fuente: Autores

Ilustración 46

Ensayo Proctor modificado

 Universidad Politecnica Salesiana Sede "Guayaquil"						
Facultad de Ingeniería Civil						
ENSAYO PROCTOR MODIFICADO						
Tesisistas: Bryan Ortiz y Julio Marmol						
Perforacion: Calicata 2 Elaboracion: 27-11-2024						
ASTM D-1557						
Ensayo	N°	1	2	3	4	5
PESO ESPECIFICO						
Peso de muestra húmeda + molde	Grs.	5458.5	5543.2	5626.7	5642.5	5638.2
Peso del molde	Grs.	3590.6	3590.6	3590.6	3590.6	3590.6
Peso de la muestra húmeda	Grs.	1867.9	1952.6	2036.1	2051.9	2047.6
Volumen del molde	cm3	948.72	948.72	948.72	948.72	948.72
Densidad húmeda	Gr/cm3	1.969	2.058	2.146	2.163	2.158
CONTENIDO DE HUMEDAD						
Tara	N°	1	2	3	4	5
Peso muestra húmeda + tara	Grs.	63.10	57.40	37.4	45.70	57.50
Peso muestra seca + tara	Grs.	62.90	55.12	33.30	41.90	51.20
Peso del agua	Grs.	0.20	2.28	4.10	3.80	6.30
Peso de la tara	Grs.	13.7	14.2	13.8	13.6	14.1
Peso de la muestra seca	Grs.	49.2	40.92	19.5	28.3	37.1
Contenido de humedad	%	0.4	5.6	21.0	13.4	17.0
PESO ESPECIFICO SECO						
Densidad seca	Gr/cm3.	1.96	1.95	1.77	1.91	1.84

