

“Implementación de software de análisis y diseño en el proyecto de consultoría: Diseño de la Ampliación de las Rutas Nacionales Nos. 3 y 106, sección: Barreal-Lagunilla-Valencia, para la empresa IMNSA Ingenieros Consultores S.A.”

Abstract

The need to implement specialized software in the number and spatial analysis of road infrastructure projects gave rise to the present graduation project. The implementation of software allowed to simplify and streamline the design processes through complex numerical analysis and the analysis of spatial reality.

The road infrastructure project corresponds to the design of the extension of National Routes Nos. 3 and 106, section: Barreal-Lagunilla-Valencia. Specifically, it focuses on road geometric design, storm drainage design and pavement design.

The geometric road design was developed according to AASHTO design criteria for horizontal alignment and vertical alignment; In this way, AutoDesk Civil 3D 2016 software was used.

On the other hand, the design of storm drains was executed through the Rational Method and the Manning Formulation; subsequently, the software SWMM 5.2 was implemented to perform a comparison of results using both hydrological and hydraulic analysis methodologies.

Furthermore, the pavement design was performed through the design methodology of AASHTO 1993 and the methodology of Empirical Mechanical Criteria; thus, the 3D Move Analysis 2.1 software was implemented to perform the structural analysis of the pavement layers.

Resumen

La necesidad de implementar software especializados en el análisis número y espacial de proyectos de infraestructura vial dio origen al presente proyecto de graduación. La implementación de software permitió simplificar y agilizar los procesos de diseño mediante el análisis numérico complejo y el análisis de la realidad espacial.

El proyecto de infraestructura vial corresponde al diseño de la ampliación de las Rutas Nacionales Nos. 3 y 106, sección: Barreal-Lagunilla-Valencia. Específicamente se enfoca en el diseño geométrico vial, diseño de drenajes pluviales y diseño de pavimentos.

El diseño geométrico vial se desarrolló según los criterios de diseño de AASHTO para el alineamiento horizontal y alineamiento vertical; de tal manera se utilizó el software AutoDesk Civil 3D 2016.

Por otro lado, el diseño de drenajes pluviales se ejecutó mediante el Método Racional y la Formulación de Manning; posteriormente se implementó el software EPA SWMM 5.2 para realizar una comparación de resultados mediante ambas metodologías de análisis hidrológico e hidráulico.

Por otra parte, el diseño de pavimento se realizó por medio de la metodología de diseño de AASHTO 1993 y la metodología de Criterios Mecánico Empíricos; así se implementó el software 3D Move Analysis 2.1 para realizar el análisis estructural de las capas del pavimento.

Palabras Clave: Alineamiento horizontal, alineamiento vertical, hidrología, hidráulica, deformación plástica, agrietamiento por fatiga.

“Implementación de software de análisis y diseño en el proyecto de consultoría: Diseño de la Ampliación de las Rutas Nacionales Nos. 3 y 106, sección: Barreal-Lagunilla-Valencia, para la empresa IMNSA Ingenieros Consultores S.A.”

MARCELO BRENES BOGANTES

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Diciembre del 2017

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio.....	1
Resumen ejecutivo.....	2
Introducción	5
Diseño Geométrico Vial.....	6
Diseño de Drenajes.....	18
Diseño de Pavimentos.....	26
Metodología	33
Resultados	50
Análisis de los resultados	103
Conclusiones	109
Recomendaciones.....	111
Apéndices	112
Anexos.....	142
Referencias.....	147

Prefacio

El incremento de la flota vehicular en Costa Rica, está intrínsecamente ligado al crecimiento de la población, surgiendo en tanto la necesidad de construir, ampliar y mejorar la red vial nacional. Consecuentemente, los gobiernos actuales deben promover la inversión de infraestructura vial con el objetivo de contribuir al desarrollo y progreso del país.

La construcción de una carretera posee implicaciones sociales, políticas, económicas y técnicas que la convierte en un proceso complejo y exhaustivo. Desde el punto de vista técnico, la ingeniería se encarga del diseño en las diferentes áreas de geometría vial, hidrología, hidráulica, geotecnia, estructural, entre otras. El diseño es un procedimiento complejo debido al análisis numérico y espacial de las variables, por ello la implementación de software debe promoverse en el desarrollo de proyectos de ingeniería.

El Departamento de Diseño Vial de la empresa IMNSA Ingenieros Consultores SA. no ha implementado el uso de software especializados para el análisis y diseño de proyectos viales. De allí surge el origen del presente proyecto final de graduación, con la intención de simplificar y agilizar los procesos de diseño mediante los análisis complejos de la realidad espacial que facilitan los software de análisis y diseño, entre ellos QGIS 2.18, EPA SWMM 5.2, 3D Move Analysis 2.1.

Actualmente, los ingenieros diseñadores de la empresa utilizan únicamente los software AutoDesk Civil 3D y Eagle Point para el diseño geométrico vial, en el trazado de alineamiento horizontal y alineamiento vertical. Asimismo, utilizan únicamente el software Microsoft Excel para el diseño de drenajes y diseño de pavimentos. De esta manera, se implementó un cambio en la metodología de diseño utilizada por la empresa y se dio paso al uso de herramientas computacionales avanzadas. La importancia de la implementación de software de análisis y diseño radica en el impacto tecnológico para el desarrollo de proyectos de consultoría.

Por otro lado, es fundamental que se implementen los sistemas de información geográfica (SIG) en proyectos de infraestructura vial, dado a las múltiples aplicaciones de análisis espacial que proveen. La industria de la construcción debe actualizarse y estandarizarse al uso de tecnología para promover el avance de la infraestructura vial de Costa Rica.

El objetivo principal de la práctica profesional dirigida fue implementar software de análisis y diseño en el proyecto de consultoría: Diseño de la Ampliación de las Rutas Nacionales Nos. 3 y 106, sección: Barreal-Lagunilla-Valencia, para la empresa IMNSA Ingenieros Consultores S.A. Específicamente, en el diseño geométrico vial, diseño de drenajes pluviales y diseño de pavimentos.

De esta manera, agradezco en primera instancia a Dios por permitirme llegar a esta etapa de mi carrera universitaria, a mis padres, a mis hermanos y a mi profesor guía, el ingeniero Alejandro Ezequiel Medina Angulo. De la misma manera, agradezco a la empresa IMNSA Ingenieros Consultores SA. que me brindó la oportunidad de desarrollar mi proyecto final de graduación.

Resumen ejecutivo

El proyecto de graduación fue desarrollado como una práctica profesional dirigida en la empresa IMNSA Ingenieros Consultores SA. El trabajo final de graduación fue enfocado en dos de las cuatro áreas de la Ingeniería en Construcción, las cuales corresponden a “Infraestructura y Geotecnia” y “Recursos Hídricos y Ambiente”.

Dentro de los objetivos del proyecto se identificaron actividades relacionadas al diseño de alineamiento horizontal, diseño de alineamiento vertical, diseño de drenajes pluviales y diseño de pavimentos para los servicios de consultoría de la empresa. Para el desarrollo de las actividades se implementaron software como herramientas de análisis y diseño, los cuales permitieron simplificar los procedimientos de cálculo numérico y análisis espacial; entre ellos AutoDesk Civil 3D 2016, EPA SWMM 5.2, 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel. Paralelo a ello se implementó el uso de sistemas de información geográfica (SIG), específicamente el software QGIS 2.18.

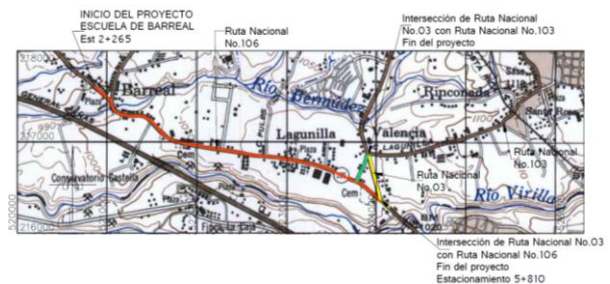
El proyecto de consultoría tiene su origen en la Licitación Abreviada No. 2014LA-000071-0DI00 de la Gerencia de Contratación de Vías y Puentes adscrita al Consejo Nacional de Vialidad (CONAVI); publicada en Octubre de 2014. La licitación contempla la contratación de servicios profesionales para el diseño geométrico, diseño de pavimentos y elaboración de: planos constructivos, especificaciones técnicas, programa de trabajo, propuesta de señalamiento vial horizontal y vertical y presupuesto del siguiente proyecto: Diseño de la Ampliación de las Rutas Nacionales Nos. 3 y 106, sección: Barreal-Lagunilla-Valencia.

Dicha licitación fue adjudicada a IMNSA Ingenieros Consultores S.A. en Octubre de 2016. El programa de trabajo del proyecto estableció como fecha de inicio el 28 de octubre de 2016 y fecha de recepción contractual el 14 de noviembre de 2017, es decir que no debía exceder los 383 días naturales en total.

El servicio de consultoría respondió a las siguientes actividades específicas del proyecto: Levantamiento topográfico, Diseño geométrico,

Derecho de vía (áreas a expropiar), Diseño funcional, Diseño de pavimento, Diseño hidráulico-hidrologico, Diseño Geológico-Geotécnico, Diseño de estructuras de drenaje mayor, Seguridad vial, Planos de aprobación y Planos de construcción. Cabe destacar que el alcance del trabajo final de graduación se limitó exclusivamente al Diseño geométrico, Derecho de vía (áreas a expropiar), Diseño de pavimentos, Diseño hidráulico-hidrologico y Diseño de estructuras de drenaje menor.

El proyecto se encuentra ubicado en la Provincia: 04 Heredia; Cantón: 01 Heredia, Distrito: 04 Ulloa; Rutas Nacionales Nos. 03 y 106, tiene una longitud aproximada de 4,6 km (cuatro coma seis), constituidos de la siguiente forma:



Fuente. Hoja Cartográfica Abra, Escala 1:50.000 ING.

El diseño geométrico vial se realizó de conformidad con los parámetros establecidos en la reglamentación de Policy on Geometric Design of Highways and Streets of AASHTO, sexta edición, 2011; y el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (SIECA), tercera edición, 2011. Según las condiciones específicas del cartel, se consideró una velocidad de diseño de 40km/h del inicio del proyecto (Escuela de Barreal de Heredia) a la intersección del Conservatorio Castilla y de 60km/h para el resto del proyecto.

En relación al diseño de alineamiento horizontal se analizó la tasa de peralte y factor de fricción lateral, radio mínimo de curva y longitud de transición de peralte: mientras que en el diseño de alineamiento vertical se analizó la pendiente de

control de diseño y los parámetros de las curvas verticales simétricas y asimétricas, cóncavas y convexas.

El modelo del diseño geométrico vial se construyó a partir del software AutoDesk Civil 3D Metric 2016, donde se georreferenciaron todos los elementos del corredor vial del proyecto a partir de las coordenadas CRTM-05, sistema oficial de referencia en Costa Rica.

El diseño de drenajes pluviales, en relación a las áreas de hidráulica e hidrología, se realizó en referencia a las especificaciones obtenidas de la Reglamentación Técnica para Diseño y Construcción de Urbanizaciones, Condominios y Fraccionamientos, del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, 2007. Según las condiciones específicas del cartel, se consideró drenajes menores aquellas estructuras como alcantarillados pluviales, caños, cunetas y los pasos de alcantarilla bajo la vía, que cuentan con un caudal inferior a $9,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Respecto al diseño hidrológico se utilizó el Método Racional para estimar el caudal máximo instantáneo en los puntos de control, bajo las premisas de aplicación con áreas tributarias menores a 2 km^2 y condición de flujo concentrado. De esta manera, se utilizó un período de retorno de 25 años y se estimó la intensidad de lluvia a partir de Curvas IDF para la zona de estudio, según el tiempo de concentración estimado por diferentes metodologías, entre ellas Bransby Williams, California Culvert Practice, Método Racional Generalizado, Federal Aviation Administration y Ecuación de Retardo SCS. Asimismo se asignaron los coeficientes de escorrentía ponderados para las condiciones de permeabilidad e infiltración.

En relación al diseño hidráulico se utilizó la Formulación de Manning para dimensionar el sistema de alcantarillado pluvial, bajo las premisas de aplicación de flujo uniforme y permanente. De esta manera, se consideró una velocidad máxima permisible para diseño a tubo lleno de $5,0 \text{ m/s}$; y una velocidad mínima definida por la fuerza tractiva, cuyo valor mínimo es de $0,1 \text{ kg/m}^2$, o bien $0,6 \text{ m/s}$. Asimismo, se propuso un diámetro mínimo para tuberías entre pozos de registro o cabezales de $0,80 \text{ m}$; y entre tragantes y pozos de $0,60 \text{ m}$. Además, se consideró un tirante hidráulico máximo de $0,75$ veces el diámetro de la tubería para conductos cerrados.

El diseño hidrológico e hidráulico, realizado por las metodologías descritas

anteriormente, se realizó a partir de los software QGIS 2.18 y Microsoft Excel. De igual manera, se realizó la modelación hidrológica e hidráulica a partir del software EPA SWMM 5.2. La metodología de cálculo de EPA SWMM 5.2 se desarrolla sobre principios de Conservación de la Masa y Conservación de la Cantidad de Movimiento para calcular caudales, volúmenes, velocidades, concentraciones de contaminantes y otras variables de interés, sobre intervalos de tiempo discretos.

El propósito de utilizar el Método Racional y la Formulación de Manning y posteriormente realizar la modelación con el software EPA SWMM 5.2, es realizar una comparación de los resultados bajo el estado de flujo uniforme frente al estado de flujo de onda dinámica.

El diseño de pavimentos se realizó de conformidad a las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Carreteras y Puentes (CR-2010) y al Manual de Diseños Estándar para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes de Costa Rica (DE-2010). Por otro lado, se comprobaron los lineamientos para la valoración y aprobación de los diseños estructurales de sobrecapas de refuerzo, emitidos por el Doctor Pedro Luis Castro Fernández, Viceministro de Obras Públicas del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT), mediante los oficios DVOP-5170-07 y DVOP-6152-07 de fechas 10 de setiembre de 2007 y 29 de octubre de 2007.

Según las condiciones específicas del cartel, se debían presentar 2 propuestas diferentes de diseño para la estructura de pavimentos del proyecto, las cuales debían ser razonables, viables y ajustarse a las condiciones y limitaciones geométricas existentes. Por lo tanto se definió un periodo de diseño de 15 años para estructuras de pavimentos flexibles y semi-rígidos y de 25 años para pavimento rígido.

De esta manera, se utilizó la metodología de diseño AASHTO 1993 para dimensionar preliminarmente el paquete estructural y luego se verificó el desempeño del pavimento por la metodología de diseño de criterios mecánico empíricos, es decir, se verificó la deformación plástica en la primera fibra de la subrasante, y el agrietamiento por fatiga en la última fibra de la carpeta asfáltica, para pavimento flexible, y en la última fibra de la base estabilizada, para el pavimento semirrígido.

El tránsito promedio diario (TPD) de las rutas principales del proyecto, Rutas Nos. 3 y 106,

se estimó a partir de aforos en las intersecciones principales del análisis funcional. A partir del TPD se obtuvo la cantidad de ejes equivalentes para carril de diseño (EEQ/carril de diseño) con los factores de ajuste de crecimiento anual, distribución direccional y carril. Asimismo, los módulos de rigidez del paquete estructural se obtuvieron mediante correlaciones con el ensayo de CBR.

Por lo tanto, se concluyó que el diseño geométrico del alineamiento horizontal no cumple con los criterios de diseño establecidos en la reglamentación de Policy on Geometric Design of Highways and Streets of AASHTO y el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras de SIECA, debido a las limitaciones geométricas del derecho de vía existente en el corredor vial y a la escasa posibilidad de expropiar propiedades privadas.

De igual manera, el diseño geométrico del alineamiento vertical no cumple con los criterios de diseño establecidos en la reglamentación de Policy on Geometric Design of Highways and Streets of AASHTO y el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras de SIECA, debido a la indicación de conservar el nivel de rasante existente a lo largo de las Rutas No. 3 y 106.

Por otro parte, el diseño de drenajes pluviales mediante la modelación del software EPA SWMM 5.2 analiza con mayor aproximación la realidad hidrológica e hidráulica de las subcuencas urbanas, en comparación al Método Racional y la Formulación de Manning. Respecto a la sección hidrológica, el software realiza una modelación continua de la precipitación que estima con mayor precisión los caudales máximos instantáneos; respecto a la sección hidráulica, el software considera un estado de flujo de onda dinámica que simula la realidad variable del flujo en la distancia y el tiempo dentro de una tubería.

Asimismo, los pavimentos flexibles existentes en las Rutas Nacionales No. 3 y 106 no poseen la rigidez necesaria para resistir la falla por deformación plástica de la subrasante y agrietamiento por fatiga de la subrasante, producto de las cargas vehiculares de los ejes equivalentes para el carril de diseño proyectados a 25 años.

Finalmente, la implementación de software especializado de análisis y diseño permitió desarrollar el proyecto: Diseño de la Ampliación de las Rutas Nacionales Nos. 3 y 106, sección: Barreal-Lagunilla-Valencia, con resultados

optimizados, asegurando durabilidad, servicio y seguridad.

Introducción

El presente informe del proyecto de graduación contiene los aspectos técnicos de ingeniería para el desarrollo del diseño geométrico vial, diseño de drenajes pluviales y diseño de pavimentos en un proyecto de licitación de la Gerencia de Contratación de Vías y Puentes del Consejo Nacional de Vialidad de Costa Rica (CONAVI). El proyecto de consultoría tiene su origen en la Licitación Abreviada No. 2014LA-000071-0DI00.

El objetivo principal del proyecto pretende implementar software de análisis y diseño en el proyecto de consultoría: Diseño de la Ampliación de las Rutas Nacionales Nos. 3 y 106, sección: Barreal-Lagunilla-Valencia, para la empresa IMNSA Ingenieros Consultores S.A. El diseño es un procedimiento complejo que implica paralelamente el análisis numérico y espacial de las variables; así, la implementación de software permite simplificar los procedimientos de análisis numérico y espacial en el diseño del proyecto. Entre los principales software implementados en el diseño de la ampliación de las Rutas Nacionales Nos. 3 y 106 destacan: AutoDesk Civil 3D 2016, QGIS 2.18, EPA SWMM 5.2, 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel.

Los objetivos específicos del proyecto pretenden trazar el alineamiento horizontal y el alineamiento vertical según el diseño geométrico vial de las Rutas Nacionales Nos. 3 y 106; diseñar el sistema de alcantarillado pluvial a partir del análisis hidrológico e hidráulico de drenajes menores; y diseñar los pavimentos de las Rutas Nacionales Nos. 3 y 106.

En relación al diseño de alineamiento horizontal, se realiza un análisis de los factores de fricción lateral, tasas de peralte, radios mínimos de curva circular simple y longitudes de transición de peralte. En relación al diseño de alineamiento vertical, se realiza un análisis de las pendientes de control de diseño y longitudes de curva vertical.

Respecto al diseño de drenajes, se realiza una comparación de resultados de la modelación hidrológica e hidráulica de las subcuencas

urbanas. Inicialmente se utiliza el Método Racional para determinar los caudales máximos instantáneos y la Formulación de Manning para dimensionar el sistema de alcantarillado pluvial; posteriormente se utiliza el software EPA SWMM 5.2 para determinar los caudales máximos instantáneos y dimensionar el sistema de alcantarillado pluvial. De tal manera se contrastan los resultados bajo las diferentes metodologías de diseño.

Con base al diseño de pavimentos, se realizan dos propuestas para el dimensionamiento del paquete estructural, uno bajo la tipología flexible y otro semirrígido. El propósito de realizar dos propuestas se basa en determinar la tipología de pavimentos con mayor factibilidad técnica en función del proceso constructivo y provocar la menor intervención del flujo de tránsito.

Diseño Geométrico Vial

Una carretera es una obra de infraestructura del transporte situada dentro de una franja geográfica delimitada por un corredor vial, dando origen al derecho de vía, el cual permite la circulación libre de vehículos y peatones de manera continua en el espacio y tiempo.

Se entiende por derecho de vía al espacio físico comprendido entre los linderos de propiedad privada que delimiten un ancho del corredor vial a lo largo de una carretera y perpendicular a la línea de centro existente.

El diseño geométrico vial es la disciplina encargada de determinar los parámetros geométricos de una carretera a partir de diversos factores como la topografía, velocidades de diseño y condiciones de tránsito, de modo tal que el usuario pueda transitar de una manera segura, cómoda y funcional.

La carretera será segura cuando se proporcione un diseño simple y uniforme, evitando confusiones al usuario. Se debe proporcionar la visibilidad suficiente para cumplir con las distancias mínimas de parada, decisión y rebase, acompañada de la señalización apropiada.

La carretera será cómoda a manera en que los vehículos disminuyan las aceleraciones, esto se logra diseñando las curvaturas de su geometría y las transiciones de velocidades de operación de sus usuarios a lo largo de los diferentes tramos.

La carretera será funcional de acuerdo a la tipología (principal, secundaria, terciaria), condiciones de tránsito promedio diario y parámetros geométricos, de modo que ofrezca una movilidad constante para la velocidad de operación del usuario, la cual debe ser menor o igual a la velocidad de diseño.

“El diseño geométrico vial está compuesto por tres elementos bidimensionales que se ejecutan de manera individual, pero dependiendo unos de otros, y que al unirlos finalmente se obtiene un elemento tridimensional que corresponde a la vía propiamente”. (Agudelo,

2002). Dichos tres elementos corresponden a los siguientes:

- Alineamiento horizontal: trazado compuesto por ángulos y distancias formando un plano horizontal con coordenadas norte y este.
- Alineamiento vertical: trazado compuesto por distancias horizontales y pendientes dando lugar a un plano vertical con abscisas y cotas.
- Diseño transversal: consta de distancias horizontales y verticales que a su vez generan un plano transversal con distancias y cotas.

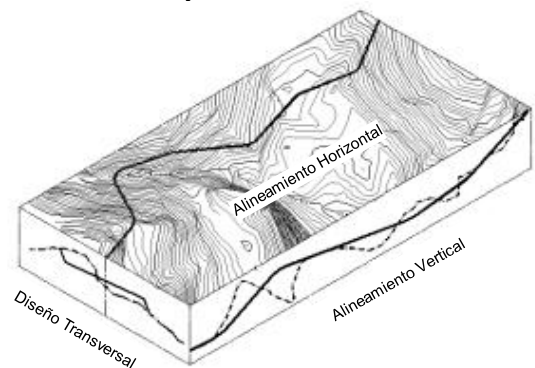


Figura 1. Componentes del diseño geométrico.

Fuente. (Agudelo, 2002)

Los factores del diseño geométrico vial se pueden clasificar en dos categorías. La primera en factores externos o previamente existentes, y la segunda en factores internos o propios de la vía.

Los factores externos están descritos por la conformación geológica y geotécnica, topografía del terreno natural, condiciones ambientales, climatología e hidrología de la zona, recursos económicos con los que se dispone para su estudio, construcción y mantenimiento, parámetros socioeconómicos del área de influencia, desarrollos urbanísticos existentes y

futuros, calidad de las estructuras existentes, condiciones de tránsito promedio diario actual y futuro, entre otros.

Los factores internos se relacionan con la velocidad de diseño establecida y los efectos operacionales de la geometría, especialmente los relacionados a la seguridad, comodidad y funcionalidad. Asimismo, con la estética y armonía con su entorno, las capacidades de las vías, la actitud y comportamiento de los usuarios, entre otros. Estos a su vez dependen de los factores externos.

Por otro lado, la distancia de visibilidad y la sobreelevación o peralte son elementos comunes que están directamente relacionados con la velocidad de diseño, y varían apreciablemente dentro de ella. Dichos elementos son fundamentales para realizar el diseño geométrico vial, que en conjunto con el alineamiento horizontal, alineamiento vertical y diseño transversal, dan origen a una obra de infraestructura.

La carretera debe proporcionar al usuario la visibilidad suficiente para ejecutar con seguridad las diferentes maniobras a que se vea obligado o que decida ejecutar. Es decir, el conductor requiere de un tiempo de percepción y reacción para decidir la maniobra a realizar y un tiempo para llevarla a cabo. Durante ese tiempo total, los vehículos recorren distancias que dependen de su velocidad y que por lo tanto, determinan las mínimas distancias de visibilidad requeridas.

Existen diferentes tipologías de distancia de visibilidad en carreteras, las cuales se definen bajo circunstancias impuestas por el trazado geométrico o la maniobra que desea ejecutar el usuario. Entre ellas se distinguen la visibilidad de parada, visibilidad de decisión, visibilidad de rebase (en carreteras de dos carriles), visibilidad en intersecciones y visibilidad para cruzar una carretera.

Asimismo, la carretera debe proporcionar la sobreelevación o peralte adecuado para contrarrestar parcialmente la fuerza centrífuga del vehículo. Si un vehículo sigue una trayectoria circular, es forzado hacia afuera, radialmente a la curva, debido a la aceleración centrípeta.

Cuando la carretera posee una sobreelevación o peralte, la componente del peso paralelo a la inclinación de la carretera y la fuerza de fricción lateral que se desarrolla entre las llantas y la superficie, o una combinación de las dos, contrarrestan esa aceleración centrípeta.

Alineamiento Horizontal

El alineamiento horizontal, también conocido como diseño geométrico en planta, es una proyección sobre un plano horizontal de su eje real o espacial. El eje horizontal está conformado por una serie de tramos rectos, conocidos como tangentes, enlazados entre sí por curvas circulares o curvas de grado de curvatura variable. De manera tal que proporcione una transición suave y segura al pasar de tramos rectos a tramos curvos o viceversa.

Según el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (SIECA), las principales consideraciones que controlan el diseño del alineamiento horizontal son la categoría de la carretera, topografía del área, velocidad de proyecto, distancias de visibilidad, coordinación con el perfil, costos de construcción, operación y mantenimiento.

El diseño de las curvas de una carretera requiere establecer las relaciones adecuadas entre la velocidad de diseño y la curvatura, así como sus estrechas relaciones con el peralte y la fricción lateral. Los valores reales utilizados en el diseño geométrico dependen de límites prácticos y factores determinados empíricamente sobre el rango de variables involucradas.

Cuando un vehículo se mueve siguiendo una trayectoria circular y la carretera tiene una sobreelevación o peralte, la aceleración centrípeta iguala la fuerza centrípeta; lo cual da origen a una fuerza imaginaria que el conductor cree que lo empuja hacia afuera de las curvas cuando, en efecto, el vehículo se acelera en dirección interior de la curva.

De esta manera, la fórmula básica que describe la operación de un vehículo en curva es la siguiente:

$$\frac{0.01e + f}{1 - 0.01ef} = \frac{v^2}{gR} = \frac{0.0079V^2}{R} = \frac{V^2}{127R}$$

Donde:

e = Tasa de peralte de la carretera, %.

f = factor de fricción lateral.

v = velocidad del vehículo, m/s.

g = aceleración de la gravedad, 9.81 m/s²

V = velocidad del vehículo, km/h.

R = radio de la curva, medido al centro de gravedad del vehículo, m.

Tasa de Peralte y Factor de Fricción Lateral

Cuando se aplica el valor de “ $e_{\text{máximo}}$ ” con un valor conservador de “ f ” en la fórmula básica, se puede obtener el radio mínimo de curva para distintas velocidades de diseño. Para una velocidad de diseño dada, el uso de radios mayores que el mínimo exige determinar las tasas de peralte menores que el máximo a fin de mantener el equilibrio de los factores involucrados. La investigación y experiencia de la AASHTO ha permitido establecer valores límites para “ e ” y “ f ”.

Las máximas tasas de peralte son controladas por varios factores, tales como condiciones climáticas (frecuencia y cantidad de lluvia o nieve), condiciones del terreno (plano o montañoso), tipo de zona (rural o urbana) y frecuencia de vehículos que viajan lento y cuya operación puede ser afectada por tasas altas de peralte. De esta manera se concluye que no hay ninguna tasa única de peralte máxima universalmente aplicable y que por lo tanto debe utilizarse un rango de valores.

Sin embargo, es posible considerar las siguientes tasas máximas de peralte en función de los factores descritos anteriormente: 0.10 en áreas rurales montañosas, siempre que no exista nieve, 0.06 en áreas suburbanas y 0.04 en áreas urbanas. Cabe destacar que el peralte puede omitirse en calles urbanas de baja velocidad.

Los máximos factores de fricción lateral permisibles para el diseño de curvas son tomados del Exhibit 3.12 de AASHTO. Específicamente, se establecen los factores de fricción lateral en relación a la velocidad de diseño, estos se muestran en la TABLA 1.

TABLA 1. FACTOR DE FRICCIÓN MÁXIMA EN FUNCIÓN DE VELOCIDAD DE DISEÑO.

Velocidad de Diseño (KPH)	Factor de Fricción Máxima
20	0.35
30	0.28
40	0.23
50	0.19
60	0.17
70	0.15
80	0.14
90	0.13
100	0.12
110	0.11
120	0.09

Fuente. (AASHTO, 2004)

Por otro lado, existen 5 métodos utilizados para la distribución de la sobreelevación o peralte (e) y el factor de fricción lateral (f) para contrarrestar la fuerza centrífuga en curvas a una determinada velocidad de diseño. De acuerdo al Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (SIECA), estos métodos se enuncian a continuación.

Primero, la sobreelevación o peralte “ e ” y la fricción lateral “ f ” son directamente proporcionales al inverso del radio de la curva horizontal. Es decir, existe una relación lineal entre $1/R=0$ y $1/R=1/R_{\text{mínimo}}$.

Segundo, la fricción lateral es tal que un vehículo viajando a la velocidad de diseño tiene toda la aceleración lateral contrarrestada por la fricción lateral en curvas hasta que se requiere $f_{\text{máximo}}$. Para curvas de radio pequeño, “ f ” permanece igual a “ $f_{\text{máximo}}$ ” y el peralte es entonces utilizado para contrarrestar la aceleración lateral hasta que “ e ” sea “ $e_{\text{máximo}}$ ”. En este método, primero “ f ” y luego “ e ” son incrementados en proporción inversa al radio de curvatura, por lo que este método resulta ventajoso en vías urbanas de baja velocidad.

Tercero, la sobreelevación o peralte es tal que un vehículo viajando a la velocidad de diseño tiene toda la aceleración lateral contrarrestada por el peralte en las curvas hasta que requieren “ $e_{\text{máximo}}$ ”. Para curvas de radio pequeño, “ e ” permanece igual a “ $e_{\text{máximo}}$ ” y la fricción lateral es entonces utilizada hasta que “ f ” sea “ $f_{\text{máximo}}$ ”. En este método, primero “ e ” y luego “ f ” son incrementados en proporción inversa al radio de curvatura, por lo que este método resulta en apropiado en curvas amplias e intermedias

Cuarto, similar al Método 3, excepto que se basa en la velocidad promedio de ruedo, en lugar de la velocidad de diseño. Este método procura superar las deficiencias del Método 3, introduciendo la sobreelevación antes de que se alcance la velocidad de diseño.

Quinto, se mantiene una relación curvilínea entre “ e ” y “ f ” y el radio de la curva, que asemeja una forma parabólica asimétrica, con valores localizados entre los Métodos 1 y 3. Este es el método recomendado para diseño, por representar una distribución práctica sobre el rango usual de curvaturas.

De esta manera, en la TABLA 2 se evidencian las velocidades de ruedo en función de la velocidad de diseño para aplicar el Método 4.

TABLA 2. Velocidad promedio de ruego en función de velocidad de diseño.

Velocidad de Diseño (KPH)	Velocidad de Ruedo (KPH)
20	20
30	30
40	40
50	47
60	55
70	63
80	70
90	77
100	85
110	91
120	98

Fuente. (AASHTO, 2004)

Gráficamente en la Figura 2, se ilustran los 5 métodos descritos anteriormente para la distribución de la sobreelevación ó peralte y el factor de fricción lateral.

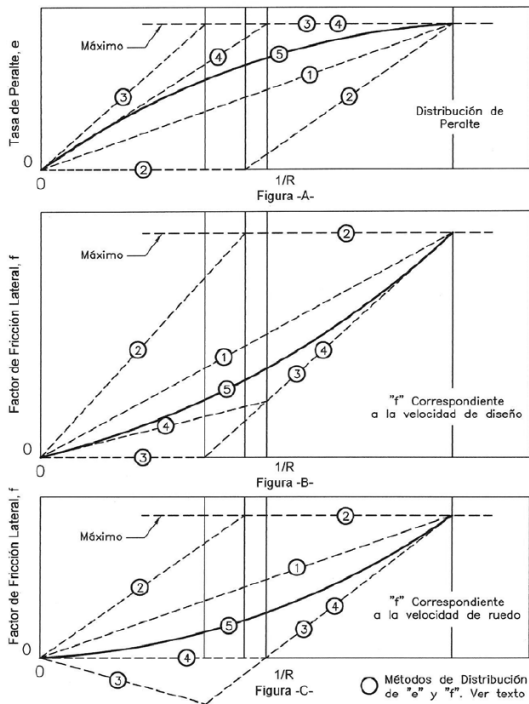


Figura 2. Métodos para distribuir la sobreelevación o peralte (e) y el coeficiente de fricción lateral (f).

Fuente. (AASHTO, 2004)

Además, la Figura 3 permite determinar los factores de fricción lateral mediante una línea sólida, representando el máximo valor de “f” seleccionado para cada velocidad de diseño. Al utilizar estos valores en conjunto con el

recomendado Método 5, entonces se determina las curvas de distribución de “f” para varias velocidades. De tal manera, restando el valor de “f” calculado de $(e/100+f)$ en la velocidad de diseño, se obtiene la distribución final de “e”.

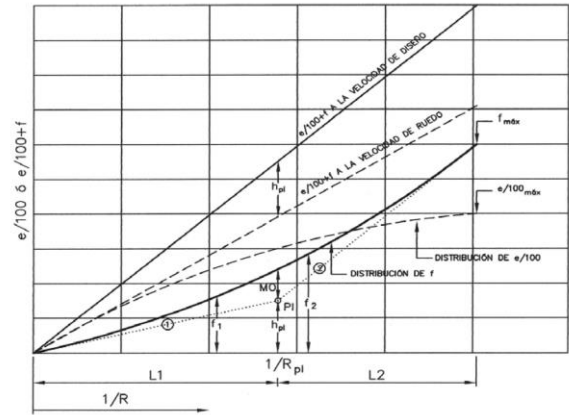


Figura 3. Distribución final de sobreelevación o peralte (e).

Fuente. (AASHTO, 2004)

En el diseño geométrico vial debe definirse previamente el uso, para determinar las tasas de peralte que se aplican sobre el rango de curvatura para cada velocidad de diseño. Un extremo de este rango es la tasa máxima de peralte establecida por consideraciones prácticas y se utiliza para determinar la máxima curvatura para cada velocidad de diseño. El peralte máximo puede ser variado para diferentes condiciones internas y externas. En el otro extremo, no se necesita peralte en las rectas de carretera o en carreteras con radios de curva extremadamente grandes. Para curvatura entre esos dos extremos y para una velocidad de diseño, el peralte debe seleccionarse de tal manera que exista una relación lógica entre el factor de fricción lateral y la tasa de peralte aplicada.

Radio Mínimo de Curva

Una vez definidos la tasa de peralte máximo, el factor de fricción lateral máximo y la velocidad de diseño correspondiente, es posible determinar el radio mínimo de curva. Este es el valor límite de la curvatura para una velocidad de diseño establecida, que se relaciona con el peralte máximo y la máxima fricción lateral seleccionada.

Un vehículo se sale de control en una curva, ya sea porque el peralte o sobre elevación de la curva no es suficiente para contrarrestar la velocidad, o porque la fricción lateral entre las ruedas y el pavimento es insuficiente y se produce el deslizamiento del vehículo. La reducción de radios solamente puede lograrse con difíciles tasas de peralte o arriesgando a coeficientes de fricción lateral que pueden no estar garantizados por la adherencia de las llantas (calidad, grado de desgaste del grabado, presión) con la superficie de rodamiento de la carretera.

De esta manera, la expresión que describe y simplifica el radio mínimo de curva es la siguiente:

$$R_{min} = \frac{V_{max}^2}{127(e_{max} + f_{max})}$$

Donde:

- R_{min} = Radio mínimo de curva, m.
- e_{max} = Tasa de sobre elevación o peralte.
- f_{max} = Factor de fricción lateral.
- V_{max} = Velocidad de diseño, en KPH.

Por otro lado, el grado de curvatura es una manera de expresar la agudeza de una curva. Se expresa como el ángulo central subtendido por un arco de 20 metros; a partir de esa definición se obtiene la siguiente expresión:

$$D_{20} = \frac{1145.9156}{R}$$

Donde:

- D_{20} = Grado de curvatura, o ángulo en el centro de la curva, para un arco de 20 m
- R = Radio de la curva, m.

En la TABLA 3 se presentan los radios mínimos y grados máximos de curvatura para diferentes velocidades de diseño, utilizando los valores recomendados para el factor de fricción “f” y las tasas de peralte “e”.

Para radios mayores al mínimo se debe utilizar tasas de peralte inferiores al máximo de modo que la circulación sea cómoda y segura tanto para los vehículos rápidos como para los lentos. Es importante destacar que por condiciones de seguridad, el peralte máximo de 4% debe limitarse a áreas urbanas.

TABLA 3. Radios mínimos y grados máximos de curvas horizontales para distintas velocidades de diseño, usando valores límites de “e” y “f”.

Velocidad de Diseño (KPH)	Factor de Fricción Máxima	Peralte Máximo = 4%		Grado de Curvatura
		Radio (m)		
		Calculado	Recomendado	
20	0.35	8.1	8	143°14´
30	0.28	22.1	22	52°05´
40	0.23	46.7	47	24°23´
50	0.19	85.6	86	13°19´
60	0.17	135.0	135	8°29´
70	0.15	203.1	203	5°39´
80	0.14	280.0	280	4°06´
90	0.13	375.2	375	3°03´
100	0.12	492.1	492	2°20´
110	0.11			
120	0.09			

Velocidad de Diseño (KPH)	Factor de Fricción Máxima	Peralte Máximo = 6%		Grado de Curvatura
		Radio (m)		
		Calculado	Recomendado	
20	0.35	7.7	8	143°14´
30	0.28	20.8	21	54°34´
40	0.23	43.4	43	26°39´
50	0.19	78.7	79	14°30´
60	0.17	123.2	123	9°19´
70	0.15	183.7	184	6°14´
80	0.14	252.0	252	4°33´
90	0.13	335.7	336	3°25´
100	0.12	437.4	347	2°37´
110	0.11	560.4	560	2°03´
120	0.09	755.9	756	1°31´

Velocidad de Diseño (KPH)	Factor de Fricción Máxima	Peralte Máximo = 8%		Grado de Curvatura
		Radio (m)		
		Calculado	Recomendado	
20	0.35	7.3	7	163°42´
30	0.28	19.7	20	57°18´
40	0.23	40.6	41	27°57´
50	0.19	72.9	73	15°42´
60	0.17	113.4	113	10°08´
70	0.15	167.8	168	6°49´
80	0.14	229.1	229	5°00´
90	0.13	303.7	304	3°46´
100	0.12	393.7	394	2°55´
110	0.11	501.5	501	2°17´
120	0.09	667.0	667	1°43´

Velocidad de Diseño (KPH)	Factor de Fricción Máxima	Peralte Máximo = 10%		Grado de Curvatura
		Calculado	Recomendado	
20	0.35	7.0	7	163°42'
30	0.28	18.6	19	60°19'
40	0.23	38.2	38	30°09'
50	0.19	67.9	68	16°51'
60	0.17	105.0	105	10°55'
70	0.15	154.3	154	7°26'
80	0.14	210.0	210	5°27'
90	0.13	277.3	277	4°08'
100	0.12	357.9	358	3°12'
110	0.11	453.7	454	2°31'
120	0.09	596.8	597	1°55'

Fuente. (AASHTO, 2004)

Longitud de Transición de Peralte

Se define como la distancia en que se genera el cambio de la sección transversal en tangente a la sección con peralte o sobreelevación en la curva. El diseño de longitudes de transición incluye la transición del bombeo normal de una sección transversal en tangente al peralte necesario en curva.

La longitud de transición de peralte está compuesta por 2 distancias, las cuales se presentan a continuación:

- Distancia de transición del bombeo.
- Distancia de transición del peralte.

La primera es la distancia requerida para contrarrestar el peralte negativo correspondiente al bombeo de sentido contrario al del peralte de la curva. También se conoce como distancia de aplanamiento (N). A lo largo de esta transición la pendiente del carril y la de la berma de la parte exterior de la curva pasa de la pendiente del bombeo, usualmente 2% a una pendiente de 0%.

La segunda es la distancia en la cual la curva adquiere el peralte total requerido. También se conoce como distancia de transición (Lt). Inicialmente, el borde exterior de la carretera se eleva de forma constante a partir de la sección con peralte 0.0% hasta el punto donde adquiere la pendiente del bombeo pero con valor positivo, mientras que el borde interno permanece fijo. A partir de este punto comienza a bajar el borde interior mientras que el exterior continúa subiendo,

ambos en forma simultánea y formando un solo plano, hasta el punto donde dicho plano adquiere la pendiente correspondiente al "e_{máximo}" de la curva.

La Figura 3 muestra la longitud de aplanamiento (N) y la longitud de transición (Lt) que conforman la longitud de transición de peralte de la curva. Asimismo, la Figura 4 presenta la sección trasversal en los diferentes puntos de la transición de peralte.

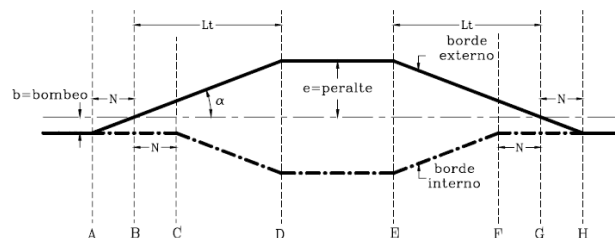


Figura 3. Transición de peralte entre tangente y curva.

Fuente. (Agudelo, 2002)

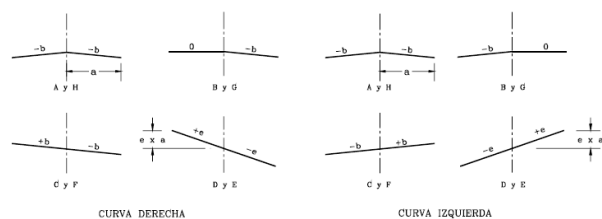


Figura 4. Sección transversal en transición del peralte.

Fuente. (Agudelo, 2002)

Generalmente, la distancia de transición (Lt) se reparte en la tangente de entrada en el rango de 60% a 90% y el rango restante en la curva circular para todas las velocidades y anchos rotados, asimismo la distribución en la salida de la curva a la tangente debe ser simétrica. La longitud mínima de transición se determina a partir de la siguiente expresión:

$$Lt = \frac{(wn)e}{m} b_w$$

Donde:

- Lt = Distancia mínima de transición.
- w = Ancho de carril.
- n = Número de carriles a rotar.
- e = Tasa de peralte de la carretera, %.
- m = Máxima pendiente relativa, %.
- b_w = Factor de ajuste por número de carriles.

La máxima pendiente relativa varía en función de la velocidad de diseño para proveer longitudes largas en velocidades altas y longitudes cortas en velocidades bajas. La TABLA 4 muestra los valores de máxima pendiente relativa para la velocidad de diseño correspondiente.

TABLA 4. Máximas pendientes relativas de la orilla del pavimento.

Velocidad de Diseño (KPH)	Máxima Pendiente Relativa (%)
20	0.80
30	0.75
40	0.70
50	0.65
60	0.60
70	0.55
80	0.47
90	0.44
100	0.41
110	0.38
120	0.35

Fuente. (AASHTO, 2004)

Del mismo modo, el factor de ajuste por número de carriles rotados será de 1.5 para 4 carriles y 2.0 para 6 carriles sin dividir.

Por otro lado, la distancia de aplanamiento (N) es determinada por la cantidad de pendiente transversal negativa y la tasa de pendiente a la que se gira hasta el valor 0%. Es necesario garantizar un borde suave en la orilla del pavimento, para ello la tasa de pendiente debe ser igual a la tasa de pendiente relativa. Esta se determina a partir de la siguiente expresión:

$$N = \frac{b}{e} Lt$$

Donde:

- N = Distancia mínima de aplanamiento.
- b = Bombeo transversal, %.
- e = Tasa de peralte de la carretera, %.
- Lt = Distancia mínima de transición.

Alineamiento Vertical

El alineamiento vertical, también conocido como perfil del eje de la carretera, es la proyección sobre un plano vertical las distintas elevaciones del eje real o espacial de la carretera. Este eje se conoce como rasante o sub-rasante dependiendo del nivel que se desee para el diseño.

El alineamiento vertical está constituido por tangentes y curvas, donde las tangentes se limitan por dos curvas verticales sucesivas de acuerdo a su longitud y su pendiente. La longitud de la tangente es la distancia medida horizontalmente entre el fin de la curva antecesora y el inicio de la sucesora, la pendiente de la tangente es la relación entre la diferencia de nivel y la distancia horizontal entre dos puntos de la misma, expresada generalmente en porcentaje.

El objeto de la curva vertical es suavizar los cambios de pendientes en el alineamiento vertical, en cuya longitud se efectúa el paso gradual de la pendiente de entrada a la pendiente de salida, debiendo dar por resultado una vía de operación segura y confortable, características de drenaje adecuadas y agradable apariencia.