RELACION HUMEDAD-DENSIDAD



OHC	7.9	0.079
Hn	8.531634938	0.085
w%	0.851931091	

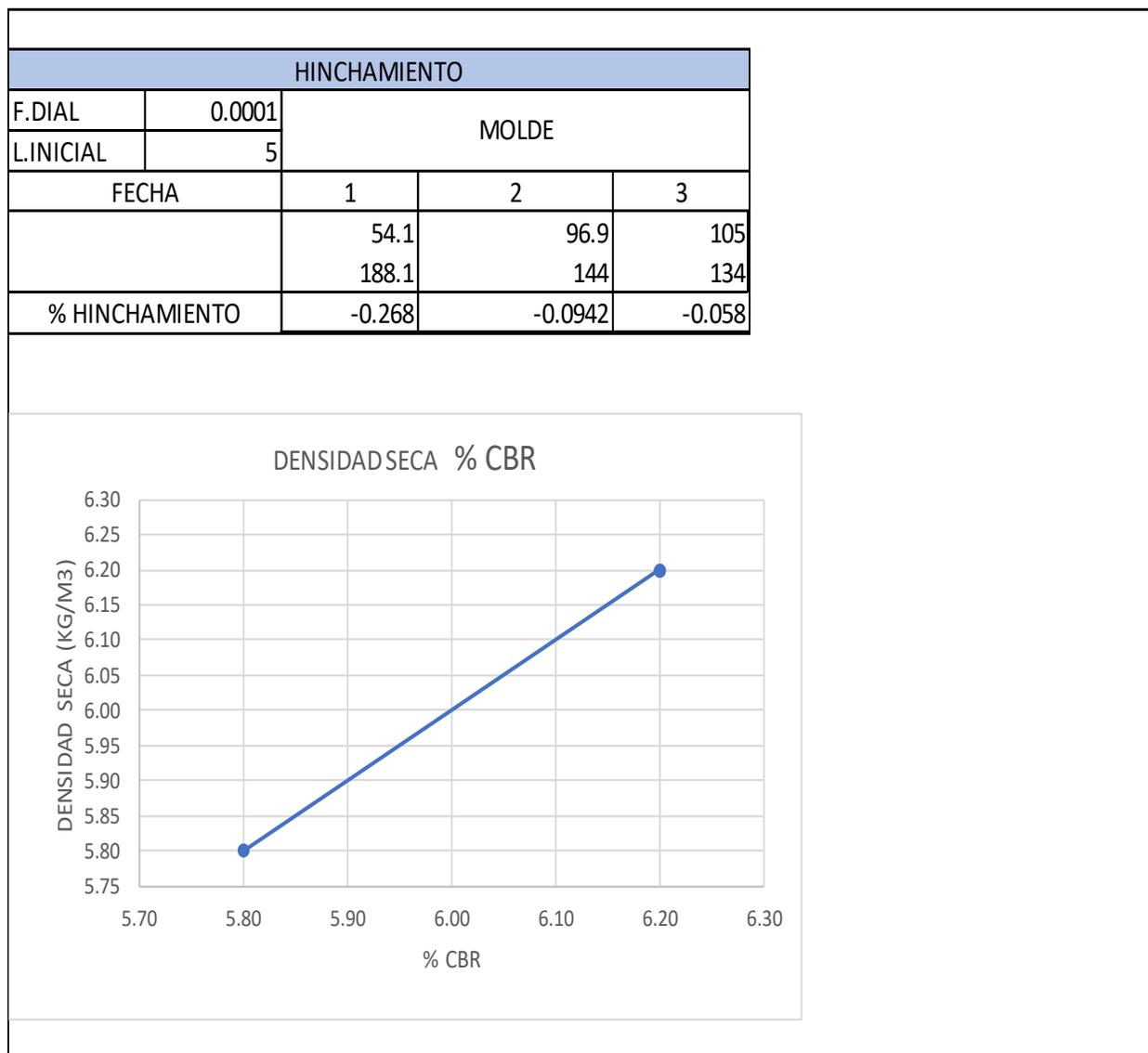
Fuente: Autores

Ilustración 47

Ensayo CBR

		Universidad Politecnica Salesiana Sede "Guayaquil"	
		Facultad de Ingenieria Civil	
		Ensayo CBR	
Investas: Bryan Ortiz y Julio Marmol			
Perforacion: Calicata 1		Elaboracion: 27-11-2024	
Diametro del molde	152.24 mm		
Altura del molde	177.81 mm		
volumen del molde (m3)	2122000 mm3	0.002122	
HUMEDAD INICIAL			
Lata N°			
Lata			
Lata + suelo humedo			
Lata + suelo seco			
Peso del agua			
% humedad inicial			
PESO DEL AGUA REQUERIDO			
% humedad optima	%		
% humedad inicial	%		
% humedad requerido	%		
Peso del agua requerido	%		
DENSIDAD SECA Y HUMEDA OPTIMA			
Molde N°	1	2	3
N° Capas	5	5	5
N°Golpes / Capa	10	25	56
Condiciones de muestra (%H)			
Peso de suelo humedo + molde (kg)	12,354	12,440	12,665
Peso del molde (kg)	7,991	7,900	7,970
Peso de suelo humedo (kg)	4,363	4,540	4,695
volumen del suelo (m3)	0.002122	0.002122	0.002122
Densidad humeda (kg/m3)	1349.51	1468.46	1441.89
Lata N°	1	2	3
Peso de la lata (g)	13.4	14.1	13.6
Peso de la lata + suelo Humedo (g)	68.3	60.8	66.4
Peso de la lata + suelo seco (g)	65.2	58.3	63.5
Peso del agua (g)	3.1	2.5	2.9
Peso de suelo seco (g)	51.8	44.2	49.9
% HUMEDAD	5.984555985	5.6561086	5.81162325
DENSIDAD SECA (KG/M3)	1273.30816	1389.84865	1362.69528
CBR	5.80	6.20	6.20
CBR al 100% compactación			

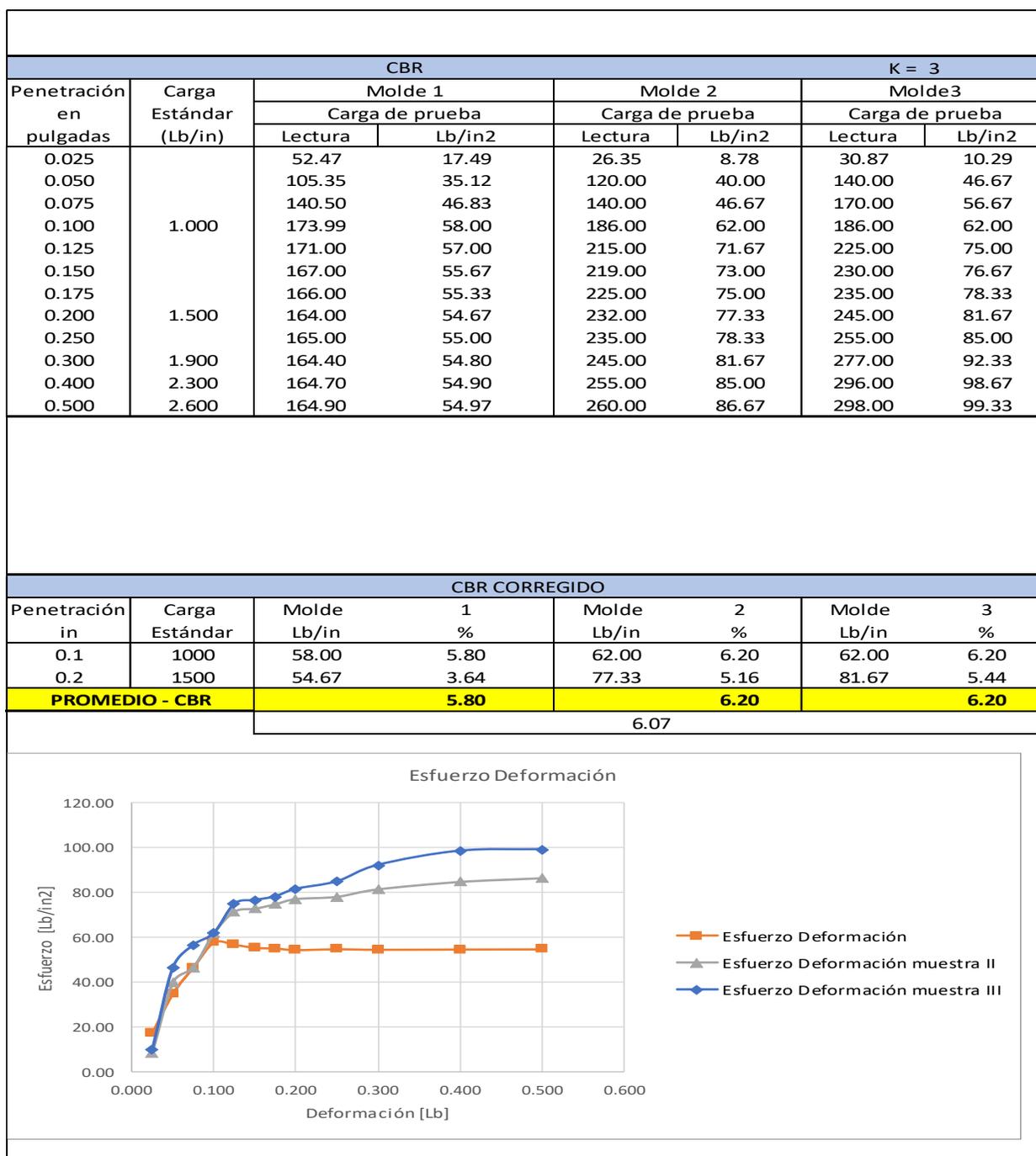
Fuente: Autores

Ilustración 48*Ensayo CBR*

Fuente: Autores

Ilustración 49

Ensayo CBR



Fuente: Autores

Ilustración 50

Determinación del factor de camión

Determinación del factor de Camión (FCE)															
Nombre: Bryan Daniel Ortiz Piñuela															
Tipo de Vehículo	Ejes	Tipo de eje	Llanta	Carga por eje			Fórmulas	Fvp/Fc	FCE	Cantidad TPDA	N° Ejes	Fd	Fc	Fp	N° de EE
				(Ton)	Kn	Kip									
Automóviles/Vagonetas 	1	Simple	Simple	0.82	8.041	1.808	$((Lss)/(6.6))^4$	0.000238	0.0612	0	0	0.5	1	0.5	0.000000
	2	Simple	Simple	3.28	32.166	7.231	$((Lss)/(6.6))^4$	0.060999							
Camionetas 	1	Simple	Simple	0.6	5.884	1.323	$((Lss)/(6.6))^4$	0.000068	0.0176	86.41	86.41	0.5	1	0.5	0.3791983
	2	Simple	Simple	2.4	23.536	5.291	$((Lss)/(6.6))^4$	0.017485							
Otros Livianos 	1	Simple	Simple	0.4	3.923	0.882	$((Lss)/(6.6))^4$	0.000013	0.0035	111.48	111.48	0.5	1	0.5	0.0966350
	2	Simple	Simple	1.6	15.691	3.527	$((Lss)/(6.6))^4$	0.003454							
Minibus (hasta 21 asientos) 	1	Simple	Simple	2.49	24.419	5.489	$((Lss)/(6.6))^4$	0.020259	0.2604	0	0	0.5	1	0.5	0.000000
	2	Simple	Simple	4.62	45.307	10.185	$((Lss)/(6.6))^4$	0.240100							
2D 	1	Simple	Simple	3	29.420	6.614	$((Lss)/(6.6))^4$	0.042688	0.1776	0	0	0.5	1	0.5	0.000000
	2	Simple	Simple	4	39.227	8.818	$((Lss)/(6.6))^4$	0.134916							
2DA 	1	Simple	Simple	3	29.420	6.614	$((Lss)/(6.6))^4$	0.042688	0.5737	10.51	10.51	0.5	1	0.5	1.5075018
	2	Simple	Doble	7	68.647	15.432	$((Lsd)/(8.2))^4$	0.531052							
2DB 	1	Simple	Simple	7	68.647	15.432	$((Lss)/(6.6))^4$	1.265367	4.5037	0	0	0.5	1	0.5	0.000000
	2	Simple	Doble	11	107.874	24.251	$((Lsd)/(8.2))^4$	3.238287							
														$\sum E_{ei}$	1.98
														FCA	30
														1 AÑO	365
														W18-Esaks	21556.86626

Fuente: Autores

Ilustración 51

Cálculo de ejes equivalentes

1.1. CALCULO DE LOS EJES EQUIVALENTES ESAL'S(W1

$$\text{ESAL's(W18)} = 21,556.87$$

$$\text{ESAL's(W18)} = 2.16\text{E}+04$$

Ilustración 52

Confiabilidad

2. CONFIABILIDAD:

Se denomina confiabilidad (R%) a la probabilidad de que un pavimento desarrolle su función durante su vida útil en condiciones adecuadas para su operación. También se puede entender a la confiabilidad como un factor de seguridad, de ahí que su uso se debe al mejor de los criterios.

Cuadro 12.6
Valores recomendados de Nivel de Confiabilidad Para una sola etapa de diseño (10 o 20 años) según rango de Tráfico

TIPO DE CAMINOS	TRAFICO	EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS	NIVEL DE CONFIABILIDAD (R)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	Tr0	75,000	65%
	Tr1	150,001	70%
	Tr2	300,001	75%
	Tr3	500,001	80%
	Tr4	750,001	80%
	Tr5	1,000,001	85%
	Tr6	1,500,001	85%
Resto de Caminos	Tr7	3,000,001	85%
	Tr8	5,000,001	90%
	Tr9	7,500,001	90%
	Tr10	10,000,001	90%
	Tr11	12,500,001	90%
	Tr12	15,000,001	95%
	Tr13	20,000,001	95%
	Tr14	25,000,001	95%
	Tr15	>30'000,000	95%

Fuente: Elaboración Propia, en base a datos de la Guía AASHTO'93

Cuadro 12.8
Coeficiente Estadístico de la Desviación Estándar Normal (Zr) Para una sola etapa de diseño (10 o 20 años) Según el Nivel de Confiabilidad seleccionado y el Rango de Tráfico