En el perfil del eje de la carretera todas las distancias (abscisas) se miden horizontalmente y todas las cotas (ordenadas) se miden verticalmente desde las tangentes a la curva vertical, tal como se muestra en la Figura 5. De esta manera la longitud de una curva es su proyección horizontal, siendo despreciable el error que resulta de esta suposición.

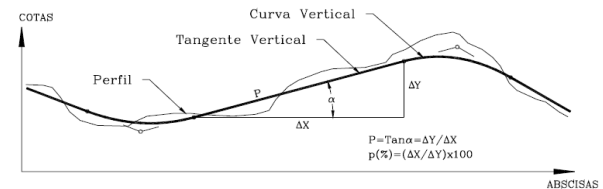


Figura 5. Elementos de alineamiento vertical.

Fuente. (Agudelo, 2002)

Según el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (SIECA), las principales consideraciones que controlan el diseño del alineamiento vertical son la clasificación funcional del camino y composición del tránsito, topografía del área que atraviesa, diseño del alineamiento horizontal y su velocidad de diseño correspondiente, distancias de

visibilidad, drenaje, valores estéticos y ambientales, y costos de construcción.

La topografía del terreno tiene influencia en el diseño de alineamiento vertical. De acuerdo a la pendiente y sus variaciones, se puede clasificar en terreno plano con pendientes menores al 5%, terreno ondulado con pendientes entre el rango de 5-15% y terreno montañoso con pendientes entre el rango de 15-30%.

Pendientes de Control para Diseño

La pendiente máxima de las carreteras tiene una influencia directa en la operación de los vehículos que operan a través de ellas. La relación peso potencia define características de operación que permiten determinar la velocidad con que los vehículos pueden recorrer una pendiente determinada.

El Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (SIECA) sugiere pendientes máximas para carreteras y calles según su clasificación. Los siguientes TABLAS muestran las pendientes máximas en función de la velocidad de diseño para autopistas urbanas y rurales, carreteras arteriales, calles arteriales, carreteras colectoras rurales, calles colectoras urbanas, y carreteras rurales.

TABLA 5. Pendiente máxima para autopistas urbanas y rurales.

Tipo de Terreno	Velocidad de Diseño (KPH)				
	80	90	100	110	120
	Pendientes máximas (%)				
Plano	4	4	3	3	3
Ondulado	5	5	4	4	4
Montañosa	6	6	6	5	---

Fuente. (AASHTO, 2004)

TABLA 6. Pendiente máxima para carreteras arteriales.

Tipo de Terreno	Velocidad de Diseño (KPH)					
	60	70	80	90	100	110
	Pendientes máximas (%)					
Plano	5	5	4	4	3	3
Ondulado	6	6	5	5	4	4
Montañosa	8	7	7	6	6	5

Fuente. (AASHTO, 2004)

TABLA 7. Pendiente máxima para calles arteriales.

Tipo de Terreno	Velocidad de Diseño (KPH)					
	50	60	70	80	90	100
	Pendientes máximas (%)					
Plano	8	7	6	6	5	5
Ondulado	9	8	7	7	6	6
Montañosa	11	10	9	9	8	8

Fuente. (AASHTO, 2004)

TABLA 8. Pendiente máxima para carreteras colectoras rurales.

Tipo de Terreno	Velocidad de Diseño (KPH)							
	30	40	50	60	70	80	90	100
	Pendientes máximas (%)							
Plano	7	7	7	7	7	6	6	5
Ondulado	10	10	9	8	8	7	7	6
Montañosa	12	11	10	10	10	9	9	8

Fuente. (AASHTO, 2004)

TABLA 9. Pendiente máxima para carreteras colectoras urbanas.

Tipo de Terreno	Velocidad de Diseño (KPH)							
	30	40	50	60	70	80	90	100
	Pendientes máximas (%)							
Plano	9	9	9	9	8	7	7	6
Ondulado	12	12	11	10	9	8	8	7
Montañosa	14	13	12	12	11	10	10	9

Fuente. (AASHTO, 2004)

TABLA 10. Pendiente máxima para carreteras rurales (locales).

Tipo de Terreno	Velocidad de Diseño (KPH)									
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
	Pendientes máximas (%)									
Plano	9	8	7	7	7	7	6	6	5	
Ondulado	12	11	11	10	10	9	8	7	6	
Montañosa	17	16	15	14	13	12	10	10	---	

Fuente. (AASHTO, 2004)

Del mismo modo, existe una pendiente mínima que condiciona el diseño de alineamiento vertical. La pendiente mínima permite definir un drenaje adecuado en la carretera. Para los tramos de relleno la pendiente puede ser nula, de manera tal que el drenaje es proporcionado mediante el bombeo transversal, asimismo para los tramos en corte se recomienda utilizar 0.50%, inclusive hasta 0.30%.

Sin embargo, las pendientes máximas y mínimas no son los únicos elementos que condicionan el diseño de alineamiento vertical, ya que la longitud crítica de pendiente toma importancia en relación a la operación de los vehículos deseada por los usuarios.

La longitud crítica de pendiente define la longitud máxima en la que un vehículo cargado puede ascender sin reducir su velocidad más allá de un límite previamente establecido. De modo que para una pendiente dada, las longitudes menores que las críticas resultan en una operación de un rango de velocidades deseables.

Cuando las longitudes son mayores a las críticas para una pendiente dada, deben realizarse ajustes al diseño geométrico, tales como cambio de alineamiento horizontal para reducir la pendiente o la incorporación de un carril adicional, para mantener la operación del vehículo en un rango de velocidades deseables. La longitud crítica de pendiente se determina a partir de la reducción en la velocidad de los vehículos debajo de la velocidad de operación. La premisa ideal es que todos los vehículos operen a esta velocidad, sin embargo esto no es posible. Es por ello que AASHTO recomienda no superar los 15 KPH de reducción de velocidad para vehículos en pendiente.

Por razones económicas y variaciones topográficas, es razonable utilizar reducciones de velocidad de 25 KPH o 40 KPH, por ejemplo, para una velocidad de diseño de 110 KPH, se permite una reducción de velocidad de hasta 85 KPH o hasta 70 KPH. La TABLA 11 muestra la longitud crítica en pendiente para una velocidad de entrada del orden de 110 KPH y variaciones de velocidad de 25 y 40 KPH.

TABLA 11. Longitud crítica de pendientes.

Pendiente (P%)	Longitud Crítica (m)	
	$\Delta V < 25$ KPH	$\Delta V < 40$ KPH
3	900	--
4	600	--
5	460	740
6	360	670
7	300	475
8	260	400
9	230	350

Fuente. (AASHTO, 2004)

Las longitudes mostradas en la TABLA anterior son determinadas a partir de una pendiente plana, sin embargo estas longitudes pueden variar si la pendiente bajo análisis está precedida por una pendiente descendente. Para esos casos la reducción de velocidad a considerar se puede elevar en 10 o 15 KPH, según la magnitud y largo de la pendiente descendente, obteniéndose así la longitud crítica corregida. Los parámetros para determinar la longitud crítica de pendiente deben relacionarse con otros factores influyentes como el volumen de tránsito.

Curvas Verticales

Es el elemento del diseño en perfil que permite el enlace de dos tangentes verticales consecutivas, de manera tal que a lo largo de su longitud se efectúa el cambio gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la pendiente de la tangente de salida. La parábola de segundo grado es la curva que mejor se ajusta a las condiciones del diseño del alineamiento vertical.

Para efectos de diseño se utiliza un sistema referencial de coordenadas con el eje "Y" (eje de ordenadas) centrado en el punto de intersección de las tangentes verticales (PIV) de dicha parábola. Según la geometría de las curvas verticales parabólicas se puede clasificar en simétricas y asimétricas. En casos donde existan restricciones de diseño geométrico, como en rampas de intercambiadores o en ramales de intersecciones importantes se puede utilizar curvas verticales asimétricas, en donde no es posible el desarrollo de curvas verticales simétricas debido a restricciones de espacio.

La curva vertical simétrica posee una razón constante de variación de su pendiente a lo largo de su longitud. La proyección horizontal del punto de intersección de las tangentes verticales está en la mitad de la línea que une las proyecciones horizontales de los puntos de tangencia extremos, donde empieza y termina la curva. Asimismo, la pendiente de cualquier cuerda de la parábola, es el promedio de las pendientes de las líneas tangentes a ella en sus respectivos extremos. La Figura 6 muestra los elementos que constituyen una parábola vertical simétrica.

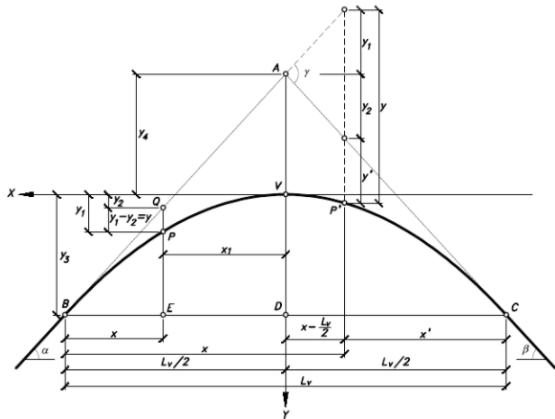


Figura 6. Parábola vertical perfectamente simétrica.

Fuente. (Cárdenas, 2013)

Donde:

$A = PIV =$ Punto de intersección vertical.

$B = PCV =$ Principio de curva vertical.

$C = PTV =$ Principio de tangente vertical.

$BC = Lv =$ Longitud de la curva vertical.

$VA = Ev =$ Externa vertical.

$VD = f =$ Flecha vertical.

$P(x_1, y_1) =$ Punto sobre la curva de coordenadas (x_1, y_1) .

$Q(x_1, y_2) =$ Punto sobre la tangente de coordenadas (x_1, y_2) .

$QP = y =$ Corrección de pendiente.

$BE = x =$ Distancia horizontal entre el PCV y el punto P de la curva.

$\alpha =$ Ángulo de pendiente de la tangente de entrada.

$\beta =$ Ángulo de pendiente de la tangente de salida.

$\gamma =$ Ángulo entre las dos tangentes (ángulo de deflexión vertical).

$m = \tan \alpha =$ Pendiente de la tangente de entrada.

$n = \tan \beta =$ Pendiente de la tangente de salida.

$i = \tan \gamma =$ Diferencia algebraica entre las pendientes de la tangente de entrada y salida.

Por otro lado, la curva vertical asimétrica es aquella cuyas proyecciones horizontales de sus tangentes son de distinta longitud. Este escenario se presenta cuando la longitud de la curva en una de sus ramas se encuentra limitada espacialmente. La Figura 7 muestra los elementos que constituyen una parábola vertical asimétrica.

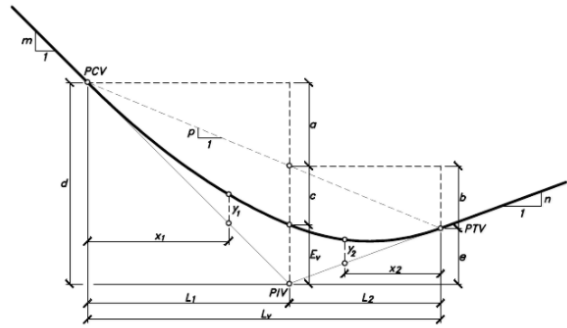


Figura 7. Parábola vertical asimétrica.

Fuente. (Cárdenas, 2013)

Donde:

$PIV =$ Punto de intersección vertical.

$PCV =$ Principio de curva vertical.

$PTV =$ Principio de tangente vertical.

$Ev =$ Externa vertical.

$Lv =$ Longitud de la curva vertical.

$L1 =$ Longitud de primera rama de la curva vertical.

$L2 =$ Longitud de segunda rama de la curva vertical.

$y1 =$ Corrección de pendiente para primera rama de la curva vertical.

$y2 =$ Corrección de pendiente para segunda rama de la curva vertical.

Del mismo modo, las curvas verticales se clasifican de acuerdo a su pendiente en curvas convexas y cóncavas, también conocidas como curvas en crestas y en valle. Las primeras se diseñan de acuerdo a la más amplia distancia de visibilidad para la velocidad de diseño. Las segundas se diseñan conforme a la distancia que alcanzan a iluminar los faros del vehículo de diseño.

En las curvas verticales convexas, las longitudes mínimas en cresta se determinan por el criterio de distancias de visibilidad (S), además son definidas en función de seguridad, confort y apariencia. Las expresiones básicas para calcular la longitud de una curva vertical en cresta, en términos de la diferencia algebraica de pendientes y distancia de visibilidad son las siguientes:

Cuando S es menor que Lv:

$$Lv = \frac{AS^2}{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}$$

Cuando S es mayor que L_v :

$$L_v = 2S - \frac{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A}$$

Donde:

L_v = Longitud de la curva vertical (m).

S = Distancia de visibilidad (m).

A = Diferencia algebraica de pendientes (%).

h_1 = Altura del ojo sobre la superficie del camino (m).

h_2 = Altura del objeto sobre la superficie del camino (m).

De igual manera, la longitud de la curva vertical se puede determinar como el producto de la tasa de curvatura vertical (k) y la diferencia algebraica de pendientes, partiendo de la premisa que la distancia de visibilidad es constante para una velocidad dada. Tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$L_v = KA$$

La TABLA 12 y TABLA 13 muestra los valores recomendados para la tasa de curvatura vertical (k) en función de la distancia de visibilidad de parada y la distancia de visibilidad de adelantamiento, para curvas verticales convexas.

TABLA 12. Control de diseño para curva vertical en cresta para distancia de visibilidad de parada.

Velocidad de Diseño (KPH)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Tasa de Curvatura Vertical K
20	20	1
30	35	2
40	50	4
50	65	7
60	85	11
70	105	17
80	130	26
90	160	39
100	185	52
110	220	74
120	250	95

Fuente. (AASHTO, 2004)

TABLA 13. Control de diseño para curva vertical en cresta para distancia de visibilidad de adelantamiento.

Velocidad de Diseño (KPH)	Distancia de Visibilidad de Adelantamiento (m)	Tasa de Curvatura Vertical K
30	200	46
40	270	84
50	345	138
60	410	195
70	485	272
80	540	338
90	615	438
100	670	520
110	730	617
120	775	695

Fuente. (AASHTO, 2004)

En las curvas verticales cóncavas, las longitudes mínimas en valle se determinan con base a la distancia iluminada por los faros delanteros del vehículo. Asimismo, se toma en cuenta la sensación subjetiva de comodidad en la conducción cuando el vehículo cambia de dirección en el alineamiento vertical; como también requerimientos de drenaje.

Al considerar el primer criterio se presentan 2 escenarios dependiendo si la distancia iluminada por los faros del vehículo (S) es mayor o no que la longitud de la curva vertical. Las expresiones básicas para calcular la longitud de una curva vertical en valle, en términos de la diferencia algebraica de pendientes y distancia de visibilidad son las siguientes:

Cuando S es menor que L_v :

$$L_v = \frac{AS^2}{120 + 3.5S}$$

Cuando S es mayor que L_v :

$$L_v = 2S - \frac{120 + 3.5S}{A}$$

Donde:

L_v = Longitud de la curva vertical (m).

S = Distancia de visibilidad (m).

A = Diferencia algebraica de pendientes (%)

Cabe destacar que es recomendable utilizar rangos de distancias de visibilidad de parada aproximadamente iguales a la distancia iluminada por los faros de los vehículos cuando viajan a la velocidad de diseño.

Similar a la manera en que se calcula la longitud de la curva vertical en cresta, también es posible determinar los controles de diseño de las curvas en valle en términos de K para todos los valores de A. La TABLA 14 presenta los valores recomendados para la tasa de curvatura vertical (k) para curvas verticales cóncavas.

TABLA 14. Control de diseño para curva vertical cóncava o en valle.

Velocidad de Diseño (KPH)	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Tasa de Curvatura Vertical K
20	20	3
30	35	6
40	50	9
50	65	13
60	85	18
70	105	23
80	130	30
90	160	38
100	185	45
110	220	55
120	250	63

Fuente. (AASHTO, 2004)

Diseño de Drenajes

El sistema de drenaje es una red hidráulica que se encarga de conducir y evacuar las aguas pluviales que escurren por un área tributaria hidrológica delimitada por una línea divisoria de aguas. Los sistemas de drenaje están constituidos por una red de tuberías, estructuras de captación y estructuras complementarias, que permiten el manejo y control de las aguas pluviales que caen sobre las cubiertas de las edificaciones, calles y avenidas, veredas, jardines y demás zonas verdes, evitando con ello la acumulación y drenando la zona a la que sirven. De esta manera, se mitiga con cierto nivel de seguridad el riesgo de inundación y daños materiales y humanos.

Los drenajes funcionan por medio del principio de gravedad, donde todas las tuberías y demás elementos del sistema son conectadas en ángulo descendente, es decir desde el interior de los predios hasta la red municipal supuesta para la evacuación planificada de las aguas.

Los drenajes se clasifican en 2 categorías en relación a su uso, drenajes de paso y drenajes de alivio. La primera categoría describe aquellos drenajes en dirección transversal a la carretera que permite el paso de ríos, quebradas, canales y otros cuerpos de aguas, como por ejemplo las alcantarillas transversales. La segunda categoría refiere aquellos drenajes en dirección paralela a la carretera que permite el alivio de aguas en la calzada. El cordón y caño, cunetas, tragantes y pozos de registro vertical son los principales elementos de sistemas de alivio. Los pozos de registro verticales son perforaciones a cada cierta distancia, con el objetivo de que se pueda pasar a la red para darle mantenimiento.

La acumulación de agua precipitada en las carreteras debe evitarse estrictamente, de lo contrario podría significar el colapso del flujo de tránsito. Asimismo, podría implicar la penetración del agua en las capas subyacentes y suelo de fundación, provocando a futuro posibles pérdidas de resistencia en las capas estructurales.

De igual manera, el crecimiento urbano acelerado obliga a una planificación en cuanto a la solución de los sistemas de drenaje, lo que exige la interrelación en la planificación urbana con el objetivo de preservar la integridad física de las carreteras, garantizando el libre tránsito de los usuarios en épocas de lluvias. La vida útil de los sistemas de drenaje está muy relacionada con la calidad de los materiales utilizados y la calidad de construcción, como también en la planificación y determinación de los criterios de diseño. El objetivo principal de los drenajes es garantizar la durabilidad y eficiencia de la carretera durante sus años de servicio.

Hidrología

La hidrología es el estudio de las propiedades, movimiento y distribución espacio temporal del agua subterránea y continental en las diferentes las zonas de la Tierra, incluyendo las precipitaciones, humedad, evatranspiración y masas glaciares. De esta manera, la precipitación es el principal factor de influencia en el diseño de sistemas de drenaje.

La precipitación es la caída de partículas líquidas o sólidas de agua que caen sobre la superficie. Esta se mide mediante instrumentos llamados pluviómetros y pluviógrafos, diseñados para calcular el nivel de precipitación durante un evento. El vapor medido es la profundidad de agua producida por un evento de precipitación.

Asimismo, la lluvia es una precipitación de agua en forma de gotas, cuando éstas alcanzan un diámetro superior a los 0,5 mm caen a la tierra por la gravedad a una velocidad superior a los 3 m/s. La cantidad de lluvia que cae en un lugar se mide por los pluviómetros. La medición se expresa en milímetros de agua y equivale al agua que se acumularía en una superficie horizontal e

impermeable de 1m cuadrado durante el tiempo que dure la precipitación.

Modelos de Transformación Lluvia-Escorrentía

Para realizar la modelación del flujo de escorrentía en una cuenca hidrológica uno de los datos más relevantes que se necesita conocer es el caudal máximo instantáneo que fluye por la misma. Dicho caudal depende directamente de los fenómenos de precipitación que se dan en la cuenca.

Usualmente es más sencillo acceder a registros de precipitación para una zona, que de aforos de caudales para cada una de las cuencas específicas que conforman la misma. Es relativamente fácil tener datos de precipitación de una zona debido a que la red pluviométrica es relativamente amplia en la mayoría de las regiones del mundo, por lo que se cuenta con más datos fiables de precipitaciones que de caudales. Por ello se utilizan modelos de transformación de lluvia-escorrentía que permiten estimar el caudal máximo instantáneo generado a partir de los datos de precipitación.

Para calcular esta transformación existen modelos hidrológicos que aproximan el hidrograma de una cuenca a partir de la precipitación en la zona y los datos físicos de la cuenca: geometría (pendiente), tipo de suelo (infiltración), usos del suelo (coeficiente de fricción de fondo, retención superficial, coeficiente de escorrentía). Para ello se necesita definir la precipitación de la zona y esto engloba dos aspectos: la altura total de la precipitación (mm) y la forma en la que esta se distribuye a lo largo del tiempo. Estos dos aspectos quedan definidos mediante un hietograma.

En relación al hietograma de tormenta de diseño se debe emplear la información proporcionada por las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), es decir por una familia de curvas Intensidad-Duración para diferentes periodos de retorno (frecuencias). Las curvas IDF expresan la máxima intensidad de precipitación promediada para distintos intervalos de tiempo. Si se dispone de datos de una lluvia real para un periodo de retorno determinado, para determinar la curva Intensidad-Duración se identifica en los datos pluviográficos los 5 minutos de máxima precipitación, los 10 minutos y así

sucesivamente, y se representan gráficamente como se muestra en la Figura 8. Este proceso se realiza para diferentes periodos de retorno (T).

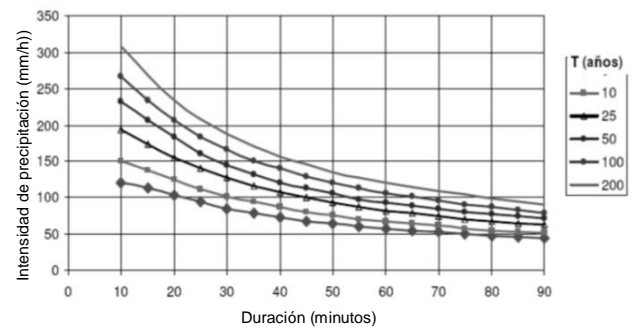


Figura 8. Curva IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia)

Fuente. (Garrido, 2008)

El patrón de series de precipitación o hietograma de tormenta de diseño se puede obtener mediante el Método de los Bloques Alternados. La Figura 9 muestra el hietograma de una tormenta de diseño producto de un evento de lluvia.

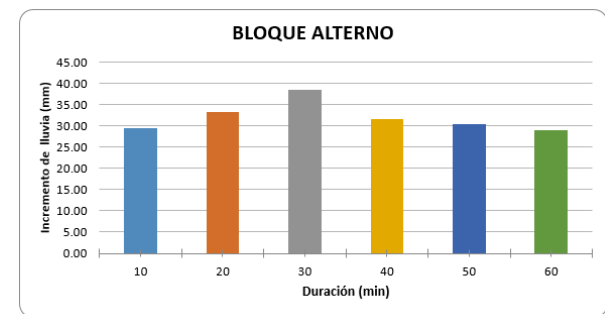


Figura 9. Hietograma de tormenta de diseño.

Fuente. (Brenes, 2017)

“Este método consiste en estimar una tormenta de una duración determinada dividiéndola en intervalos de menor duración (bloques). Para calcular la precipitación asociada al primer bloque se busca en la curva IDF la intensidad correspondiente para un tiempo de duración igual al de ese bloque. Esta intensidad se divide por el tiempo de duración de la tormenta y se multiplica por el tiempo de duración del bloque. Para los siguientes bloques se repite el proceso, pero tomando como tiempos de duración de los bloques, los tiempos acumulados desde el primero” (Garrido, 2008).

A partir del Método de los Bloques Alternos es posible desarrollar la transformación

Lluvia-escorrentía mediante diferentes modelos hidrológicos que aproximan el hidrograma de caudales máximos instantáneos de una cuenca, con base a la precipitación y datos físicos en la zona. Entre estos modelos hidrológicos destacan el Método Racional y el Método del Número de Curva del Servicio de Conservación de Suelos (SCS). Asimismo, destacan modelos numéricos de transformación lluvia-escorrentía basados sobre principios de conservación de la masa y conservación de la cantidad de movimiento para calcular caudales, volúmenes, velocidades, concentraciones de contaminantes y otras variables, sobre intervalos de tiempo discretos.

El SWMM, programa de uso libre desarrollado por el Environmental Protection Agency (EPA), utiliza un modelo numérico desarrollado para el estudio, diseño y análisis de sistemas de drenaje urbano complejos, que permite simular la cantidad y calidad de la escorrentía en cuencas urbanas.

Método Racional

El Método Racional permite calcular el caudal máximo instantáneo en cuencas hidrográficas pequeñas menores a 2 km², con tiempos de concentración bajos, y para una duración de la precipitación mayor o igual que el tiempo de concentración de la cuenca, es decir flujo concentrado y flujo superconcentrado. Parte de la premisa que la única componente de la precipitación que interviene en la generación de caudales máximos es la escorrentía superficial. En cuencas grandes pierde precisión.

El Método Racional permite calcular el caudal máximo instantáneo en función del coeficiente de escorrentía, intensidad de la lluvia y área de la cuenca. El caudal máximo instantáneo está dado por la siguiente expresión:

$$Q_{max} = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q_{max} = Caudal máximo instantáneo (m³/s).

C = Coeficiente de escorrentía medio.

I = Intensidad de lluvia (mm/h) para el periodo de retorno T asociada al tiempo de concentración de la cuenca.

A = Área de la cuenca hidrográfica (ha)

El tiempo de concentración (T_c) es una variable fundamental para determinar la intensidad de lluvia, la cual es un parámetro de entrada utilizada con frecuencia en el Método Racional y en otros métodos de estimación de respuestas máximas en cuencas urbanas. Los modelos hidrológicos para pequeñas cuencas requieren usualmente una estimación del T_c . Existen tres alternativas básicas para estimar T_c en una cuenca: a partir de pares de valores observados de lluvia y caudal; mediante el uso de fórmulas empíricas y utilizando el enfoque físico basado en la ocurrencia de flujo cinemático.

De esta manera, el tiempo de concentración posee dos definiciones alternativas, aunque ambas no son estrictamente equivalentes. La primera como el tiempo de viaje que requiere la partícula de agua localizada en el punto hidrológicamente más alejado de la cuenca para alcanzar la sección de salida en el punto de control, y la segunda como el intervalo de tiempo entre el centro de gravedad del hietograma de lluvia neta y el punto de inflexión de la rama descendente del hidrograma neto correspondiente.

La primera definición se basa en la capacidad que posee la cuenca de concentrar en su sección de salida todo el escurrimiento proveniente de una lluvia neta distribuida uniformemente en el espacio y en el tiempo sobre toda su superficie, luego de transcurrido un período de tiempo igual a T_c . El caudal a la salida, que comienza con el inicio de la lluvia, alcanza en dicho instante su valor máximo asociado a la intensidad de lluvia correspondiente.

“Si la duración de la lluvia (T_r) iguala a T_c , el caudal decrece hasta anularse luego de transcurrido un segundo período igual a T_c . Se denomina “flujo concentrado” a este tipo de respuesta de la cuenca a fin de retratar el hecho de alcanzarse la situación de concentración de todas las partículas de lluvia en un determinado instante. Si T_r supera a T_c se obtiene un hidrograma “superconcentrado”, con presencia de un sector en equilibrio. Por el contrario, si T_r es inferior a T_c el hidrograma resultante es de tipo “subconcentrado”. En los tres casos el tiempo de concentración resulta: $T_c = T_b - T_r$, donde T_b es el tiempo base del hidrograma.” (Ponce, 1989)

Existen diferentes metodologías para estimar el tiempo de concentración mediante fórmulas empíricas, las cuales se presentan a continuación. Aunque las fórmulas varían entre sí,

la mayoría relacionan T_c a las características de la lluvia y a diversos parámetros morfométricos de la cuenca, tales como el área, longitud del cauce principal, pendiente del terreno, condiciones de resistencia al flujo, entre otros.

Bransby Williams:

$$T_c = \frac{58 * L}{(A^{0.1} * S_c^{0.2})}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (min).
 A = Área de la cuenca hidrográfica (km²).
 L = Longitud del cauce principal (km).
 S_c = Pendiente del cauce principal (m/km).

California Culvert Practice:

$$T_c = 60 * \left(\frac{11.9 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (min).
 H = Diferencia de nivel de la cuenca (ft).
 L = Longitud del cauce principal (ft).

Método Racional Generalizado:

$$T_c = \frac{60 * k * L}{H^{0.3}}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (min).
 k = Rugosidad igual a 1.
 L = Longitud del cauce principal (km).
 H = Diferencia de nivel de la cuenca (m).

Federal Aviation Administration:

$$T_c = \frac{1.8 * (1.1 - C) * L^{0.50}}{S_a^{0.333}}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (min).
 C = Coeficiente de escorrentía.
 L = Longitud del cauce principal (ft).
 S_a = Pendiente de la cuenca hidrográfica (%).

Ecuación de Retardo de SCS:

$$T_c = 100 * L^{0.8} * \frac{\left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{1900 * S_a^{0.5}}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (min).
 L = Longitud del cauce principal (ft).
 S_a = Pendiente de la cuenca hidrográfica (%).
 CN = Número de curva.

Por otro lado, la escorrentía superficial provocada por una lluvia puede compararse con la precipitación caída. La relación entre ambas

variables se le denomina coeficiente de escorrentía (C). El coeficiente de escorrentía depende del tipo de precipitación, cantidad, intensidad y distribución en el tiempo, humedad inicial del suelo, tipo de terreno, tipo de cobertura vegetal existente e intercepción que lo provoque; puede tomar valores comprendidos entre 0 y 1.

La capacidad de infiltración y la permeabilidad del suelo son las dos propiedades físicas del suelo que mejor explican la formación de escorrentía superficial durante una lluvia. La humedad inicial del suelo y su evolución a lo largo del evento de precipitación influyen considerablemente. En los primeros instantes de un evento de lluvia, la intercepción altera la intensidad que incide sobre el suelo. La presencia de vegetación, su densidad, estructura, altura, tiempo de instalación y permanencia son determinantes en el proceso de infiltración.

De igual manera la pendiente incide en el coeficiente de escorrentía, pues una misma micro topografía embalsa más agua en terrenos tendidos que en terrenos empinados. De tal manera, al aumentar la escorrentía superficial crece la erosión hídrica, que modifica el micro relieve del terreno, alisando la ladera y reduciendo las micro depresiones. En la TABLA 15 se presentan diversos valores de coeficiente de escorrentía en función de la pendiente del terreno.

TABLA 15. Coeficientes de escorrentía en función de pendiente.

Cobertura del Suelo	Tipo de Suelo	Pendiente (%)				
		>50	20-50	5-20	1-5	0-1
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
Pastos, vegetación ligera	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
Hierba	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
Bosques, vegetación densa	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente. (Benítez et al, 1980)

Asimismo, el periodo de retorno de un evento condiciona el coeficiente de escorrentía, pues entre más grande sea el periodo de retorno mayor es la probabilidad de ocurrencia de un evento extremo de lluvia en una cuenca hidrográfica. En la TABLA 16 se muestran los coeficientes de escorrentía en función de la cobertura del suelo y el periodo de retorno de un evento de lluvia.

TABLA 16. Coeficientes de escorrentía en función del periodo de retorno.

Características de la superficie	Período de Retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, >7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50%-75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, >7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.50	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, >7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.3	0.3	0.4	0.40	0.43	0.5	0.6
Promedio, 2-7%	0.4	0.4	0.4	0.4	0.48	0.5	0.60
Pendiente, >7%	0.4	0.4	0.4	0.5	0.51	0.5	0.6
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.3	0.3	0.30	0.3	0.37	0.4	0.5
Promedio, 2-7%	0.3	0.4	0.4	0.4	0.45	0.5	0.6
Pendiente, >7%	0.4	0.40	0.4	0.5	0.49	0.5	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.2	0.3	0.3	0.3	0.35	0.4	0.5
Promedio, 2-7%	0.3	0.3	0.4	0.40	0.43	0.5	0.6
Pendiente, >7%	0.4	0.4	0.4	0.5	0.48	0.5	0.6

Fuente. (Chow et al, 1988)

Hidráulica

La hidráulica es la ciencia que estudia el comportamiento de los fluidos en función de las propiedades específicas y las condiciones externas. De esta manera, estudia las propiedades mecánicas dependiendo de las fuerzas a las que pueden ser sometidos los fluidos. El comportamiento de los fluidos, en este caso agua, depende de las fuerzas que se interponen con la masa y las condiciones a las que esté sometido el fluido, relacionadas con la viscosidad.

El diseño hidráulico de los sistemas de drenaje consiste en determinar el área hidráulica necesaria para dar paso al volumen de agua que se concentra en su entrada, para ello se requiere estudios previos de hidrología, suelos, topografía, entre otros. Por lo tanto, el diseño de los sistemas de alcantarillado pluvial debe cumplir con criterios geométricos, criterios del material y criterios de servicio.

El primer criterio es referente a la sección geométrica y la pendiente asociada a la alcantarilla. Las secciones más usuales son las circulares, rectangulares y cuadradas. En casos especiales que lo ameriten por las condiciones externas, pueden utilizarse alcantarillas de secciones parabólicas y abovedadas. La sección geométrica de la alcantarilla debe poseer un tamaño lo suficientemente grande para evacuar las avenidas de diseño más los materiales de arrastre. La pendiente longitudinal de la alcantarilla debe ser tal que no altere los procesos geomorfológicos, tales como la erosión, socavación y sedimentación.

El segundo criterio se define en relación a la rugosidad asociada al material de la alcantarilla. Los materiales más utilizados son el concreto reforzado, el acero corrugado, el cloruro de polivinilo (pvc) y el polietileno corrugado. De tal manera, cada material posee una rugosidad diferente que afecta directamente la velocidad del flujo. Además, la elección del tipo de material depende de varios factores, entre ellos el tiempo de vida útil, costo, condiciones del terreno, resistencia a la corrosión, abrasión, fuego e impermeabilidad.

El tercer criterio corresponde a las condiciones de bordo libre, velocidad máxima y velocidad mínima de la alcantarilla. El bordo libre esta dado en función de la relación del diámetro o

flecha y el tirante hidráulico. Las alcantarillas no deben ser diseñadas para trabajar a sección llena, ya que esto incrementa el riesgo de obstrucción. La pendiente y la rugosidad del material son factores que afectan la velocidad del flujo. Por ello es necesario definir la velocidad máxima para evitar erosión y socavación en el sistema de alcantarillado. Asimismo, se debe verificar que la velocidad mínima del flujo para que no se produzca sedimentación en el fondo.

Métodos de diseño hidráulico

El caudal es uno de los parámetros más importantes para el diseño hidráulico; permite determinar el volumen de agua por unidad de tiempo que la alcantarilla debe evacuar de manera adecuada para cumplir con las condiciones de servicio. De esta manera, los métodos de diseño hidráulico requieren cierta información preliminar como el área de la cuenca hidrográfica, datos de intensidad de precipitación y coeficientes de escorrentía para las áreas locales.

Los métodos de diseño hidráulico varían en relación a las condiciones de flujo, es decir sistemas de flujo presurizado o sistemas de flujo libre. También, varían en función del régimen de flujo, ya sea uniforme o no uniforme, permanente o no permanente.

El método más utilizado y de fácil aplicación para diseño hidráulico de sistemas de alcantarillado pluvial es la formulación de Robert Manning para canales abiertos, la cual corresponde a una modificación de la ecuación de Chezy. Este método considera condiciones de flujo uniforme y permanente en canales abiertos. En el régimen uniforme y permanente la aceleración convectiva es cero y no existen variaciones de velocidad en la dirección principal del movimiento. Cabe destacar que las condiciones descritas son ideales y no son comparables con las condiciones reales del flujo en los sistemas de drenaje.

El francés Antoine Chezy en el siglo XVIII desarrolló una ecuación empírica, la cual aún mantiene vigencia como la expresión básica de casi todas las formulaciones propuestas para describir el flujo uniforme y permanente en canales abiertos. Las siguientes expresiones describen la velocidad media del agua a partir de diversos parámetros hidráulicos.

$$V = C\sqrt{RS_o}$$

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}}$$

Donde:

V = Velocidad media del agua (m/s).

R = Radio hidráulico (m).

S_o = Pendiente longitudinal de la solera o fondo (m/m).

C = Coeficiente de Chezy.

g = Gravedad (m/s²).

f = Coeficiente de resistencia de Darcy-Weishbach.

Asimismo, varios investigadores han propuesto fórmulas empíricas para la determinación del C de Chezy. Sin embargo, estas fórmulas empíricas están limitadas a casos de flujo turbulento hidráulicamente rugoso porque excluyen el número de Reynolds, es decir que se limita a la condición ideal de flujo laminar. A continuación se presentan algunas fórmulas empíricas para determinar el coeficiente de Chezy:

Fórmula de Bazin: De uso general en Europa, en el siglo pasado.

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

Donde:

m = Coeficiente de rugosidad de Bazin.

R = Radio hidráulico (m).

Fórmula de Kutter: De uso restringido.

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}} \left(23 + \frac{0.00155}{S} \right)}$$

Donde:

R = Radio hidráulico (m).

S = Pendiente longitudinal de la solera o fondo (m/m).

n = Coeficiente de rugosidad de Kutter.

Fórmula de Manning: La más simple y de estudio sistemático, es la que ha alcanzado la mayor difusión.

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

Donde:

R = Radio hidráulico (m).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

Al sustituir la formulación de Manning en la ecuación de Chezy se obtiene la siguiente expresión:

$$V = \frac{R^{2/3} S_o^{1/2}}{n}$$

Donde:

- V = Velocidad media del agua (m/s).
- R = Radio hidráulico (m).
- S_o = Pendiente longitudinal de la solera o fondo (m/m).
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

Para obtener el caudal se debe aplicar la ecuación de continuidad y multiplicar por el área hidráulica a ambos lados de ecuación, tal como se muestra en las siguientes expresiones:

$$Q = VA = \frac{AR^{2/3} S_o^{1/2}}{n}$$

Los valores del coeficiente n de Manning son resultados experimentales de las rugosidades de los materiales. De acuerdo con los estudios conducidos por la Universidad de Utah y publicados por la American Concrete Pipe Association (ACPA), el valor $n = 0.13$ es un valor de diseño que toma en cuenta la rugosidad propia de la alcantarilla y el sistema de alcantarillado con pozos y obstrucciones. El valor de laboratorio normalmente se encuentra entre el rango de 0.09 a 0.10.

Por otro lado, el software EPA SWMM 5.2 provee un método de diseño hidráulico de sistemas de alcantarillado pluvial. La metodología de cálculo se desarrolla sobre los principios de Conservación de la Masa y Conservación de la Cantidad de Movimiento para calcular caudales, volúmenes, velocidades, concentraciones de contaminantes y otras variables de interés, sobre intervalos de tiempo discretos. Procesos como la escorrentía superficial, infiltración y la propagación del flujo en el sistema son simulados utilizando esos principios. Cabe destacar que el software está compuesto por varios módulos: los computacionales, que son Runoff, Transport, Extran, y Storage/Treatment; y los de servicio: Executive, Rain, Temp, Graph y Statistics.

“El modelo conceptual del sistema de drenaje pluvial es considerado por el software como una colección de elementos dentro de

módulos, donde cada uno de estos representa los diversos procesos hidrológicos o hidráulicos como la precipitación, la generación de escorrentía superficial y el flujo del agua”. (Aranda, 2009)

Respecto al proceso hidrológico, la lluvia es representada en el modelo como un elemento Rain Gage, que almacena los datos de la precipitación. La información puede ser ingresada por el usuario como una serie temporal en el caso de tormentas de diseño o históricas, o a través de un archivo que contenga datos de precipitación muy extensos, como registros históricos de lluvias en pasos de tiempos discretos de un pluviómetro.

Los antecedentes del elemento Rain Gage son recibidos en el módulo denominado Runoff que está compuesto por elementos tipo Subcatchment (subcuencas) donde se pueden producir dos procesos hidrológicos: las pérdidas de precipitación y la escorrentía superficial. Dentro del primer proceso, se consideran los fenómenos de infiltración, almacenamiento, interceptación, en que una parte del volumen precipitado se mantiene en el módulo Runoff; en el segundo proceso el volumen precipitado restante se considera como escorrentía superficial y se envía hacia el módulo Transport.

El módulo Transport es el que representa el sistema de drenaje y que puede estar compuesto de secciones de cauce natural, conductos, calles y elementos de almacenamiento, siendo todos ellos los que transfieren el flujo hacia los puntos de salida de la sistema (disposición final), en que los flujos de entrada a este módulo vienen de la escorrentía superficial del módulo Runoff o de hidrogramas de entrada definidos por el usuario. Los elementos del módulo Transport son representados por nodos (Nodes) y conductos (Links). La Figura 10 presenta los módulos Runoff y Transport del modelo conceptual del sistema de drenaje pluvial.

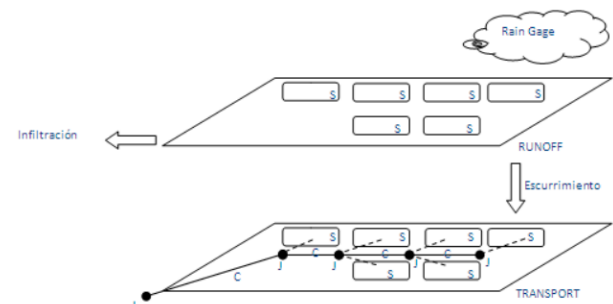


Figura 10. Modelo conceptual del sistema de drenaje pluvial. Fuente. (Aranda, 2009)

Para la modelación de una cuenca, el elemento Subcatchment, representa las subcuencas que definen la unidad hidrológica básica de la superficie de terreno cuyas características topográficas, hidrológicas e hidráulicas dirigen la escorrentía hacia un punto único a la salida de la subcuenca, que puede ser hacia un nodo (Node) perteneciente al sistemas de drenaje o directamente a otro sistema o cuenca.

La escorrentía superficial que se produce en cada Subcatchment es calculada por el software asumiendo que cada subcuenca se comporta como un depósito que para un cierto nivel no puede seguir almacenando agua y el exceso se convierte en escorrentía. El modelo de depósito aplica la ecuación de Conservación de la masa y una ecuación del tipo Onda Cinemática para calcular el caudal de escorrentía superficial a la salida de cada subcuenca.

Existen tres metodologías para el cálculo del flujo en el sistema de drenaje. La primera denominada como Steady Flow Routing (flujo uniforme), que consiste en asumir que en cada intervalo de tiempo de cálculo, las condiciones del flujo no cambian. La segunda denominada Kinematic Wave (onda cinemática), considera la variabilidad temporal del flujo y resuelve la ecuación de conservación de la masa y una aproximación de la ecuación de la cantidad de movimiento. El tercero consiste en la resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant, denominado como Dynamic Wave (onda dinámica), que es físicamente más correcto, aunque demanda un mayor tiempo de proceso computacional.

Diseño de Pavimentos

El pavimento constituye uno de los principales componentes de una carretera; es una estructura que permite la transferencia de los esfuerzos, inducidos por las cargas de tránsito y el ambiente externo, al terreno natural o subrasante. De manera que no se exceda la capacidad de soporte del suelo y proporcione una superficie de rueda durable, cómoda, económica y segura.

El diseño de pavimentos debe proporcionar un espesor adecuado del paquete estructural para resistir a los esfuerzos internos provocados por las cargas vehiculares en condiciones actuales y futuras según el periodo de diseño. Asimismo, debe prevenir la penetración y acumulación interna de humedad en las diferentes capas que lo constituyen. La capa superior del pavimento, constituida por concreto asfáltico o concreto asfáltico, debe proporcionar una superficie lisa, resistente al deslizamiento, resistente al desgaste, distorsión y deterioro causado por el clima.

Existen dos criterios en el diseño de pavimentos según las condiciones finales después de la falla. Cuando el pavimento deja de ser cómodo y seguro, y los costos de operación de los vehículos son excesivos, se trata de una falla funcional. Cuando los niveles de esfuerzo sobre el terreno natural o subrasante exceden la capacidad de soporte del suelo y procede un deterioro significativo en las capas de mayor resistencia, se trata de una falla estructural.

Actualmente la tipología de pavimentos es variada, sin embargo se pueden clasificar en 3 tipos principalmente, como lo son el pavimento flexible, pavimento semirrígido y pavimento rígido. Se diferencian fundamentalmente por la rigidez de los materiales y los espesores de capa del paquete estructural.

La estructura de pavimento flexible está constituida por una capa de concreto asfáltico, una base de agregado triturado o agregado estabilizado con emulsión asfáltica, y una subbase de lastre. Los espesores típicos varían entre 4-

20cm para la capa asfáltica, 10-40cm para la base y 15-100cm para la subbase. Asimismo, los módulos de rigidez varían entre 300000-500000psi para la capa asfáltica, 18000-350000psi para la base y 8000-20000 psi para la subbase.

La estructura de pavimento semirrígido está constituida por una capa de concreto asfáltico, una base de agregado estabilizado con cemento, y una subbase de lastre. Los espesores típicos varían entre 5-10cm para la capa asfáltica, 10-25cm para la base y 15-60cm para la subbase. Asimismo, los módulos de rigidez varían entre 200000-600000psi para la capa asfáltica, 500000-1000000psi para la base y 8000-20000 psi para la subbase.

La estructura de pavimento rígido está constituida por una losa de concreto hidráulico, una base de agregado triturado, agregado estabilizado con emulsión asfáltica o agregado estabilizado con cemento, y una subbase de lastre. Los espesores típicos varían entre 12.5-30cm para la capa asfáltica, 10-20cm para la base y 15-40cm para la subbase. Asimismo, los módulos de rigidez varían entre 4000000-6000000psi para la losa de concreto hidráulico, 18000-350000psi para la base y 8000-20000 psi para la subbase.