TIPO DE CAMINOS	TRAFICO	EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS	DESVIACION ESTÁNDAR NORMAL (ZR)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	Tr0	75,000	-0.385
	Tr1	150,001	-0.524
	Tr2	300,001	-0.674
	Tr3	500,001	-0.842
	Tr4	750,001	-0.842
	Tr5	1,000,001	-1.036
	Tr6	1,500,001	-1.036
Resto de Caminos	Tr7	3,000,001	-1.036
	Tr8	5,000,001	-1.282
	Tr9	7,500,001	-1.282
	Tr10	10,000,001	-1.282
	Tr11	12,500,001	-1.282
	Tr12	15,000,001	-1.645
	Tr13	20,000,001	-1.645
	Tr14	25,000,001	-1.645
	Tr15	>30'000,000	-1.645

Fuente: Elaboración Propia, en base a datos de la Guía AASHTO'93

$$R (\%) = 65.00 \%$$

Ilustración 54

Desviación estándar, Error estándar combinado

2.1. DESVIACIÓN ESTÁNDAR (Z_r).

Es función de los niveles seleccionados de confiabilidad.

$$Z_r = -0.385$$

2.2, ERROR ESTÁNDAR COMBINADO (S_o):

AASHTO propuso los siguientes valores para seleccionar la Variabilidad o Error Estándar Combinado S_o , cuyo valor recomendado es:

Para pavimentos flexibles	0.40 – 0.50
En construcción nueva	0.45

$$S_o = 0.450$$

Ilustración 53

Serviciabilidad

4. SERVICIABILIDAD (Δ PSI):

El Índice de Serviabilidad Presente, es la comodidad de circulación ofrecida al usuario. Su valor varía de 0 a 5. Un valor de 5 refleja la mejor comodidad teórica (difícil de alcanzar) y por el contrario un valor de 0 refleja el peor. Cuando la condición de la vía decrece por deterioro, el PSI también decrece.

ÍNDICE DE SERVICIO	CALIFICACIÓN
5	Excelente
4	Muy bueno
3	Bueno
2	Regular
1	Malo
0	Intransitable

Entonces:

$$P_o = 3.8$$

$$P_t = 2.0$$

$$\Delta \text{ PSI} = P_o - P_t$$

$$\Delta \text{ PSI} = 1.80$$

Ilustración 55

Modulo resiliente

5. MÓDULO RESILIENTE (Mr)

El módulo resiliente es una medida de la rigidez del suelo de sub rasante, el cual para su cálculo, deberá determinarse mediante el ensayo de resiliencia determinado de acuerdo a las recomendaciones del AASHTO

$$\text{CBR} = 6.15 \%$$

$$\text{Mr} = 8170.92 \text{ PSI}$$

$$\text{Número Estructural requerido } \text{SN} = 1.496$$

Haciendo tanteos de espesor hasta que (Ecuación I) Sea aproximadamente Igual a (Ecuación II):

$$\text{Log}_{10}(\text{W18}) - Z_r \times \text{So} + 0.20 + 8.07$$

12.777 ... Ecuación I

$$9.36 \times \text{Log}_{10}(\text{SN} + 1) + \frac{\text{Log}_{10}\left(\frac{\Delta \text{PSI}}{4.2 - 1.5}\right)}{0.4 + \frac{1094}{(\text{SN} + 1)^{5.19}}} + 2.32 \text{Log}_{10}(\text{Mr})$$

12.777 ... Ecuación II

Ilustración 56*Número estructural***NÚMERO ESTRUCTURAL (SN).**

$$SN = a_1 \times d_1 + a_2 \times d_2 \times m_2 + a_3 \times d_3 \times m_3$$

SN	=	Número Estructural.
a _{1,2,3}	=	Coefficientes estructurales de las capas: superficial, base y subbase.
d _{1,2,3}	=	Espesores (en cm) de las capas: superficial, base y subbase.
m _{2,3}	=	Coefficiente de drenaje para las capas: superficial, base y subbase.

$$a_1 = 0.17 \text{ /cm}$$

$$a_2 = 0.115 \text{ /cm}$$

$$a_3 = 0.047 \text{ /cm}$$

Ilustración 57*Calidad de drenaje***CALIDAD DE DRENAJE**

Calidad de Drenaje	% de tiempo del año en que el pavimento está expuesto a niveles de saturación			
	Menor que 1%	1% - 5%	5% - 25%	Mayor que 25%
Excelente	1.40 – 1.35	1.35 – 1.30	1.30 – 1.20	1.20
Bueno	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.15 – 1.00	1.00
Regular	1.25 – 1.15	1.15 – 1.05	1.00 – 0.80	0.80
Pobre	1.15 – 1.05	1.05 – 0.80	0.80 – 0.60	0.60
Muy pobre	1.05 – 0.95	0.95 – 0.75	0.75 – 0.40	0.40

$$m_2 = 1$$

$$m_3 = 1$$

Ilustración 58

Estructura del pavimento

Espesor de capa Superficial **D1 = 7.50 Cm**

Espesor de Base **D2 = 10.00 Cm**

Espesor de Subbase **D3 = 15.00 Cm**

Número Estructural requerido **SN = 1.496**

Número Estructural calculado **SN = 3.130**

Comparando ambos "SN"