“En el pavimento flexible, la deformación total en el punto de carga con 4.1 Ton es del orden de 40 a 150 centésimas de milímetro. En el pavimento semirrígido, la deformación total en el punto de carga con 4.1 Ton es del orden de 20 a 50 centésimas de milímetro. En el pavimento rígido, la deformación total en el punto de carga con 4.1 Ton es del orden de 5 a 15 centésimas de milímetro”. (Castro, 2017)

Generalmente, los módulos de rigidez de la subrasante, subbase y base (granular, estabilizada con cemento y estabilizada con espuma asfáltica) son obtenidos por medio de correlaciones de ensayos mecánicos realizados en laboratorio, tales como el ensayo California

Bearing Ratio (CBR) y el ensayo de resistencia a la compresión confinada. La Figura 11 presenta las correlaciones para la subrasante, la Figura 12 para la subbase y la Figura 13 para la base granular, estabilizada con cemento y estabilizada con espuma asfáltica.

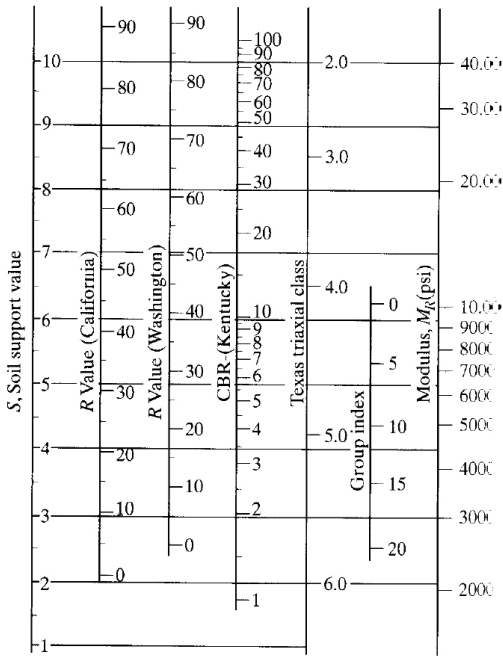


Figura 11. Nomograma de correlaciones para estimar el módulo de rigidez de la subrasante. Fuente. (Van Til et al., 1972)

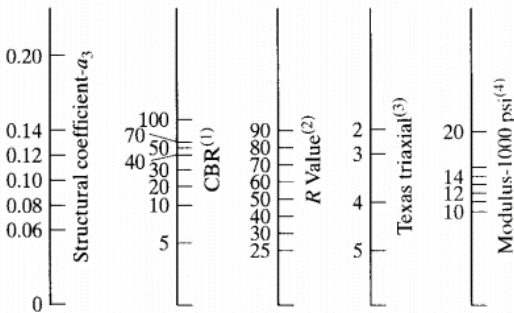


Figura 12. Nomograma de correlaciones para estimar el módulo de rigidez de la subbase. Fuente. (Van Til et al., 1972)

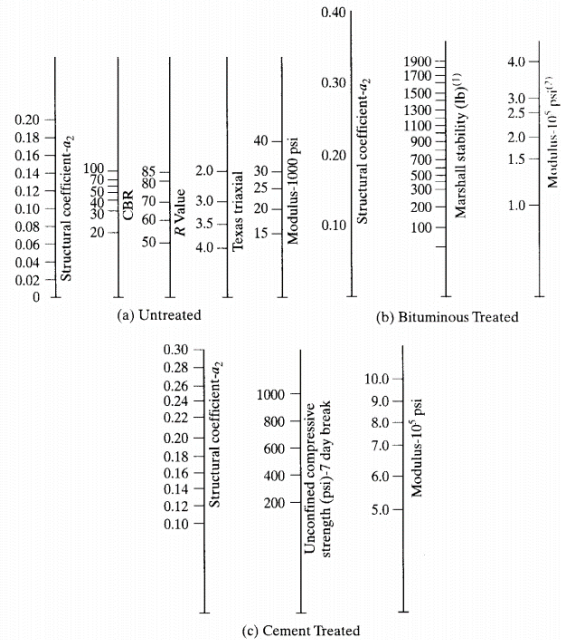


Figura 13. Nomograma de correlaciones para estimar el módulo de rigidez de la base. Fuente. (Van Til et al., 1972)

Las cargas de tránsito (ejes simples equivalentes de 8200 kg o 18000 lb), el entorno y los materiales son los principales factores para el diseño de pavimentos. De igual manera, la elección de la tipología de pavimento se da en función de las necesidades propias de la carretera, es decir en función del costo, espesores de capas de soporte requeridos, resistencia para soportar las cargas del tránsito y facilidad del proceso constructivo.

El criterio para definir una estructura de pavimento aceptable es relativo; es un asunto cualitativo y dependiente de la opinión del usuario. Además, es función del uso final e importancia del pavimento. El índice de habilidad de servicio (PSI) fue desarrollado de manera paralela al tramo experimental de la AASHTO. Se basa en una escala que juzga la condición del pavimento en un instante dado de tiempo. Un PSI de 5 corresponde a un pavimento perfecto, mientras que un PSI de 0 corresponde a un pavimento intransitable. La TABLA 17 muestra los valores de PSI definidos por el tramo experimental de la AASHTO para diferentes condiciones de pavimentos.

TABLA 17. Índices de habilidad de servicio en función de la condición del pavimento.

Condición de Pavimento	Índice de Habilidad de Servicio (PSI)
Pavimento rígido nuevo	4.5
Pavimento flexible nuevo	4.2
Pavimento para rehabilitar	2.0 a 3.0
Pavimento para reconstruir	1.5 a 2.0

Fuente. (AASHTO, 1993)

Diseño AASHTO 1993

El diseño AASHTO 1993 es una metodología empírica que describe la calidad del pavimento asociada con la capacidad estructural, es decir con la rigidez y el espesor de capas. Fundamentalmente, procura establecer el número estructural requerido para soportar las cargas de diseño, de manera que se dé una pérdida regulada en el índice de habilidad de servicio para el período de diseño.

El número estructural (SN) es número asociado al pavimento que representa en términos generales la calidad estructural de un pavimento flexible o semirrígido, o bien la resistencia a la deformación ante las cargas de tránsito. El número estructural del pavimento esta descrito por la siguiente expresión:

$$SN = \sum_{i=1}^n (a_i * m_i * D_i)$$

Donde:

- SN = Número estructural del pavimento.
- n = Número de capas en el paquete estructural.
- a_i = Coeficiente estructural de capa.
- m_i = Coeficiente de drenaje para la capa "i".
- D_i = Espesor para la capa "i" (in).

El coeficiente estructural de capa representa la resistencia y rigidez del material. De tal manera, refiere a la relativa calidad estructural de un espesor unitario (1in) del material "i". Se orienta a valorar la capacidad de preservar la resistencia estructural conforme el pavimento es cargado. Por otro lado, el coeficiente de drenaje

para la capa "i" no es aplicable para capas asfáltica. Este depende de la cantidad de agua que pueda permanecer en cada capa, en función del porcentaje de tiempo que el pavimento está saturado y de la calidad del sistema de drenaje. La Figura 14 muestra el número estructural de capa en función de los módulos de rigidez de las capas subyacentes, es decir, el SN_1 , SN_2 y SN_3 del paquete estructural.

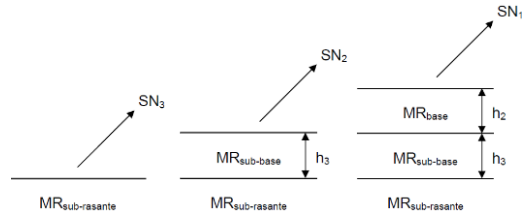


Figura 14. Numero estructural de capa.

Fuente. (AASHTO, 1993)

De esta manera, la guía de diseño AASHTO 1993 propone una serie de nomogramas para correlacionar el coeficiente estructural (a_i) con el módulo de rigidez (MR). En la Figura 15 se muestra las correlaciones para la carpeta asfáltica, en la Figura 16 para la base granular, en la Figura 17 para la base estabilizada con cemento, en la Figura 18 para la base estabilizada con espuma asfáltica, y en la Figura 19 para la subbase granular.

Asimismo, plantea valores recomendados del coeficiente de drenaje (m_i) para la capa "i" de base o subbase granular en pavimentos flexibles. Donde se categorizan 5 condiciones de calidad del pavimento (excelente, bueno, regular, malo y deficiente) y 4 intervalos de porcentajes de tiempo en que el pavimento se encuentra expuesto a humedad, como se muestra en la TABLA 18.

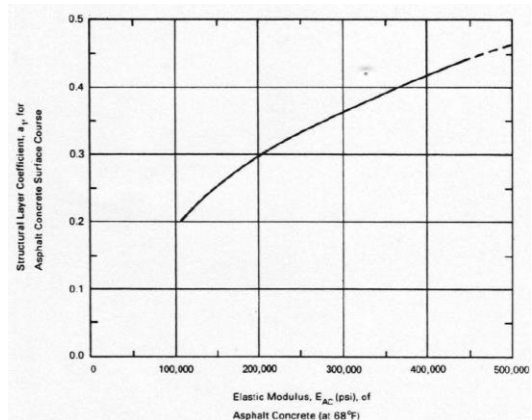


Figura 15. Numero estructural de carpeta asfáltica.

Fuente. (AASHTO, 1993)

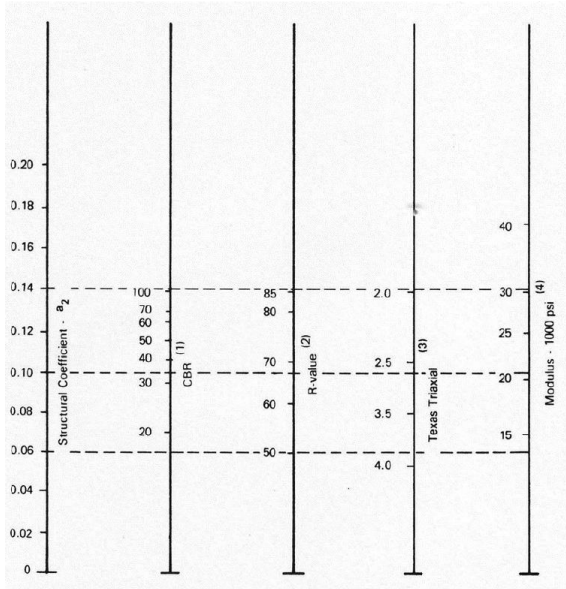


Figura 16. Numero estructural de base granular.
Fuente. (AASHTO, 1993)

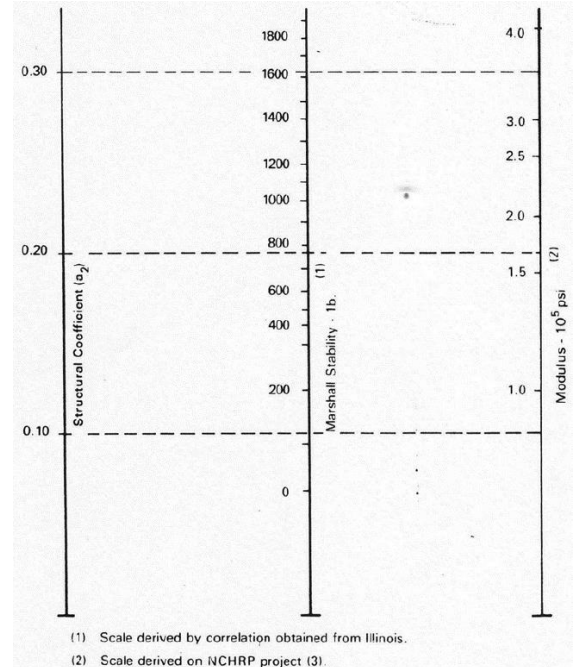


Figura 18. Numero estructural de base estabilizada con espuma asfáltica.
Fuente. (AASHTO, 1993)

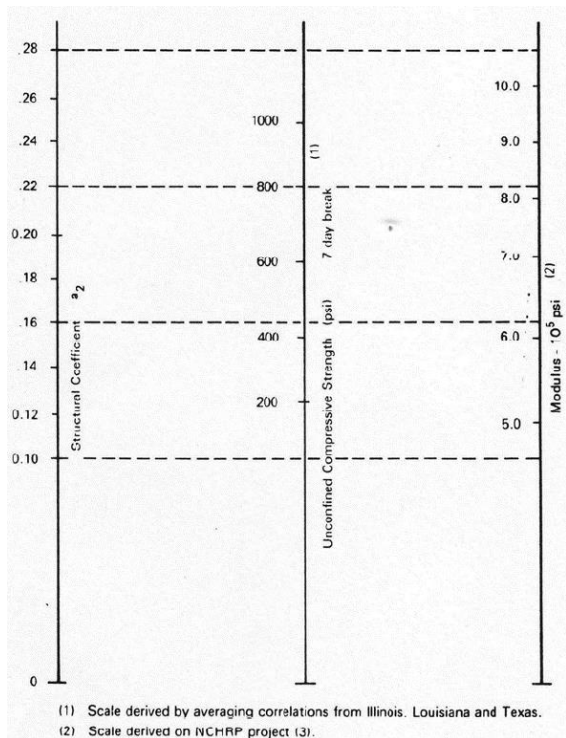


Figura 17. Numero estructural de base estabilizada con cemento.
Fuente. (AASHTO, 1993)

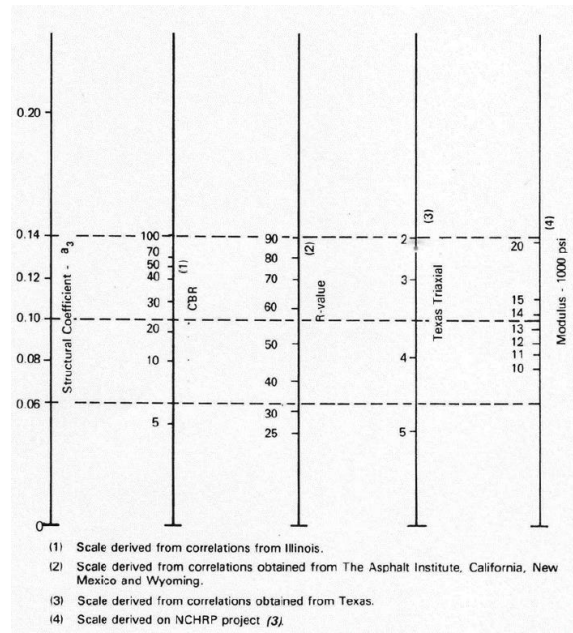


Figura 19. Numero estructural de subbase granular.
Fuente. (AASHTO, 1993)

TABLA 18. Valores recomendados del coeficiente de drenaje para la capa “i” para bases y subbases granulares.

Calidad de drenaje	Porcentaje de tiempo del pavimento está expuesto a niveles de saturación			
	Menos del 1%	1-5%	5-25%	Más de 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
Malo	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Deficiente	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Fuente. (AASHTO, 1993)

Por otro lado, la metodología AASHTO 1993 requiere 5 parámetros principales de diseño, entre ellos el nivel de confianza (R), la desviación estándar en desempeño (So), los ejes equivalentes en el carril de diseño, el módulo de rigidez efectivo de la subrasante y el cambio en el índice de habilidad de servicio.

Dado que la metodología de diseño AASHTO 1993 es probabilística, el nivel de confianza (R) considera que los parámetros de diseño tienen un nivel de dispersión asociado, que influye en la cantidad de repeticiones de carga para alcanzar el nivel de servicio terminal. Los elementos con mayor nivel de dispersión son los módulos de rigidez y espesores de las capas que constituyen el paquete estructural, como también la estimación de tránsito, en términos de ejes equivalentes de diseño (EEq). La TABLA 19 presenta el nivel de confianza asociado a la clasificación funcional de la carretera y al desarrollo de la zona.

TABLA 19. Nivel de confianza asociado a clasificación funcional y desarrollo de zona.

Clasificación Funcional	Nivel de Confianza (%)	
	Urbano	Rural
Inter-estatales o Autopistas Mayores	85-99.9	80-99.9
Arterias Principales	80-99	75-95
Colectores	80-95	75-95
Calles y Arterias Menores	50-80	50-80

Fuente. (AASHTO, 1993)

En relación al nivel de confianza se determina un estadístico “z”, que refiere a la posibilidad estadística de que luego de las cargas de diseño se supere el PSI terminal, es decir con una mejor condición estructural y funcional. Cabe destacar que la definición del nivel de confianza depende significativamente de la credibilidad de los datos preliminares de diseño. La relación entre el nivel de confianza y el estadístico “z” se evidencia en la TABLA 20.

TABLA 20. Estadístico “z” en función del nivel de confianza de los parámetros de diseño.

Nivel de Confianza (%)	Estadístico “Z”	Nivel de Confianza (%)	Estadístico “Z”
50	0.000	93	-1.476
60	-0.253	94	-1.555
70	-0.524	95	-1.645
75	-0.674	96	-1.751
80	-0.841	97	-1.881
85	-1.037	98	-2.054
90	-1.282	99	-2.327
91	-1.340	99.9	-3.090
92	-1.405	99.99	-3.750

Fuente. (AASHTO, 1993)

En el tramo experimental de la AASHTO se evidenciaron diferencias de dispersión en el desempeño de los pavimentos (PSI) en relación al tipo de pavimento. La desviación estándar en desempeño (So) para pavimentos flexibles es de 0.45 y para pavimentos rígidos es de 0.35. De esta manera, el nivel de confianza y la desviación estándar en desempeño determinan un incremento en la capacidad estructural requerida.

El flujo vehicular sobre los pavimentos es muy variable. Por ello es necesario convertir todas las pasadas de diferentes vehículos en un número de pasadas de un tipo único, o bien, pasadas de ejes equivalentes. Usualmente para conversión a un tipo único, se utilizan los ejes equivalentes simples/duales de 8200 kg.

Los factores de conversión de un tipo de carga a un eje equivalente, dependen estrictamente del tipo del pavimento, índice de habilidad de servicio terminal, tipo de eje (simple, tandem, triple), número estructural, carga por eje. Asimismo, los ejes equivalentes de diseño (EEQ/diseño) son ajustados por factores de crecimiento anual, distribución direccional y carril. La TABLA 21 muestra el factor de ajuste por número de carril.

TABLA 21. Factor de ajuste por carril.

Número de Carriles por Sentido	Porcentaje de EEQ en Carril de Diseño (%)
1	100
2	80-100
3	60-80
4	50-75

Fuente. (AASHTO, 1993)

Por otro lado, el módulo de rigidez de la sub-rasante debe ser representativo de toda la temporada, considerando las variaciones estacionales. Lo anterior debido a que subrasantes secas son más resistentes a la deformación plástica; mientras que subrasantes húmedas son menos resistentes a la deformación plástica. Por lo tanto, la variación estacional del daño es ponderada para determinar el módulo de rigidez representativo, de tal modo es necesario conocer el valor promedio mensual de módulo de rigidez y realizar una ponderación de factores de daño. La siguiente expresión describe el daño causado por una pasada de eje equivalente, en función del material de sub-rasante.

$$u_f = 1.18E8 * (MR_{SR})^{-2.32}$$

Donde:

u_f = Daño relativo causado por una pasada de eje equivalente.

MR_{SR} = Modulo de rigidez de subrasante (psi).

La diferencia entre el índice de servicio inicial e índice de servicio terminal corresponde al cambio en el índice de habilidad de servicio del pavimento. La TABLA 22 presenta los valores estándar de PSI inicial y terminal en relación a la categorización de la carretera y su pavimento.

TABLA 22. Cambio en el índice de habilidad de servicio.

Tipo de Pavimento	PSI Inicial	PSI Terminal (Período de Diseño)		
		Inter-estatales o Autopistas Mayores	Arterias Principales y Colectores	Calles y Arterias Menores
Flexible	4.2			
Semirrigido	4.3-4.4	3	2.5	2.0
Rígido	4.5			

Fuente. (AASHTO, 1993)

Diseño por Criterios Mecánico Empíricos

El diseño por criterios mecánico empíricos es una metodología de diseño de capas de pavimento basada en el análisis estructural para determinar una combinación de espesores y materiales, con el objetivo de proveer el servicio deseado para el nivel tránsito vehicular proyectado.

El análisis estructural del pavimento se apoya en la Teoría de Burmister, en consideración de una serie de supuestos. Cada capa es homogénea, isotrópica y elástica lineal, con módulos de rigidez y módulos de Poisson; el material de cada capa no tiene peso y es infinito en área horizontal; cada capa tiene un espesor finito, pero la capa inferior o sub-rasante es infinita en espesor. Asimismo, un esfuerzo uniforme es aplicado en la superficie, con un área de contacto circular; las condiciones de continuidad son satisfechas en las interfases entre capas, es decir, iguales esfuerzos verticales, esfuerzos de cortante, desplazamiento vertical y desplazamiento radial.

La sección mecánica se refiere a la teoría de multicapa elástica o elemento finito y determina las reacciones del pavimento a la carga de las llantas en términos de esfuerzos (ϵ), deformaciones unitarias (Δ) y deflexiones (σ). La sección empírica del diseño utiliza las reacciones del pavimento para predecir la vida útil del mismo basada en observaciones hechas en sitio.

“La metodología de diseño mecánico empírico comprende además los efectos climáticos, el modelo estructural y la respuesta del pavimento, la caracterización de los materiales, las funciones de transferencia de esfuerzo y el análisis del comportamiento para concluir con el proceso de selección del sistema de pavimento a construir”. (Lanamme, 2012)

Para un punto “A” en el pavimento, a una profundidad “z” y una distancia radial “r”, tal como se muestra en la Figura 19, es fundamental determinar el estado de esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones para las direcciones ortogonales (z, r) y angulares (θ).

Estado de esfuerzos

- σ_z
- σ_r
- σ_θ
- τ_{rz}

Deformaciones unitarias

- ε_z
- ε_r
- $\varepsilon_\theta = 0$ (por condiciones de simetría)
- γ_{rz}
- $\gamma_{r\theta} = \gamma_{rz} = 0$ (por condiciones de simetría)

Deflexiones

- W = deflexión vertical
- U = deflexión radial

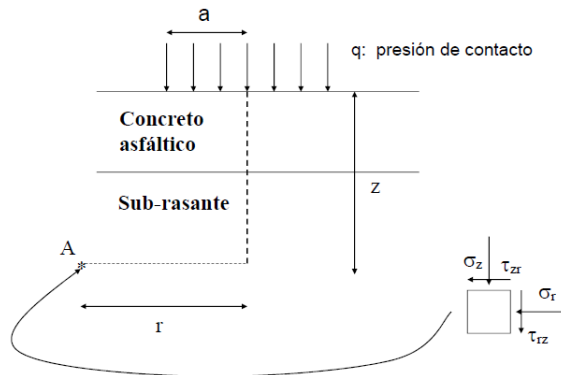


Figura 19. Estado de esfuerzos en sistema simétrico respecto a un eje, con carga uniformemente distribuida.