CUMPLE

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

	Pulg.	Cm.
Losa de Cº Asfáltico	e= 0.030	7.50
Base Granular	e= 0.039	10.00
Subbase granular	e= 0.059	15.00

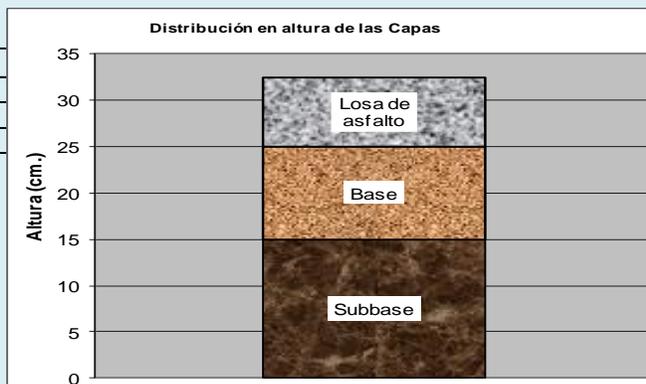


Ilustración 59

Reconocimiento del terreno para realizar las calicatas



Fuente: Autores

Ilustración 60*Ensayo de muestreo*

Fuente: Autores

Ilustración 61*Ensayo de muestreo*

Fuente: Autores

Ilustración 62*Ensayo de granulometría*

Fuente: Autores

Ilustración 63*Ensayo Límites de Atterberg*

Fuente: Autores

Ilustración 64*Ensayo Proctor*

Fuente: Autores

Ilustración 65

Nivelación y calado de la estación total para el levantamiento topográfico de la vía



Fuente: Autores

Ilustración 66

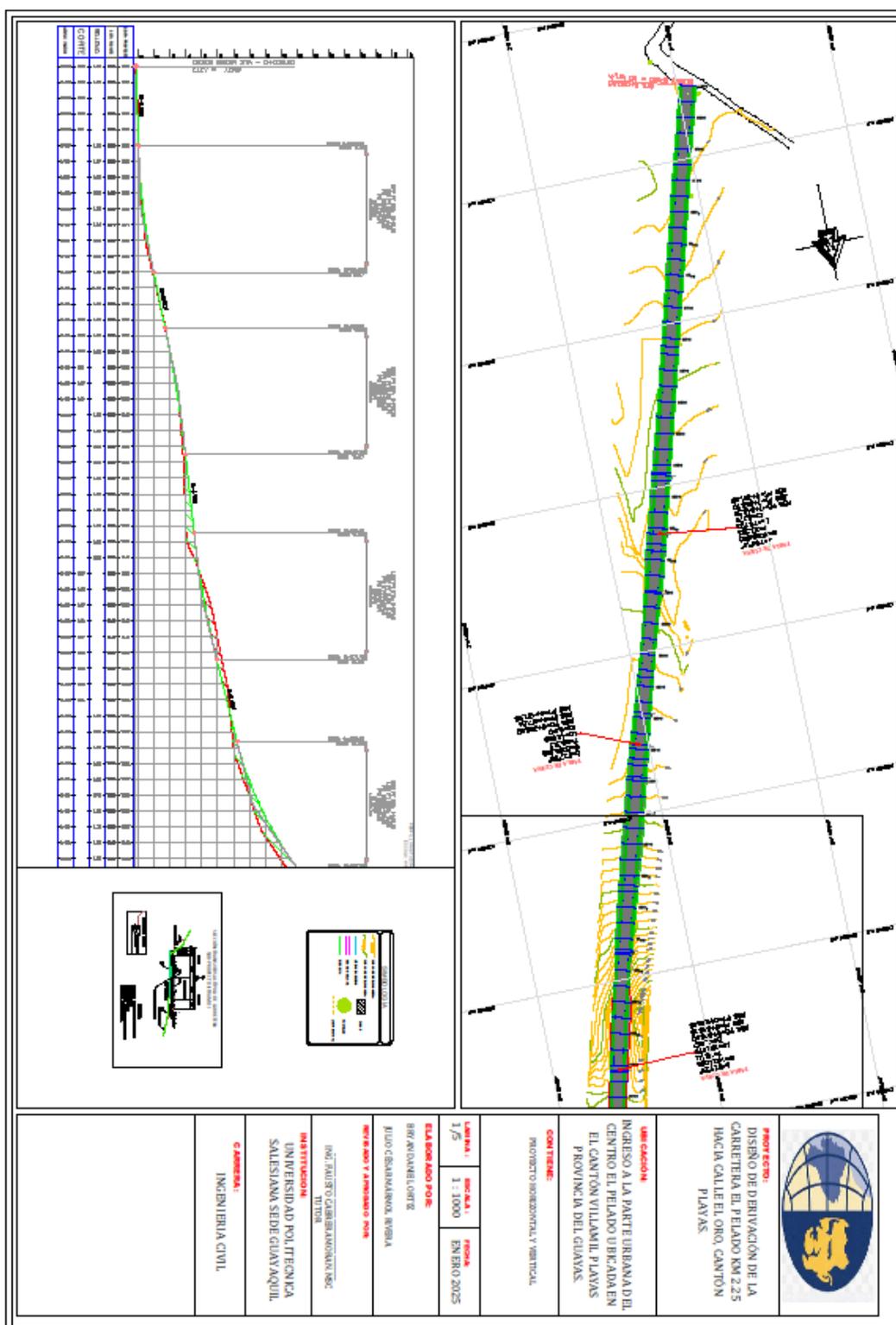
Toma de puntos para el levantamiento topográfico de la vía



Fuente: Autores

Ilustración 67

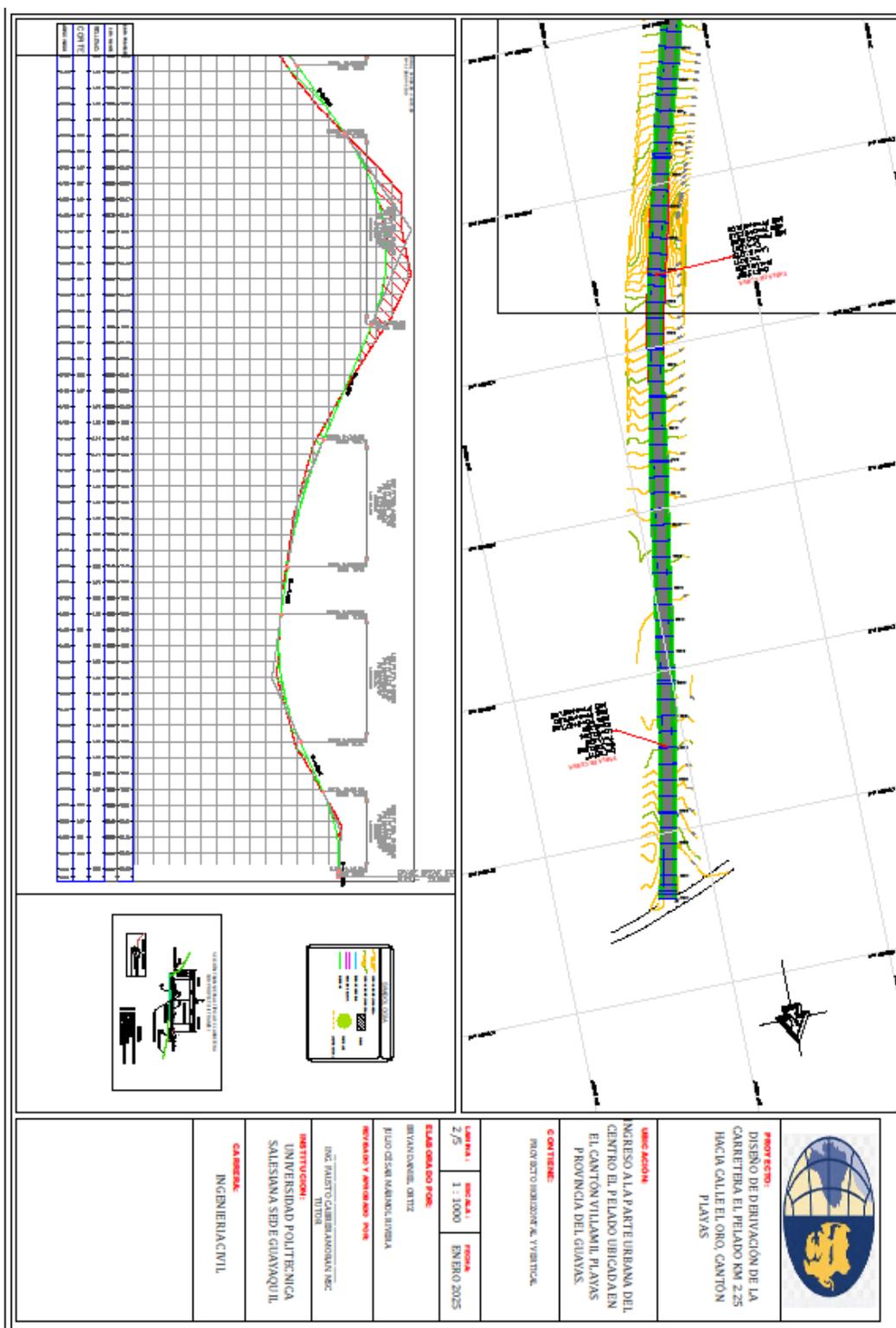
Diseño geométrico propuesto de la vía



Fuente: Autores

Ilustración 68

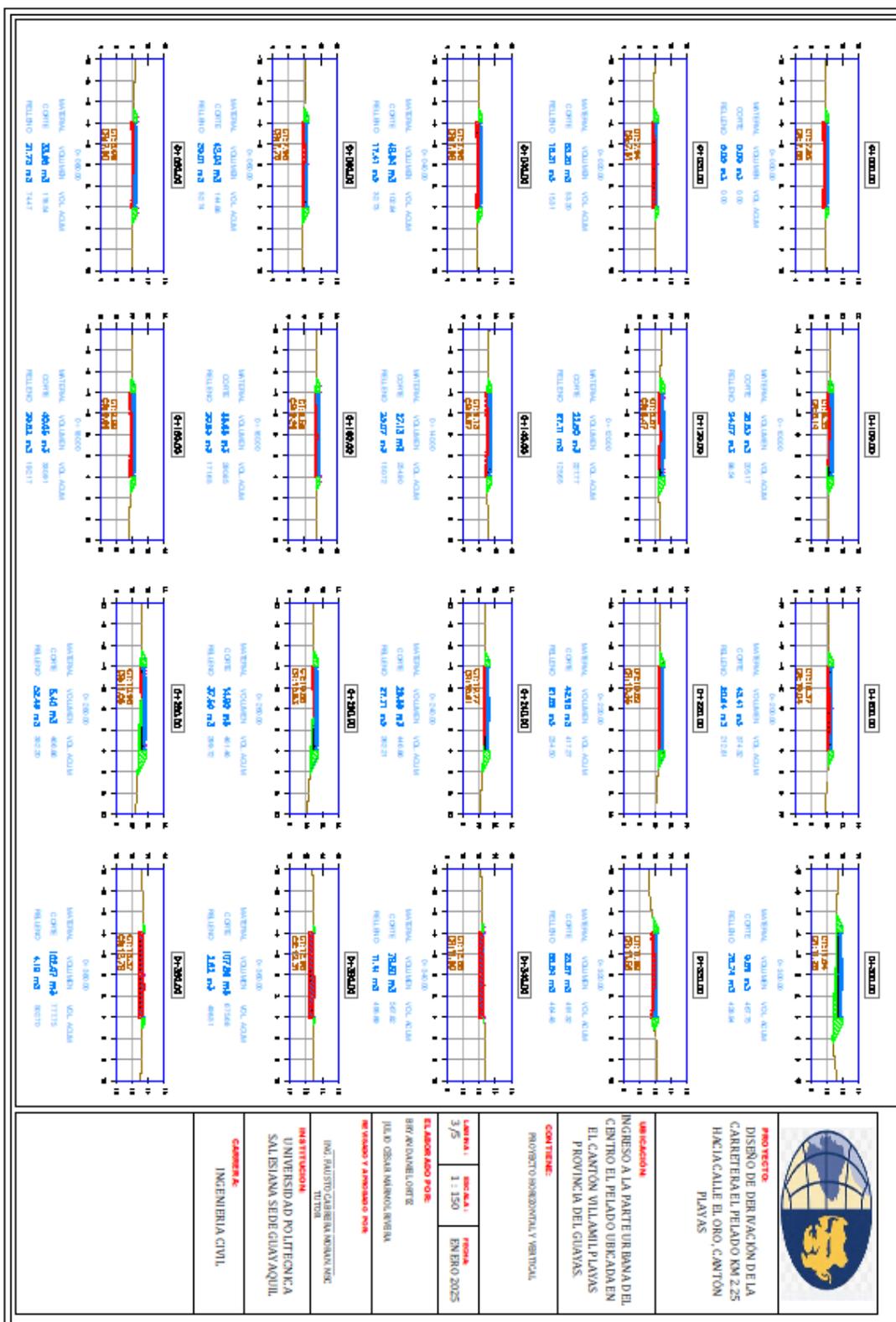