Fuente. (Castro, 2017)

Cuando el estado de esfuerzos y las deformaciones unitarias son determinados es posible evaluar los efectos de la variación de los materiales en el desempeño de los pavimentos; es decir, mediante la deformación plástica y el agrietamiento por fatiga del pavimento.

La deformación plástica es causada por el nivel de esfuerzo vertical de compresión en la primera fibra de la superficie de sub-rasante, o bien por compresibilidad de la capa asfáltica; mientras que el agrietamiento por fatiga es relacionado con la deformación unitaria horizontal a la tracción en la fibra inferior de la carpeta.

De esta manera, los criterios mecánico empíricos permiten una adecuada evaluación de las consecuencias en el desempeño del pavimento, resultado de nuevas condiciones de carga. Particularmente, permiten una modelación del daño por aplicación de cargas crecientes y por elevadas presiones de inflado en las llantas, por múltiples ejes. Otro aspecto fundamental es que permite un mejor aprovechamiento de los materiales disponibles, simulando el comportamiento de materiales estabilizados, tanto en pavimentos rígidos como en flexibles.

Metodología

El presente trabajo final de graduación fue desarrollado en la empresa IMNSA Ingenieros Consultores S.A., ubicada en Sabanilla de Montes de Oca, San José Costa Rica; durante el periodo de Julio a Noviembre del 2017. El proyecto corresponde al Diseño de la Ampliación de las Rutas Nacionales Nos. 3 y 106, sección: Barreal-Lagunilla-Valencia.

La metodología empleada para el desarrollo del proyecto obedece a las condiciones específicas del cartel de Licitación Abreviada No. 2014LA-000071-0DI00. A continuación se describen los procedimientos aplicados para el desarrollo del diseño geométrico vial (alineamiento horizontal y alineamiento vertical), diseño de drenajes y diseño de pavimentos; los cuales son desarrollados en diferentes secciones.

Diseño Geométrico Vial

El diseño geométrico horizontal y vertical se realizó de conformidad con los parámetros establecidos en la reglamentación de Policy on Geometric Design of Highways and Streets of AASHTO, sexta edición, 2011; y el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (SIECA), tercera edición, 2011.

Según las condiciones específicas, se consideró una velocidad de diseño de 40km/h del inicio del proyecto (escuela de Barreal) a la intersección del Conservatorio Castella y de 60km/h para el resto del proyecto. Asimismo, se consideró las siguientes secciones típicas propuestas por el cartel.

- De la estación 2+265 a las estación 3+420: tres carriles con anchos de 3.30m
- De la estación 3+420 a la estación 4+470 (entrada a la Urbanización Real Santa María):

cuatro carriles con medianera, incluyendo carriles de giro izquierdo y todas las medidas de seguridad necesarias para el peatón.

- De las estación 4+470 a la estación 5+460: cuatro carriles de 3.30m de ancho.
- De la estación 5+470 a la estación 5+810: tres carriles de 3.00m de ancho.
- La sección típica a utilizarse sobre la Ruta Nacional No. 03 y la de Ruta de travesía, debe ser ajustada por el contratista de acuerdo con el diseño propuesto.
- Las secciones típicas con cordón y caño es de 0.65m y acera de 1.20m.

Una vez definidas las condiciones específicas, se utilizó el software AutoDesk Civil 3D Metric 2016 para el diseño del trazado de alineamiento horizontal y vertical.

Primeramente, se configuró el sistema de geolocalización del software para referenciar el modelo del corredor vial, véase la Figura 1. Para ello, se seleccionó la zona de Costa Rica con el correspondiente datum horizontal oficial, el CR05, enlazado al Marco Internacional de Referencia Terrestre (ITRF2000) del Servicio Internacional de Rotación de la Tierra (IERS), asociado al elipsoide del Sistema Geodésico Mundial (WGS84). Por otra parte, el datum vertical o red de nivelación utilizado se determinó mediante técnicas de topografía convencionales y fundamentado en observaciones mareográficas entre 1940 y 1960, para la determinación del nivel de referencia con base en el nivel medio del mar.

De igual manera, se determinó la proyección oficial para la representación cartográfica, la Proyección Transversal de Mercator de Costa Rica con el acrónimo CRTM05. Los parámetros de referencia del CRTM05 están constituidos por el meridiano central de 84° Oeste, paralelo central 0°, coordenada norte del origen 0 metros, coordenada este del origen 500000

metros, proyectada con un factor de escala de 0,9999 válida para todo el país.

Cabe mencionar que las variables del datum horizontal y datum vertical del CR05; y los parámetros de referencia del CRTM05 se encuentran predeterminados en la base de datos del software Civil 3D 2016.

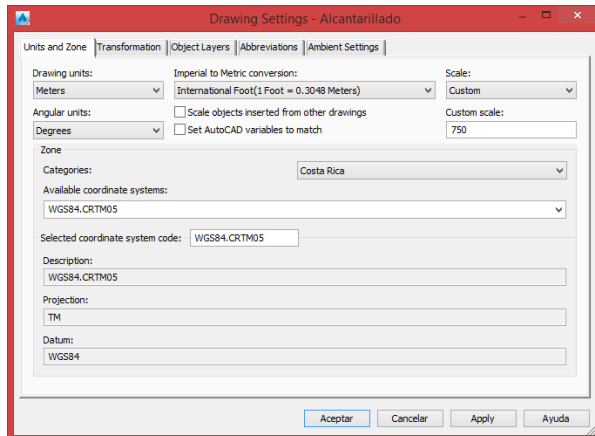


Figura 1. Configuración del sistema de geolocalización.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

Posteriormente, se construyó la superficie o modelo de elevación digital a partir de puntos topográficos georreferenciados en sitio por medio de un aparato navegador GPS. Cabe destacar que el software crea la superficie a partir de datos de elevación de los puntos en formato vectorial mediante el método de redes irregulares de triángulos conocidos como TIN (Triangular Irregular Network), véase la Figura 2.

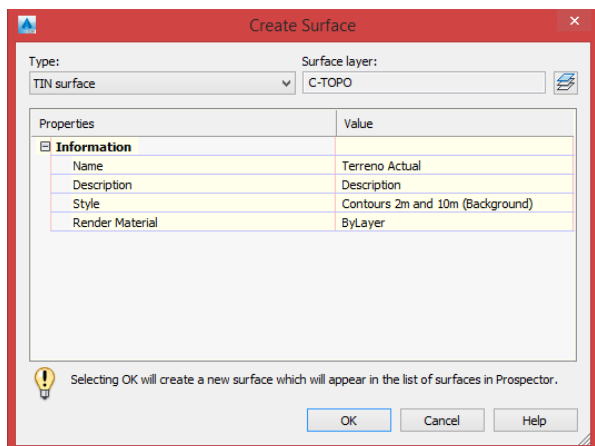


Figura 2. Creación de superficie o modelo de elevación digital.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

Además, se definieron las curvas de nivel de la superficie o modelo de elevación digital. De tal manera, se establecieron curvas índices con una separación de 10m y curvas intermedias con una separación de 2m, véase la Figura 3.

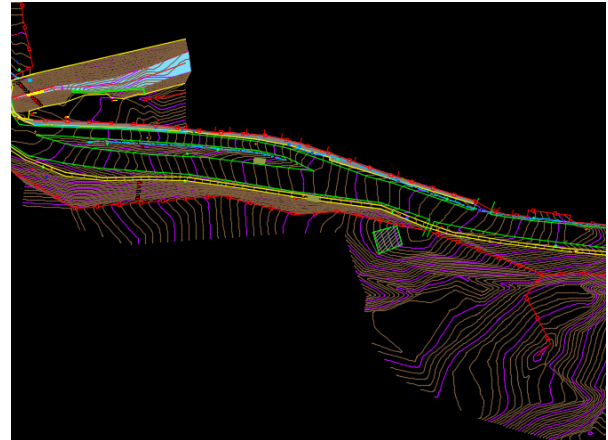


Figura 3. Superficie o modelo de elevación digital.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

Luego se trazó el alineamiento horizontal para las Rutas No. 3 y 106 de acuerdo al derecho de vía existente, definido por las líneas de propiedad. Para ello, se crearon 2 alineamientos según la velocidad de diseño; el primero con una velocidad de 40 km/h en el estacionamiento inicial 2+265.00m y el segundo con una velocidad de 60 km/h en el estacionamiento inicial 3+165.00m.

En ambos casos se establecieron los criterios base de diseño de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO, los cuales se encuentran predeterminadas en el software Civil 3D, propiedades tales como la tabla de radio mínimo y tabla de longitud de transición, véase la Figura 4 y Figura 5. De esta manera se definió una tasa de peralte ($e_{\text{máximo}}$) de 4% propia de las áreas urbanas, como también una longitud de transición específica para 4 carriles.

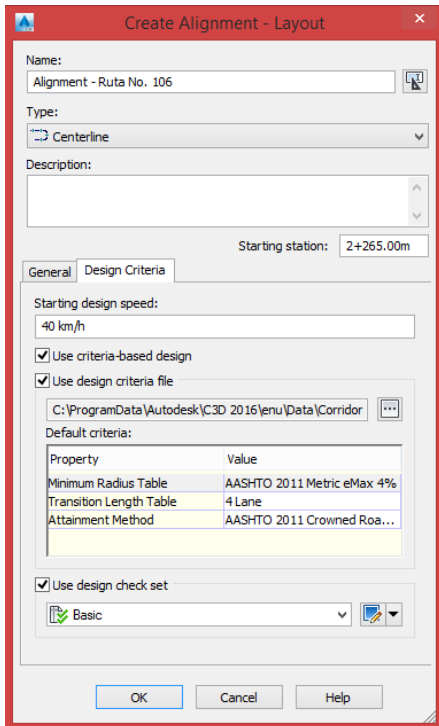


Figura 4. Creación de alineamiento horizontal a 40 km/h.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

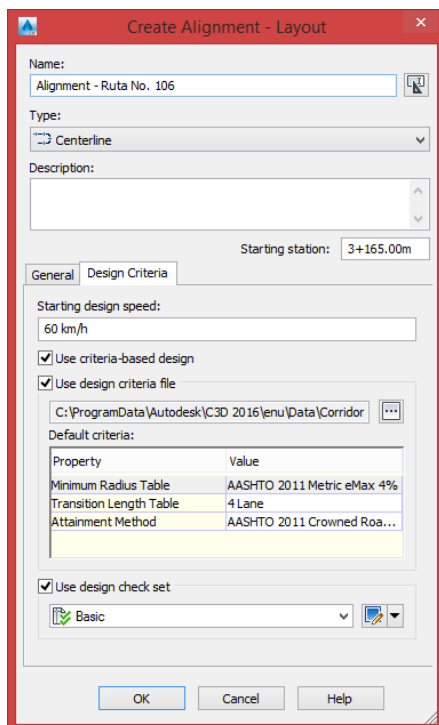


Figura 5. Creación de alineamiento horizontal a 60 km/h.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

Cabe destacar que el software realiza el análisis y define intrínsecamente los factores de fricción lateral para definir los radios mínimos de curva; de igual manera define las distancias mínimas de aplanamiento y distancias mínimas de transición para determinar la longitud de transición de peralte. Según AASHTO, el factor de fricción lateral (f) para 40 km/h es de 0.23 y para 60 km/h es de 0.17.

De esta manera, se diseñaron las curvas horizontales entre tangentes en función del radio mínimo de curva y la longitud de transición, véase la Figura 6.

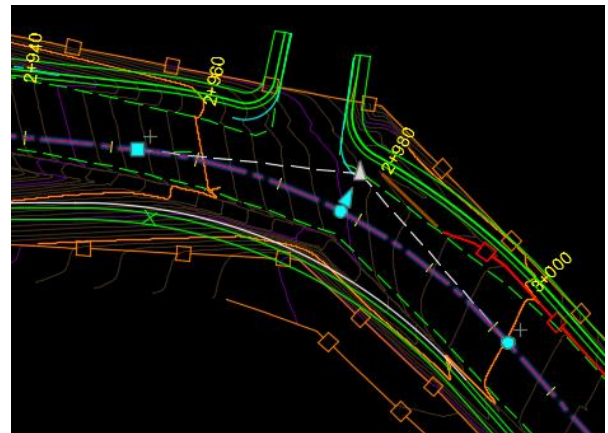


Figura 6. Curva horizontal definida por tangente de entrada y tangente de salida.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

Posteriormente, se construyó el perfil a partir del alineamiento horizontal y la superficie para las Rutas No. 3 y 106, véase la Figura 7.

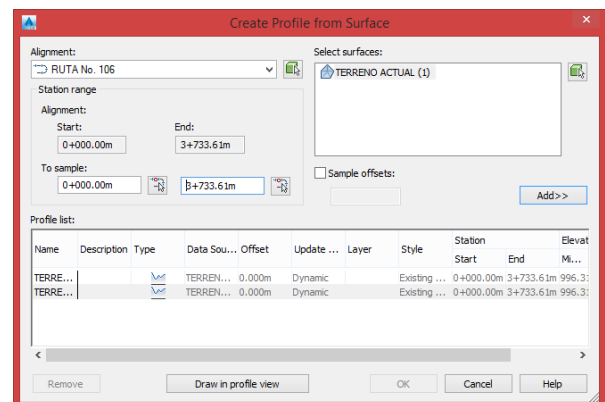


Figura 7. Creación de perfil a partir del alineamiento horizontal en la superficie.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

De tal manera se configuró el eje de las ordenadas (eje y) con una escala 10 veces mayor a la del eje de las abscisas (eje x), véase la Figura 8. Además, se obtuvo la línea de perfil del terreno natural, véase la Figura 9.



Figura 8. Configuración de escala del eje de ordenadas y abscisas del perfil.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)



Figura 9. Perfil de terreno natural.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

Seguidamente, se trazó el alineamiento vertical de las Rutas Nos. 3 y 106 de acuerdo a la línea del perfil de terreno natural. Para ello se estableció los criterios base de diseño de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO, los cuales se encuentran predeterminadas en el software Civil 3D, propiedades tales como la TABLA de valores mínimos de la tasa de curvatura vertical (k), véase la Figura 10.

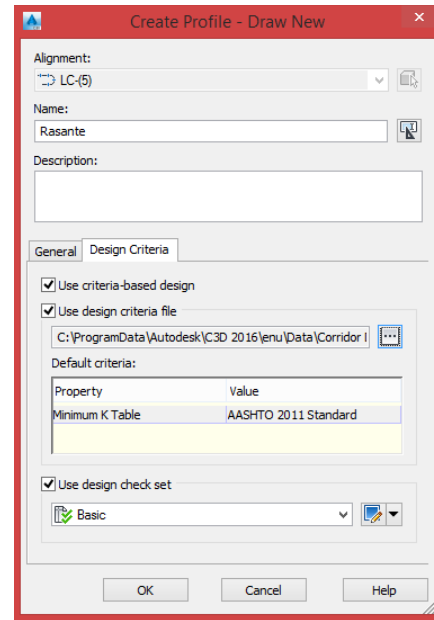


Figura 10. Perfil de línea de rasante y línea de terreno natural.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

De esta manera, se diseñaron las curvas verticales, cóncavas y convexas, en función de la tasa de curvatura vertical (k), dando origen a línea de subrasante de la carretera, véase la Figura 11.

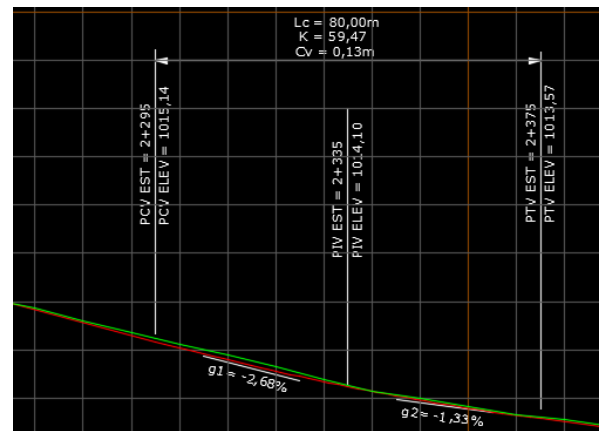


Figura 11. Perfil de línea de rasante y línea de terreno natural.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

Diseño de Drenajes

Las especificaciones de referencia para los diseños relacionados con las áreas de hidráulica e hidrología fueron obtenidas de la Reglamentación Técnica para Diseño y Construcción de Urbanizaciones, Condominios y Fraccionamientos, del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, 2007.

Según las condiciones específicas, se consideró drenajes mayores aquellas estructuras de paso de la vía sobre cauces de agua cuyo caudal de diseño fuera superior a $9,5 \text{ m}^3/\text{s}$; y drenajes menores aquellas estructuras como alcantarillados pluviales, caños, cunetas y los pasos de alcantarilla bajo la vía, que cuentan con un caudal inferior al indicado en el punto anterior.

Dado a que el diseño de drenajes corresponde a alcantarillado pluvial se delimitó dentro de estructuras de drenaje menor. De esta manera, el diseño hidráulico se realizó con caudales máximos instantáneos estimados en el sitio de estudio, utilizando un período de retorno de 25 años. Entre las premisas consideradas por el cartel para el diseño de drenajes menores destacaron las siguientes:

- La velocidad máxima permisible para diseño a tubo lleno debe ser de $5,0 \text{ m/s}$. La velocidad mínima la define la fuerza tractiva, cuyo valor mínimo debe ser de $0,1 \text{ kg/m}^2$.
- El diámetro mínimo para tuberías entre pozos de registro o cabezales, así como en pasos bajo la carretera, debe ser de $0,80 \text{ m}$. Entre tragantes y pozos, esta debe ser de $0,60 \text{ m}$ de diámetro. Para sistemas de alcantarillado pluvial donde todas las entradas de agua sean mediante tragantes con rejillas separadas cero coma un metros entre sí, se puede utilizar tuberías de $0,60 \text{ m}$ de diámetro incluso entre pozos, siempre que su capacidad lo permita.
- Los conductos cerrados que se diseñen con alguna metodología que solamente sea aplicable para trabajar como canal abierto, deben tener un tirante hidráulico máximo de $0,75$ veces el diámetro de la tubería.

Una vez concluido el diseño geométrico vial, se propuso el posicionamiento de los elementos que constituyen el sistema de drenaje pluvial, como tragantes, pozos verticales de registro, tuberías y desfogues, véase la Figura 12.

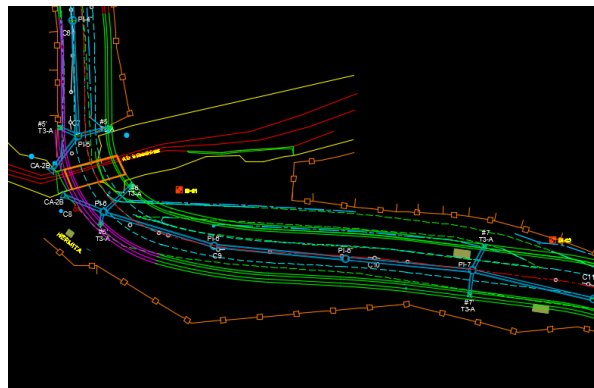


Figura 12. Sistema de alcantarillado pluvial.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

Asimismo se asignó un código de identificación a los tragantes, pozos de registro y desfogues. Los tragantes fueron identificados como T3-A # y su número consecutivo, los pozos de registro como PI # y su número consecutivo, y los desfogues como CA-2B # y su número consecutivo.

Posteriormente se exportaron los elementos que constituyen el sistema de drenaje pluvial al software QGIS. Esto por medio de layers como vectores georreferenciados desde el software Civil 3D.

Respecto al diseño hidrológico, se utilizó el Método Racional para determinar el caudal máximo instantáneo en el punto de control, es decir, en el pozo de registro del sistema de alcantarillado pluvial. Cada aporte de flujo al sistema de alcantarillado se analizó mediante una subcuenca que escurre al punto donde ocurre el aporte. Para cada subcuenca se tabuló el área tributaria, el valor ponderado del coeficiente de escorrentía, la intensidad, los tiempos de concentración y demás información relevante.

Primeramente, se determinaron 5 tramos de alcantarillado pluvial en función de la dirección de flujo y del punto de desfogue, véase la Figura 13. Por medio de fotografías satelitales, obtenidas de Google Earth e integradas a QGIS, se trazaron las áreas tributarias de las subcuencas urbanas correspondientes a los tramos del sistema de drenaje pluvial, bajo el criterio de líneas divisorias de aguas, pendiente del terreno y ubicación de tragantes y pozos de registro. Las áreas tributarias fueron identificadas como AT # y su número consecutivo.



Figura 13. Sistema de alcantarillado pluvial.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de QGIS)

Seguidamente, se delimitó el uso de suelo correspondiente al área tributaria de la subcuenca y se asignó el coeficiente de escorrentía ponderado. Al mismo tiempo se analizó el periodo de retorno, la pendiente y la condición de superficie (áreas desarrolladas y no desarrolladas) para determinar el coeficiente de escorrentía adecuado.

Posteriormente, se determinaron los parámetros morfométricos de las subcuencas urbanas mediante QGIS, tales como el área, longitud del cauce principal, pendiente del cauce principal, diferencia de nivel de la cuenca, pendiente de la cuenca; además se determinó el número de curva ponderado para la subcuenca, véase el CUADRO 1.

CUADRO 1. Parámetros morfométricos de subcuenca.

Parámetros Morfométricos	
Área Tributaria (km ²)	0.070213
Longitud cauce principal (km)	0.55
Pendiente cauce principal (m/m)	0.0227
Diferencia de nivel de la cuenca (m)	16
Pendiente de la cuenca (%)	2.27
Número de Curva (CN)	77

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

En función de los parámetros morfométricos se utilizaron 5 metodologías para la estimación del tiempo de concentración, entre ellas Bransby Williams, California Culvert Practice, Método Racional Generalizado, Federal Aviation Administration y Ecuación de Retardo SCS. A través de hojas de cálculo de Microsoft Excel se obtuvo el tiempo de concentración ponderado, calculado como el promedio del valor mínimo y máximo de los tiempos de concentración

obtenidos por las diferentes metodologías, véase el CUADRO 2.

CUADRO 2. Tiempo de concentración ponderado de subcuenca.

Metodología	Tiempo de Concentración (min)
Bransby Williams	22.33
California Culvert Practice	9.81
Método Racional Generalizado	14.36
Federal Aviation Administration	12.80
Ecuación de Retardo SCS	32.87
Tiempo de concentración = Duración de lluvia	21.34 min

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

Consecutivamente, se calculó la tormenta de diseño mediante información de curvas IDF (intensidad, duración, frecuencia), realizando el ajuste de acuerdo al período de retorno para el diseño del sistema de drenaje. Dicha información fue obtenida del Informe de Curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia para los Centros Urbanos más Importantes de Costa Rica del Programa Morfoclimatología Aplicada y Dinámica Exógena (MADE) de la Escuela de Ciencias Geográficas de la Universidad Nacional de Costa Rica. La siguiente expresión describe la relación de intensidad de lluvia en función del tiempo de concentración y el periodo de retorno para la zona de Alajuela y Heredia.

$$I(D, F) = 209.844 - 38.7305 * \ln(D) + (42.614 - 24.6041 * \ln(\ln(D))) * \ln(F)$$

Donde:

I = Intensidad de lluvia (mm/h).

D = Duración del evento, igual al tiempo de concentración para flujo concentrado (min).

F = Periodo de Retorno (años).

La ecuación anterior fue definida mediante un análisis estadístico de las diferentes series de precipitación obtenidas durante 21 años, para la obtención de los parámetros necesarios tales como promedio, desviación estándar, valor modificado de la posición de cada valor dentro de la serie (valor de k), grado de correlación, valor de la pendiente e intercepción de cada serie con el valor de k .

Específicamente, la ecuación fue ajustada por el método de distribución estadística de Deutsche Verband fur Wasserwirtschaft und Kulturbau (DVWK 1985), que consiste en una determinación de los parámetros por medio de regresiones lineales y no lineales por valores determinados. De esta manera se determinó la intensidad de lluvia para la tormenta de diseño según la curva IDF, véase el CUADRO 3.

CUADRO 3. Intensidad de lluvia obtenida por curva IDF.

Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)		
Período de Retorno	25	Años
Duración de lluvia	21.34	min
Intensidad de Lluvia	213.68	(mm/hr)

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

Al mismo tiempo se construyó el patrón de series de precipitación o hietograma de tormenta de diseño mediante el Método del Bloque Alterno, véase la Figura 14. La duración del evento de lluvia, la intensidad, la lluvia acumulada y el incremento de lluvia son parte de los componentes para construir el patrón de series de precipitación o hietograma, véase el CUADRO 4.

CUADRO 4. Componentes de tormenta de diseño.

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Lluvia Acumulada (mm)	Incremento de lluvia (mm)
5	247.69	20.64	20.64
10	230.69	38.45	17.81
15	221.44	55.36	16.91
20	215.10	71.70	16.34

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

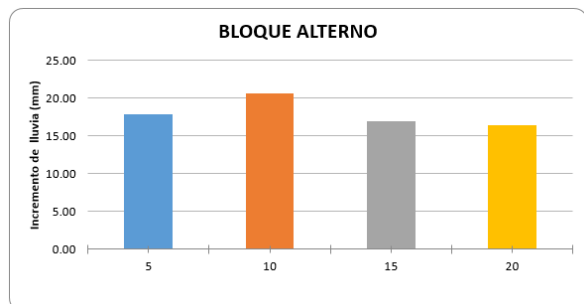


Figura 14. Serie de precipitación o hietograma de tormenta.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

Finalmente se calculó el caudal máximo instantáneo en el punto de control, donde ocurre el aporte de flujo al sistema de alcantarillado, a partir del área tributaria, coeficiente de escorrentía ponderado e intensidad de lluvia correspondiente a la subcuenca, véase el CUADRO 5.

CUADRO 5. Caudal Máximo Instantáneo obtenido mediante el Método Racional.

Método Racional		
Área Tributaria	0.070213	km2
Coeficiente de Escorrentía	0.88	adim
Intensidad de Lluvia	213.68	(mm/hr)
Caudal Máximo Instantáneo	3.67	m3/s

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

Respecto al diseño hidráulico, se utilizó la formulación de Manning y el software EPA SWMM 5.2 para diseñar las tuberías entre pozos de registro. Se aplicaron ambas metodologías con el propósito de simular el modelo hidráulico y realizar una comparación del diseño hidráulico. La diferencia fundamental es que la formulación de Manning considera un estado de flujo uniforme, mientras que el software EPA SWMM 5.2 considera un estado de flujo de onda dinámica.

El diseño hidráulico mediante la formulación de Manning se realizó por medio de hojas de cálculo de Microsoft Excel. De tal manera, se determinó el caudal máximo instantáneo acumulado desde el primer tragante hasta el desfogue para dimensionar las tuberías que conforman el sistema de drenaje pluvial. Luego se asignó un código de identificación a las tuberías según el número del pozo de registro de los extremos.

Una vez definido el caudal máximo instantáneo trasegado por cada tubería se planteó un diámetro nominal interno para determinar parámetros hidráulicos, tales como área hidráulica, perímetro mojado y radio hidráulico. Asimismo, se propuso una pendiente de tubería y se estableció un coeficiente de rugosidad de Manning igual a 0.13, propio de tuberías de concreto para alcantarillado pluvial.

De esta manera se determinó la velocidad del flujo, verificando que cumpliera con los límites de velocidad máxima y mínima establecidos por las condiciones específicas del cartel. Además, se

verificó que el caudal máximo instantáneo fuese menor al caudal máximo que permite trasegar la tubería con una relación del tirante hidráulico máximo y diámetro de tubería (y/D) de 75%.

Por otro lado, se requirió definir el modelo hidrológico e hidráulico en el software EPA SWMM 5.2 para diseñar el sistema de drenaje pluvial. Previo a ello se integraron las imágenes satelitales, obtenidas de Google Earth, y se georreferenciaron en el mapa de dimensiones del software, véase la Figura 15.

The 'Map Dimensions' dialog box contains the following information:

- Lower Left:** X-coordinate: 814237.000, Y-coordinate: 1102968.000
- Upper Right:** X-coordinate: 815824.000, Y-coordinate: 1103813.000
- Map Units:** Radio buttons for Feet, Meters (selected), Degrees, and None.
- Auto-Length:** A checkbox labeled 'Auto-Length is ON. Re-compute all lengths and areas?' which is currently unchecked.
- Buttons:** Auto-Size, OK, Cancel, and Help.

Figura 15. Georreferenciación del mapa de EPA SWMM 5.2.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

En relación al modelo hidrológico, la precipitación fue representada por elemento pluviométrico (Rain Gage) que almacena los datos de la precipitación. Dentro de las propiedades del pluviógrafo se definió el formato de lluvia acumulada en unidades de milímetros. Asimismo se asignó la correspondiente serie temporal de la tormenta de diseño y el intervalo de tiempo de los reportes de precipitación, véase la Figura 16.

The 'Rain Gage Pluvio1' properties dialog box displays the following table:

Property	Value
Name	Pluvio1
X-Coordinate	813400.236
Y-Coordinate	1104111.940
Description	
Tag	
Rain Format	CUMULATIVE
Time Interval	0:05
Snow Catch Factor	1.0
Data Source	TIMESERIES
TIME SERIES:	
- Series Name	TS1
DATA FILE:	
- File Name	*
- Station ID	*
- Rain Units	MM

Figura 16. Propiedades del pluviógrafo (Rain Gage).
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Consecutivamente se definió la serie temporal (Time Series) de la tormenta de diseño, como registros de lluvia acumulada en los intervalos de tiempo definidos en el pluviógrafo, véase la Figura 17.

The 'Time Series Editor' dialog box contains the following information:

- Time Series Name:** TS1
- Description:** (Empty text field)
- Use external data file:** A checkbox labeled 'Use external data file named below' which is unchecked.
- Enter time series data:** A checked checkbox labeled 'Enter time series data in the table below'.
- Table:** A table with columns 'Date (M/D/Y)', 'Time (H:M)', and 'Value'. The data entered is as follows:

Date (M/D/Y)	Time (H:M)	Value
	0:00	0
	0:05	20.64
	0:10	38.45
	0:15	55.36
	0:20	71.70
	0:25	0
- Buttons:** View, OK, Cancel, and Help.

Figura 17. Serie temporal de precipitación (Time Series).
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Posteriormente se delimitaron las áreas tributarias de las subcuencas (Subcatchment) para el correspondiente tramo del sistema de alcantarillado pluvial, véase la Figura 18.

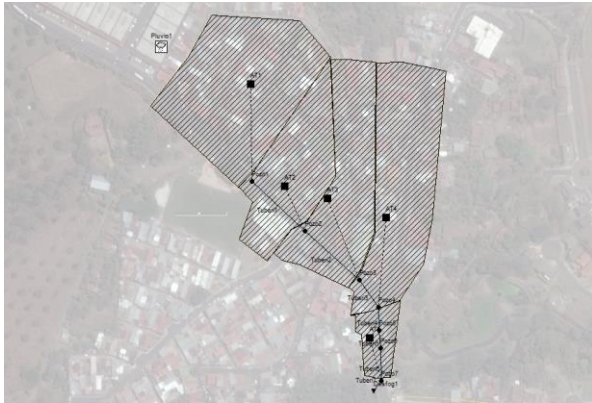


Figura 18. Áreas tributarias de subcuencas (Subcatchments). Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

En relación al modelo hidráulico, el sistema de drenaje fue representado por una serie de elementos dentro de los módulos predeterminados del EPA SWMM 5.2, donde se representan los pozos de registro (nodes), tuberías (links) y desfogues (outfall), véase la Figura 19.

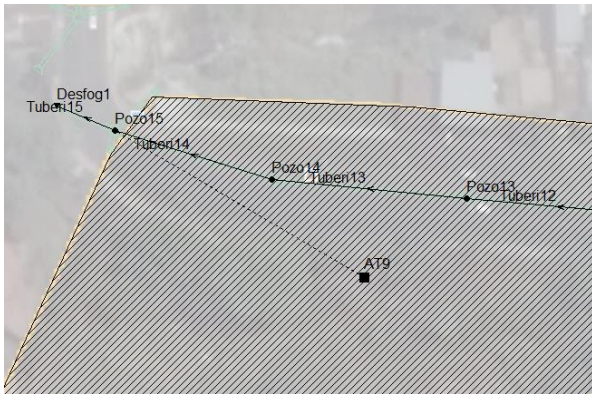


Figura 19. Elementos del sistema de drenaje pluvial. Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

A cada subcuenca se asignó el área, el ancho, el pluviógrafo (Rain Gage) asociado, la pendiente media y el nodo que recibe el flujo de escorrentía. Además se establecieron los coeficientes de rugosidad propios de las zonas permeables e impermeables. Conjuntamente, se definió la altura de almacenamiento o detención en

la superficie permeable y en la impermeable, diferenciando en ésta última las superficies que permiten un almacenamiento como aquellas de poca pendiente (veredas, carreteras, calles, estacionamientos, patios duros) de otras de mayor pendiente donde no es posible una detención; asimismo se utilizó el Método del Número de Curva para simular la infiltración que ocurre en cada subcuenca, véase la Figura 20.

Property	Value
Name	AT1
X-Coordinate	813498.520
Y-Coordinate	1104071.706
Description	
Tag	
Rain Gage	Pluvio1
Outlet	Pozo1
Area	2.20
Width	135
% Slope	2.8
% Imperv	95
N-Imperv	0.013
N-Perv	0.15
Dstore-Imperv	1.27
Dstore-Perv	2.54
%Zero-Imperv	80
Subarea Routing	OUTLET
User-assigned name of subcatchment	

Figura 20. Propiedades de las subcuencas (Subcatchments). Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

De igual manera se fijaron las propiedades de los pozos, como la elevación invertida y la profundidad máxima, para construir el perfil del sistema de alcantarillado pluvial y calcular las cargas de posición y pérdidas de velocidad por caída de energía en el pozo, véase la Figura 21.

Property	Value
Name	Pozo1
X-Coordinate	814268.218
Y-Coordinate	1103424.127
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	1037.5
Max. Depth	1.5
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
User-assigned name of junction	

Figura 21. *Propiedades de los pozos (Nodes).*
Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Asimismo se estableció la elevación invertida de los desfuegos para determinar la velocidad a la salida del sistema de drenaje pluvial y para construir el perfil del sistema de alcantarillado pluvial, véase la Figura 22.

Property	Value
Name	Desfog1
X-Coordinate	813667.195
Y-Coordinate	1103725.477
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	1004.25
Tide Gate	NO
Route To	
Type	FREE
Name of tidal curve used for a TIDAL boundary condition (after specifying a curve, you can double-click to edit it)	

Figura 22. *Propiedades de los desfuegos (Outfalls).*
Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Posteriormente se asignaron las propiedades correspondientes a las tuberías, se determinó el pozo de entrada y el pozo salida de la alcantarilla, la sección de la alcantarilla (circular, triangular, rectangular, trapezoidal, elipsoidal), el diámetro, la longitud, el coeficiente de rugosidad de Manning y la elevación de compensación de salida en el pozo, véase la Figura 23.

Property	Value
Name	Tuberi1
Inlet Node	Pozo1
Outlet Node	Pozo2
Description	
Tag	
Shape	CIRCULAR
Max. Depth	0.8
Length	82.37
Roughness	0.013
Inlet Offset	0
Outlet Offset	0.5
Initial Flow	0
Maximum Flow	0
Entry Loss Coeff.	0
Exit Loss Coeff.	0
Avg. Loss Coeff.	0
Seepage Loss Rate	0
User-assigned name of Conduit	

Figura 23. *Propiedades de las tuberías (Links).*
Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Una vez definido el modelo hidrológico e hidráulico del tramo correspondiente al sistema de alcantarillado pluvial, se configuraron las opciones de simulación del software. Primero, se definieron los procesos de modelación de interés, es decir el proceso de transformación lluvia escorrentía y el proceso de modelación de ruta de flujo, véase la Figura 24.

Simulation Options				
General	Dates	Time Steps	Dynamic Wave	Files
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>Process Models</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Rainfall/Runoff</p> <p><input type="checkbox"/> Rainfall Dependent I/I</p> <p><input type="checkbox"/> Snow Melt</p> <p><input type="checkbox"/> Groundwater</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Flow Routing</p> <p><input type="checkbox"/> Water Quality</p> <p>Routing Model</p> <p><input type="checkbox"/> Steady Flow</p> <p><input type="checkbox"/> Kinematic Wave</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Dynamic Wave</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p>Infiltration Model</p> <p><input type="checkbox"/> Horton</p> <p><input type="checkbox"/> Modified Horton</p> <p><input type="checkbox"/> Green-Ampt</p> <p><input checked="" type="radio"/> Modified Green-Ampt</p> <p><input type="checkbox"/> Curve Number</p> <p>Miscellaneous</p> <p><input type="checkbox"/> Allow Ponding</p> <p><input type="checkbox"/> Report Control Actions</p> <p><input type="checkbox"/> Report Input Summary</p> <p>Minimum Conduit Slope 0 (%)</p> </div> </div>				
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/> <input type="button" value="Help"/>				

Figura 24. *Opciones de simulación (General).*
Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Segundo, se fijaron las fechas de inicio y fin del análisis de modelación, como también la fecha de inicio del reporte de datos de precipitación y la cantidad de días secos antecedentes, véase la Figura 25.

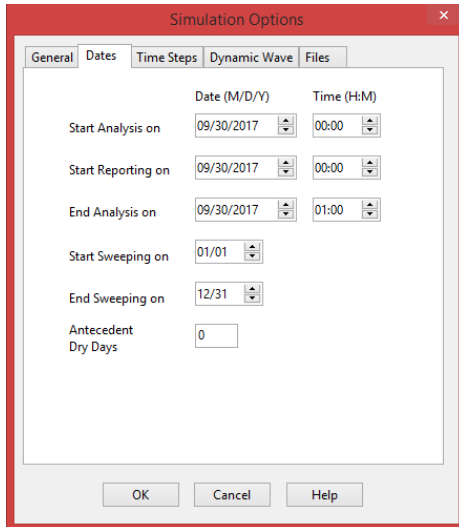


Figura 25. Opciones de simulación (Fechas).
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Tercero, se establecieron los tiempos de reporte para los datos de precipitación, escorrentía en estación seca y estación húmeda. Además, se definió el tiempo de enrutamiento del flujo, véase la Figura 26.

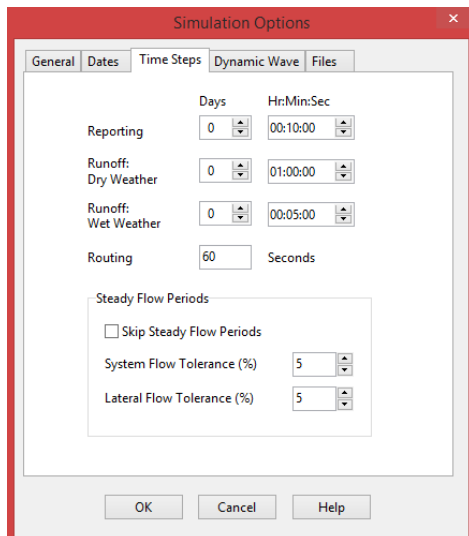


Figura 26. Opciones de simulación (Intervalos de tiempo).
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Finalmente, se configuró las condiciones de análisis de onda dinámica; tales como los términos de inercia, el criterio de flujo, la ecuación de pérdida de energía por fricción en flujo presurizado, el área de superficie nodal y la tolerancia a la convergencia de la cabeza de energía, véase la Figura 27. La tolerancia estándar para convergencia de la cabeza de energía es de 0.0015 m.

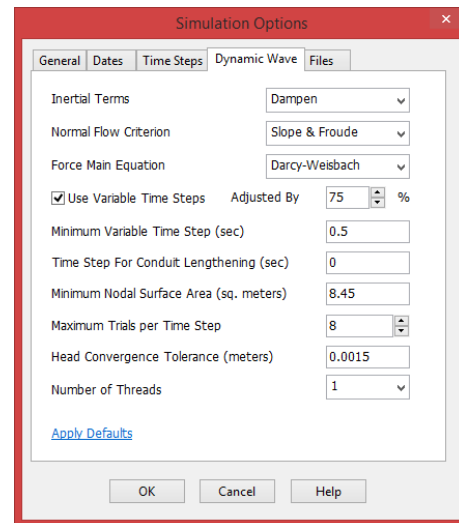


Figura 27. Opciones de simulación (Onda dinámica).
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Diseño de Pavimentos

El diseño de pavimentos se realizó de conformidad a las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Carreteras y Puentes (CR-2010) y al Manual de Diseños Estándar para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes de Costa Rica (DE-2010). Por otro lado, se comprobaron los lineamientos para la valoración y aprobación de los diseños estructurales de sobrecapas de refuerzo, emitidos por el Doctor Pedro Luis Castro Fernández, Viceministro de Obras Públicas del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT), mediante los oficios DVOP-5170-07 y DVOP-6152-07 de fechas 10 de setiembre de 2007 y 29 de octubre de 2007.

Según las condiciones específicas del cartel, se debían presentar 2 propuestas diferentes de diseño para la estructura de pavimentos del proyecto, las cuales debían ser razonables, viables y ajustarse a las condiciones y limitaciones geométricas existentes. Por lo tanto se definió un período de diseño de 15 años para estructuras de pavimentos flexibles y semi-rígidos y de 25 años para pavimento rígido.

De esta manera, se utilizó la metodología de diseño AASHTO 1993 para dimensionar preliminarmente el paquete estructural y luego se verificó el desempeño del pavimento por la metodología de diseño de criterios mecánico empíricos, es decir, se verificó la deformación plástica y el agrietamiento por fatiga del pavimento.

Primeramente, se estimó el tránsito promedio diario (TPD) de las rutas principales del proyecto, Rutas Nos. 3 y 106, a partir de aforos en las intersecciones principales del análisis funcional. De tal manera, se realizó un conteo vehicular clasificado por movimiento y tipo de vehículo (liviano de pasajeros, carga liviana, buses, camiones de dos, tres, cuatro y cinco ejes) durante un período de 24 horas de un día entre semana, reportando los datos en intervalos de 15 minutos.

Debido a que los conteos vehiculares de 24 horas no son directamente el tránsito promedio diario, se realizó algunos ajustes para poder realizar comparaciones con valores históricos de TDP. Para hacer estos ajustes se utilizó factores basados en mediciones históricas para rutas representativas y cercanas al proyecto, sin embargo no se contaba con dicha información, por

lo que dado a algunas características de la Ruta Nacional 3 y la Ruta Nacional 106 se utilizaron los factores determinados en el Anuario de Tránsito 2015 por el Departamento de Planificación Sectorial del Ministerio de Obras Públicas y Transportes para la Ruta Nacional 27 a la altura del kilómetro 0+500.

Específicamente, se realizaron aforos en cada una de las siguientes intersecciones primarias, véase la TABLA 1 y la Figura 28.

TABLA 1. Intersecciones primarias de aforo del análisis funcional.

Número	Ruta	Estación	Descripción
1	106	2+475	Intersección con Ruta Nacional No. 171
2	106	3+050	Intersección con Ruta de Travesía No. 40111
3	106	5+460	Intersección frente a condominio Quinta 106
4	3	2+550	Intersección con Ruta Nacional No. 103

Fuente. Cartel de Licitación Abreviada No. 2014LA-000071-0D100.

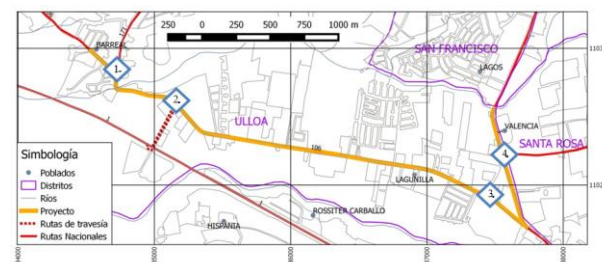


Figura 28. Intersecciones primarias de aforo del análisis funcional.

Fuente. Cartel de Licitación Abreviada No. 2014LA-000071-0D100.

Partiendo que los conteos vehiculares se realizaron en las intersecciones primarias y por lo tanto el TDP representó el movimiento de dicha intersección, fue necesario dividir las rutas principales en 7 secciones para estimar el TDP correspondiente, véase la Figura 29. Para cada sección se estimó el TPD como el promedio de los valores de los brazos extremos de las intersecciones, y en caso de haber un solo brazo se utilizó el valor directo.

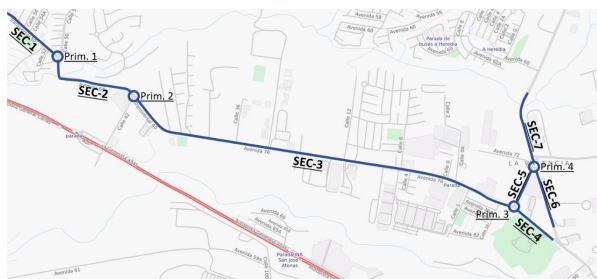


Figura 29. Secciones principales definidas por intersecciones primarias.

Fuente. Cartel de Licitación Abreviada No. 2014LA-000071-0D100.

Seguidamente se calculó la cantidad de ejes equivalentes diarios de diseño (EEQ/diario) de las secciones a partir del TPD y los factores camión, por medio de hojas de cálculo de Microsoft Excel. Se utilizaron los factores camión propuestos por el oficio DVOP-5170-07 del MOPT, véase la TABLA 2.

TABLA 2. Factor camión en función del tipo de vehículo.