Diseño geométrico propuesto de la vía



Fuente: Autores

Ilustración 69

Diseño geométrico propuesto de la vía



Fuente: Autores

Ilustración 70

Diseño geométrico propuesto de la vía

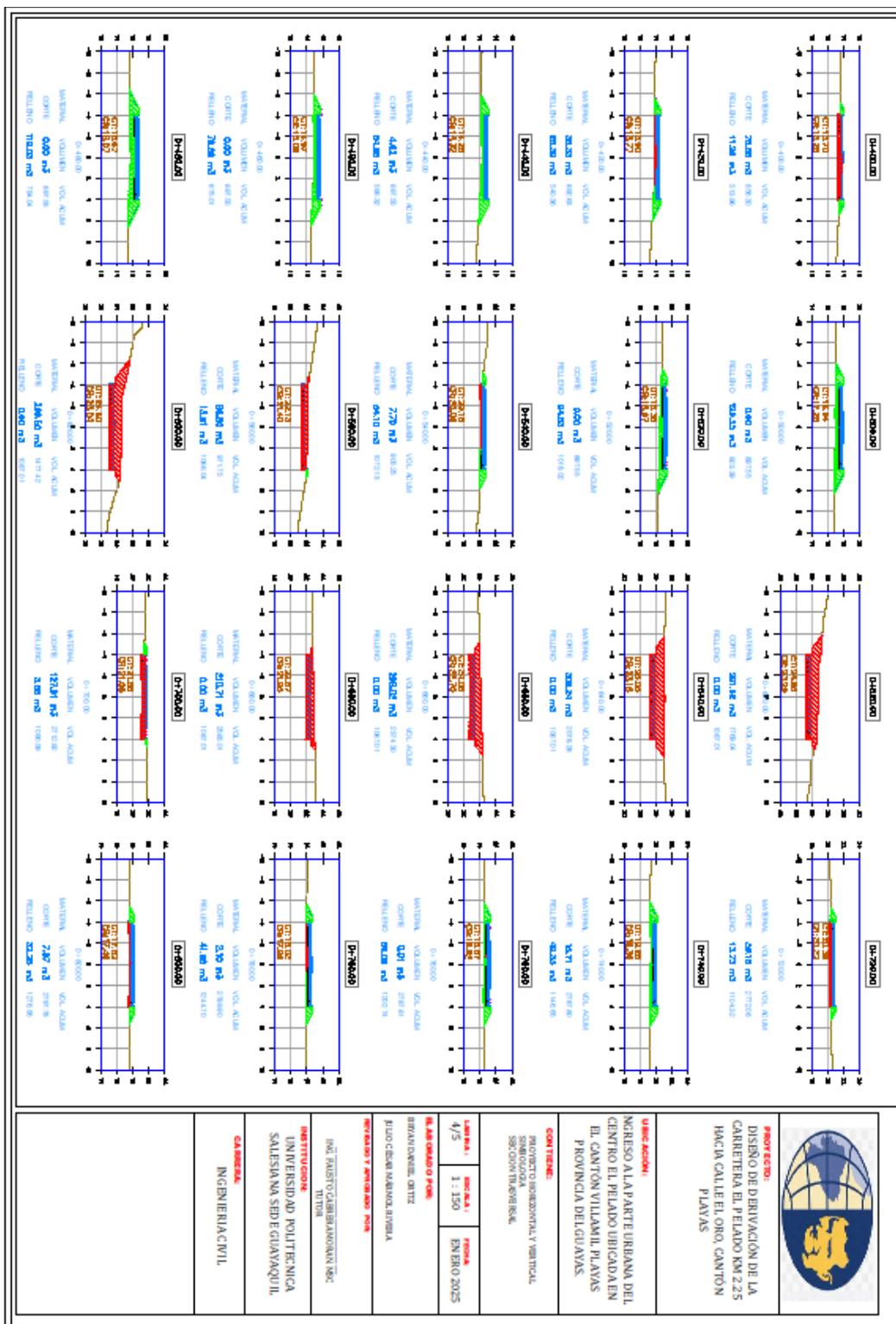
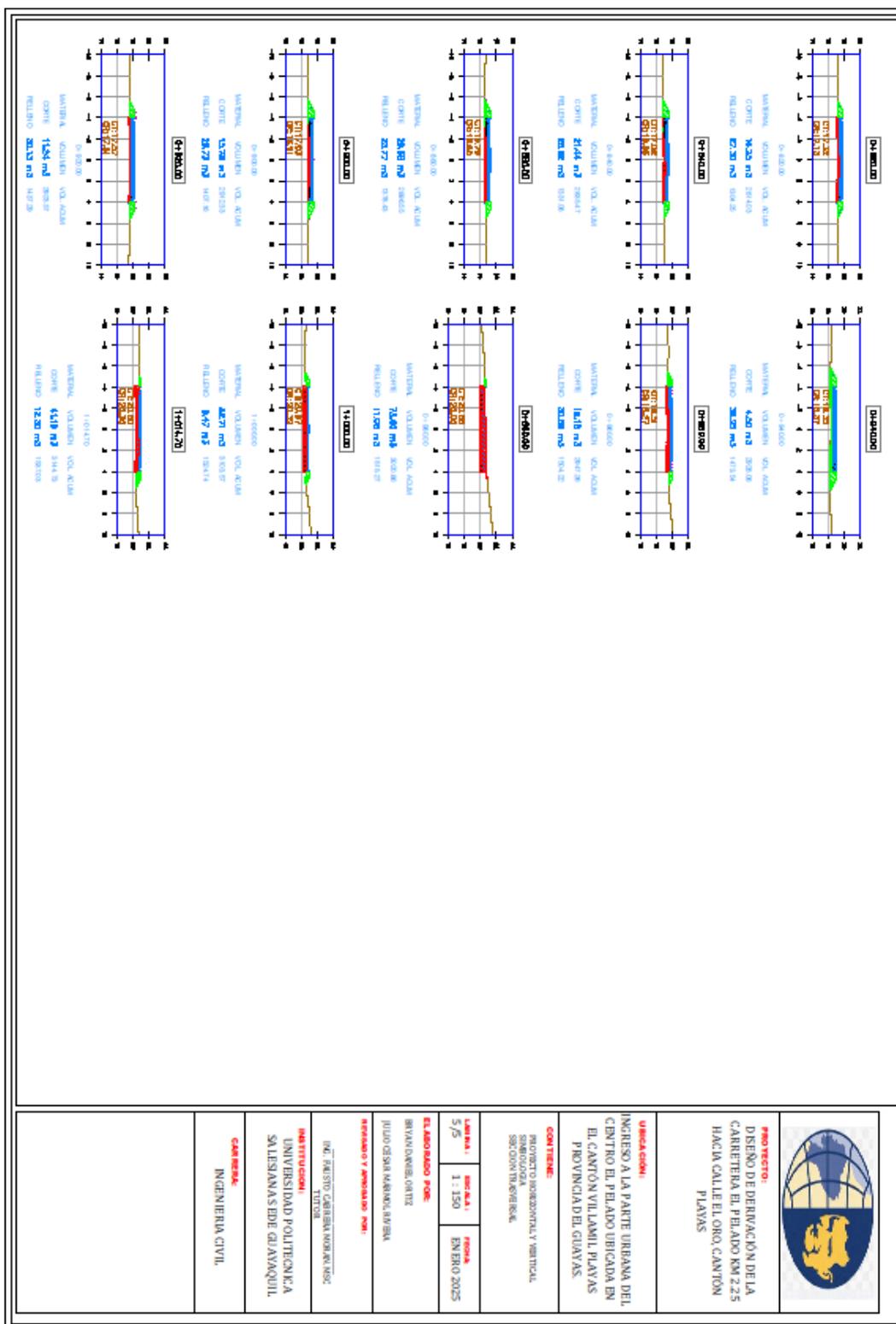


Ilustración 71

Diseño geométrico propuesto de la vía



Fuente: Autores