Vehículo	Factor Camión		
	Mínimo	Máximo	Promedio
Liviano	0.001	0.002	0.001
Pick-up	0.01	0.02	0.01
C2-eje simple trasero	0.01	0.07	0.26
C2-eje tandem trasero	0.26	0.63	0.47
C3	0.99	1.28	1.10
Bus	1.25	2.29	1.71
T3-S2	1.51	2.38	1.71

Fuente. Cartel de Licitación Abreviada No. 2014LA-000071-0D100.

Por último, se obtuvo la cantidad de ejes equivalentes para carril de diseño (EEQ/Carril de diseño) con los factores de ajuste de crecimiento anual, distribución direccional y carril, véase el CUADRO 6.

CUADRO 6. Calculo de ejes equivalentes para carril de diseño.

EEQ/ Día	EEQ/ Anual	EEQ/ Periodo de Diseño	EEQ/ Diseño por Sentido	EEQ/ Carril de Diseño
2524	921222	14030206	7015103	7015103

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

Posteriormente, se extrajeron muestras del paquete estructural existente (calicatas) cada 500 metros en ambos sentidos, mismas que fueron analizadas en el laboratorio mediante los siguientes ensayos: Límites de Atterberg, Análisis Granulométricos, Relación humedad/ Densidad (Proctor), California Bearing Ration (CBR) y clasificación de suelos AASHTO ó SUCS.

A partir de los resultados del ensayo de CBR de las diferentes capas de las calicatas se obtuvieron los módulos de rigidez mediante correlaciones de propiedades mecánicas, véase el CUADRO 7.

CUADRO 7. Correlaciones de módulo de rigidez con CBR de las diferentes capas de las calicatas.

Material de Capa	Módulo Resiliente (psi)	CBR
Carpeta Asfáltica	400000	-
Base Granular	29000	77
Sub-Base	12000	11
Sub-Rasante	4900	4

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

De igual manera se determinó el espesor de la carpeta asfáltica, base y subbase de la calicata, como también el estacionamiento correspondiente al alineamiento horizontal, véase el CUADRO 8.

CUADRO 8. Características de calicatas extraídas en la carretera existente.

Calicata	EST.	Espesores de capa (cm)			Total
		Carpeta	Base	Subbase	
1	2+625	10	15	20	45
2	2+765	19	15	19	53
3	3+115	18	16	20	54
4	3+365	19	22	0	41
5	3+625	16	26	0	42
6	3+970	12	17	19	48
7	4+180	12	37	20	69
8	4+470	10	17	27	54
9	4+695	11	14	23	48
10	4+905	10	16	0	26
11	5+205	17	23	0	40
12	5+440	19	5	0	24
13	--	12	14	14	40
14	5+735	18	10	12	40

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

A partir de los espesores obtenidos mediante las calcatas se creó el perfil del paquete estructural existente a lo largo de las Rutas Nos. 3 y 106, véase la Figura 30.

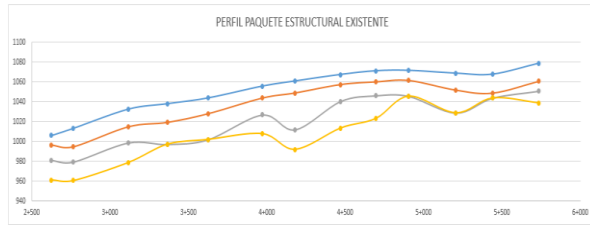


Figura 30. Perfil de paquete estructural existente en las Rutas Nos. 3 y 106.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

Una vez definidos los parámetros de diseño anteriores, se analizó la capacidad estructural de los pavimentos existentes mediante los criterios mecánico empíricos. Se calculó la deformación plástica y el agrietamiento por fatiga del pavimento según los modelos propuestos por el oficio DVOP-5170-07 del Ministerio de Obras Públicas del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT). Las siguientes expresiones permitieron calcular el número de repeticiones de carga para determinar la falla por deformación plástica y de agrietamiento por fatiga, respectivamente.

$$N_R = 1.365 \times 10^{-9} * \left(\frac{1}{\epsilon_{vs}}\right)^{4.477}$$

Donde:

N_R = Número de repeticiones de carga para determinar la falla por deformación plástica.

ϵ_{vs} = Deformación unitaria máxima a la compresión en la primera fibra de la subrasante (mm/mm).

$$N_F = 1.0226 \times 10^{25} * \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{6.308} * \left(\frac{1}{M_R}\right)^{0.810}$$

Donde:

N_F = Número de repeticiones de carga para determinar la falla de agrietamiento por fatiga.

ϵ_t = Deformación unitaria máxima a la tensión en la última fibra de la carpeta asfáltica (mm/mm).

M_R = Módulo resiliente de la carpeta asfáltica a 25 °C (MPa).

Al mismo tiempo se calculó la deformación plástica y agrietamiento por fatiga del pavimento

según otros modelos propuestos por la Shell, Instituto de Asfalto, Portland Cement Association (PCA) y Guía Australiana, con el propósito de comparar el número de repeticiones de carga para la falla con el de los modelos propuestos por el MOPT.

Modelo de la Shell

$$N_R = 1.94 \times 10^{-7} * \left(\frac{1}{\epsilon_{vs}}\right)^4$$

85% de Confianza

$$N_R = 1.05 \times 10^{-7} * \left(\frac{1}{\epsilon_{vs}}\right)^4$$

95% de Confianza

$$N_F = 0.0685 * \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{5.671} * \left(\frac{1}{M_R}\right)^{2.363}$$

Modelo del Instituto de Asfalto

$$N_R = 1.365 \times 10^{-9} * \left(\frac{1}{\epsilon_{vs}}\right)^{4.477}$$

$$N_F = 0.0579 * \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{3.291} * \left(\frac{1}{M_R}\right)^{0.854}$$

10% de Agrietamiento

$$N_F = 0.0798 * \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{3.291} * \left(\frac{1}{M_R}\right)^{0.854}$$

20% de Agrietamiento

Modelo de Portland Cement Association (PCA)

$$N_F = \left(\frac{\beta_{c4}}{\sigma_t / M_{rup}}\right)^{\beta_{c3} * 20}$$

Donde:

β_{c3}, β_{c4} = Factores de calibración en campo.

$\beta_{c3} = 1.0259$ y $\beta_{c4} = 1.1368$, para granular.

$\beta_{c3} = 0.6052$ y $\beta_{c4} = 2.1154$, para fino.

σ_t = Máximo esfuerzo a tensión inducido por el tránsito en la última fibra de la base estabilizada con cemento (psi).

M_{rup} = Módulo de ruptura a los 28 días (resistencia a la flexotracción).

Modelo de Guía Australiana

$$N_F = \left(\frac{112.664}{E^{0.804}} + 190.7 \right) * 12$$

Donde:

E = Módulo de flexotracción del material cementado a los 28 días (MPa).

μ = Modulo de Poisson de la base estabilizada con cemento.

ϵ = Deformación unitaria máxima a la tensión en la última fibra de la base estabilizada con cemento (mm/mm).

Consecuentemente, el análisis estructural de las capas existentes se realizó mediante el software 3D Move. Para ello se definieron los puntos de respuesta en las capas donde se requería conocer los esfuerzos y deformaciones producto de las cargas de tránsito. De tal manera, se definió de interés un punto bajo las llantas y otro punto medio entre las llantas, correspondientes a las zonas de mayor probabilidad de falla, véase la Figura 31.

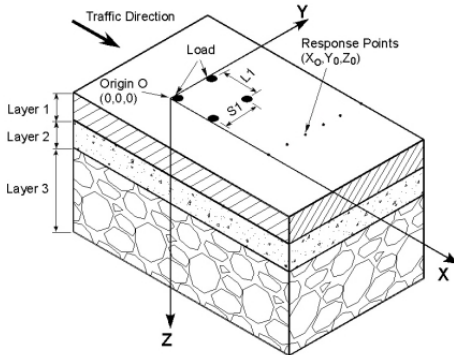


Figura 31. Puntos de análisis de esfuerzo deformación. Fuente. El Autor.

(Obtenido de 3D MOVE)

Por medio del análisis de esfuerzo deformación de capas se obtuvo la deformación unitaria máxima a la compresión en la primera fibra de la subrasante (ϵ_{vs}), la deformación unitaria máxima a la tensión en la última fibra de la carpeta asfáltica (ϵ_t), el máximo esfuerzo a tensión inducido por el tránsito en la última fibra de la base estabilizada con cemento (σ_t) y la deformación unitaria máxima a la tensión en la última fibra de la base estabilizada con cemento (ϵ), véase la Figura 32.

NOTE :
 DISPLACEMENTS : X-DISP, Y-DISP, Z-DISP
 NORMAL STRAINS : EXX, EYY, EZZ
 NORMAL STRESSES : SXX, SYX, SZZ
 ms : micro-strain
 SHEAR STRAINS : GXY, GXZ, GYZ
 SHEAR STRESSES : TXY, TXZ, TYZ

POINT	X-DISP(in) Exx(ms) Sxx(psi)	Y-DISP(in) Eyy(ms) Syy(psi)	Z-DISP(in) Ezz(ms) Szz(psi)	Gxy(ms) Txy(psi)	Gxz(ms) Txz(psi)	Gyz(ms) Tyz(psi)
1	.19955E-05 -.18316E+03 -.99557E+02	-.66305E-03 -.13026E+03 -.83881E+02	.24277E-01 .18242E+03 .87644E+01	-.63448E+00 -.93996E-01	.30361E-02 .44980E-03	-.12121E+02 -.17957E+01
2	.41794E-05 -.17795E+03 -.87282E+02	.23280E-05 -.62040E+02 -.52939E+02	.25155E-01 .14002E+03 .69296E+01	-.63401E+00 -.93928E-01	.82919E-02 .12284E-02	.18253E-01 .27041E-02
3	.23589E-05 -.18687E+03 .13702E+00	-.11363E-02 -.15323E+03 .25071E+00	.20487E-01 .39064E+03 .20886E+01	-.84154E+00 -.14219E-02	.55938E-01 .94517E-04	-.17087E+03 -.28872E+00
4	.52575E-05 -.19537E+03 .13161E+00	.19290E-06 -.17076E+03 .21479E+00	.20917E-01 .41820E+03 .22050E+01	-.84123E+00 -.14214E-02	.16368E+00 .27656E-03	-.50761E+00 -.85769E-03

END DATE : 9-18-2017
 END TIME : 15:33:58
 END OF TEXT OUTPUT FILE

Figura 32. Determinación de esfuerzos y deformaciones en puntos de análisis.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de 3D MOVE)

Dado a que los pavimentos existentes no poseían capacidad estructural para las solicitaciones de carga de los ejes equivalentes para carril de diseño (EEQ/carril de diseño), se realizó el diseño de 2 propuestas de pavimentos: uno flexible y otro semirrígido.

De esta manera, se dimensionó preliminarmente las capas de los nuevos paquetes estructurales por medio de la metodología de diseño AASHTO 1993. La siguiente expresión deduce la cantidad de ejes equivalentes para carril de diseño en función del estadístico "Z", desviación estándar en desempeño, número estructural, diferencia entre el índice de servicio inicial e índice de servicio terminal y módulo de rigidez de capa.

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$

Donde:

W_{18} = Ejes equivalentes para carril de diseño.

Z_R = Estadístico "z".

S_o = Desviación estándar en desempeño.

SN = Número estructural de capas subyacentes del pavimento.

ΔPSI = Diferencia entre el índice de servicio inicial e índice de servicio terminal.

M_R = Modulo de rigidez de capa.

Los valores de los parámetros descritos anteriormente se obtuvieron de la guía de diseño AASTHO 1993. Luego, se realizó el proceso iterativo de análisis del número estructural (SN) de las capas del pavimento por medio de hojas de cálculo de Microsoft Excel, véase el CUADRO 9.

CUADRO 9. Determinación del número estructural de capas subyacentes del pavimento.

CAPA	W18	SN	Pt	MR (psi)	R (%)	Zr
Subrasante	7.02E+06	5.320	2.50	4900	90	1.282
Subbase	7.02E+06	3.590	2.50	15000	90	1.282
Base	7.02E+06	0.730	2.50	600000	90	1.282

So	log (W18)	Zr*So	2.32logMR	log(W18)	SN
0.4	6.846	-0.513	8.561	6.852	5.32
0.4	6.846	-0.513	9.689	6.850	3.59
0.4	6.846	-0.513	13.405	6.848	0.73

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

Posteriormente se establecieron los coeficientes estructurales (a_i), coeficientes de drenaje (m_i) y espesores de capa (D_i) para el número estructural definido del pavimento flexible y semirrígido, véase el CUADRO 10.

CUADRO 10. Determinación de espesores de capa del pavimento.

CAPA	Espesores (cm)				SN capa	SN acum
	ai	mi	Cálculo	Diseño		
Carpeta	0.42	1	4.4	4.5	0.74	0.74
Base	0.155	1	46.6	47	2.87	3.61
Subbase	0.138	0.8	39.3	40	1.74	5.35

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

Cabe mencionar que los módulos de rigidez (M_R) de las capas se definieron según los valores mínimos de CBR de las especificaciones del CR-2010. Se diseñaron paquetes estructurales con subbases de CBR mayor o igual a 30 y bases de CBR mayor o igual a 80. Por otro lado, se plantearon bases estabilizadas con cemento del tipo BE-25 para el diseño de pavimentos semirrígidos, con las correspondientes especificaciones de resistencia a la compresión

inconfinada. De acuerdo al CR-2010, la resistencia a la compresión confinada de la base estabilizada con cemento BE-25 es igual 30 kg/cm².

Una vez definidos los espesores de capa preliminares del paquete estructural para los pavimentos flexibles y semirrígidos, de igual manera se verificó la capacidad estructural mediante los criterios mecánico empíricos. Se calculó la deformación plástica en la primera fibra de la subrasante, y el agrietamiento por fatiga en la última fibra de la carpeta asfáltica, para el pavimento flexible, y en la última fibra de la base estabilizada con cemento, para el pavimento semirrígido, véase el CUADRO 11, CUADRO 12 y CUADRO 13.

Consecuentemente, los espesores de capa dimensionados por la metodología de diseño AASTHO 1993 que no cumplían con los Criterios Mecánico Empíricos, se modificaron de manera tal que cumplieran con las deformaciones límite, en la primera fibra de la subrasante y la última fibra de la carpeta asfáltica o la base estabiliza con cemento, para evitar la deformación plástica y el agrietamiento por fatiga del pavimento.

CUADRO 11. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla por deformación plástica de la subrasante.

Nr	Modelo de la Shell (85% Confianza)		Modelo de la Shell (95% Confianza)	
	Punto Respuesta 1	Punto Respuesta 2	Punto Respuesta 1	Punto Respuesta 2
Nr	288304188	231241393	156040926	125156424

Nr	Modelo del Instituto de Asfalto		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	Punto Respuesta 1	Punto Respuesta 2	Punto Respuesta 1	Punto Respuesta 2
Nr	130752121	102150609	130752121	102150609

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 12. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla de agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica.

	Modelo de la Shell		Modelo del Instituto de Asfalto (10% Agriet.)	
	Punto	Punto	Punto	Punto
	Respuesta 1	Respuesta 2	Respuesta 1	Respuesta 2
Nf	7965666	10709944	2193874	2605078

	Modelo del Instituto de Asfalto (20% Agriet.)		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	Punto	Punto	Punto	Punto
	Respuesta 1	Respuesta 2	Respuesta 1	Respuesta 2
Nf	3023682	3590419	117743331	163660028

Fuente. *El Autor.*
(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 13. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla de agrietamiento por fatiga de la base estabilizada con cemento.

	Portland Cement Association (PCA)		Guía Australiana para Diseño de Pavimentos	
	Punto	Punto	Punto	Punto
	Respuesta 1	Respuesta 2	Respuesta 1	Respuesta 2
Nf	19451889	7666449	271916918	258623090

Fuente. *El Autor.*
(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

Donde:

Punto Respuesta 1 = Punto bajo la llanta.
Punto Respuesta 2 = Punto medio entre las llantas.

Resultados

A continuación se presentan los resultados, numéricos y gráficos, obtenidos del procedimiento de diseño geométrico vial, diseño de drenajes y diseño de pavimentos. Estos se muestran por medio de Cuadros y Figuras según corresponda su análisis numérico y espacial.

Diseño Geométrico Vial

Alineamiento Horizontal

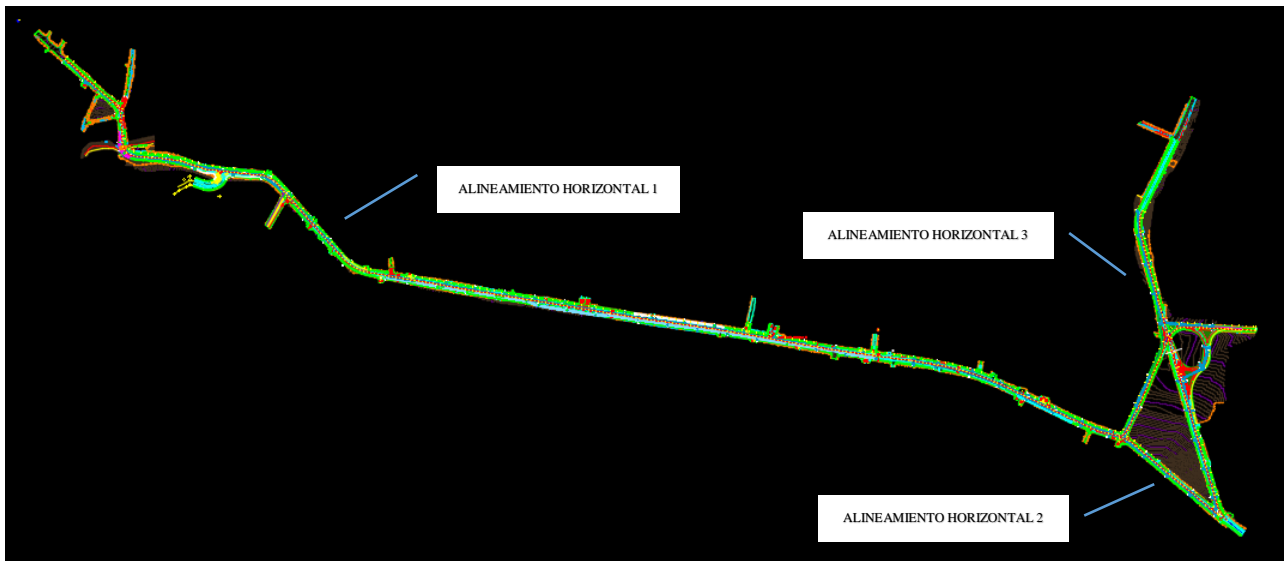


Figura 1. Alineamiento horizontal (Línea de centro 1, 2 y 3) para las Rutas No. 3 y 106.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

*Se recomienda acudir al archivo digital de Civil CAD 3D para visualizar detalles específicos.

CUADRO 1. Parámetros de curvas circulares simples según alineamiento horizontal 1.

Curva N°	Δ	R (m)	T (m)	E (m)	L (m)	CL (m)	M (m)	s (m)	Gs (°)	V Curva (kph)	V Espec (kph)	Estado de Curva
1	3°08'17"	200.00	5.48	0.08	10.95	10.95	0.07	10.00	2.52	83	40	Cumple
2	2°31'56"	200.00	4.42	0.05	8.84	8.84	0.05	10.00	2.52	83	40	Cumple
3	1°36'05"	200.00	2.80	0.02	5.59	5.59	0.02	10.00	2.52	83	40	Cumple
4	10°05'39"	56.77	5.01	0.22	10.00	9.99	0.22	10.00	10.05	44	40	Cumple
5	31°34'51"	52.93	14.97	2.08	29.18	28.81	2.00	10.00	10.49	43	40	Cumple
6	8°18'09'	100.00	7.26	0.26	14.49	14.48	0.26	10.00	5.43	59	40	Cumple
7	5°37'20"	197.00	9.67	0.24	19.33	19.32	0.24	10.00	2.54	82	40	Cumple
8	70°59'18"	25.00	17.83	5.71	30.97	29.03	4.65	10.00	22.55	29	40	No
9	12°24'34"	150.00	16.31	0.88	32.49	32.42	0.88	10.00	3.49	72	40	Cumple
10	3°57'56"	300.00	10.39	0.18	20.76	20.76	0.18	10.00	1.54	101	40	Cumple
11	11°47'48"	100.00	10.33	0.53	20.59	20.55	0.53	10.00	5.43	59	40	Cumple
12	12°36'29"	53.30	5.89	0.32	11.73	11.71	0.32	10.00	10.45	43	40	Cumple
13	42°37'12"	66.60	25.98	4.89	49.54	48.41	4.55	10.00	8.36	48	40	Cumple
14	0°19'23"	2000.00	5.64	0.01	11.27	11.27	0.01	10.00	0.17	231	60	Cumple
15	38°42'01"	130.00	45.65	7.78	87.81	86.15	7.34	10.00	4.24	59	60	Cumple
16	0°33'51"	1000.00	4.92	0.01	9.84	9.84	0.01	10.00	0.34	163	60	Cumple
17	0°11'53"	2000.00	3.46	0.00	6.91	6.91	0.00	10.00	0.17	231	60	Cumple
18	1°11'21"	2000.00	20.75	0.11	41.51	41.51	0.11	10.00	0.17	231	60	Cumple
19	1°43'51"	1000.00	15.11	0.11	30.21	30.21	0.11	10.00	0.34	163	60	Cumple
20	1°41'22"	600.00	8.85	0.07	17.69	17.69	0.07	10.00	0.57	126	60	Cumple
21	0°22'47"	2000.00	6.63	0.01	13.25	13.25	0.01	10.00	0.17	231	60	Cumple
22	0°36'45"	2000.00	10.69	0.03	21.38	21.38	0.03	10.00	0.17	231	60	Cumple
23	17°31'56"	700.00	107.94	8.27	214.20	213.36	8.18	10.00	0.49	137	60	Cumple
24	2°31'21"	200.00	4.40	0.05	8.81	8.80	0.05	10.00	2.52	73	60	Cumple
25	10°15'45"	200.00	17.96	0.80	35.82	35.78	0.80	10.00	2.52	73	60	Cumple
26	77°46'05"	15.00	12.10	4.27	20.36	18.83	3.32	10.00	38.11	20	60	No
27	2°29'10"	300.00	6.51	0.07	13.02	13.02	0.07	10.00	1.54	89	60	Cumple
28	1°10'32"	500.00	5.13	0.03	10.26	10.26	0.03	10.00	1.08	115	60	Cumple
29	11°59'25"	50.00	5.25	0.27	10.46	10.44	0.27	10.00	11.27	37	60	No
30	56°36'50"	47.39	25.52	6.44	46.82	44.94	5.67	10.00	12.05	36	60	No
31	0°27'19"	2000.00	7.95	0.02	15.90	15.90	0.02	10.00	0.17	231	60	Cumple

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 2. Parámetros de curvas circulares simples según alineamiento horizontal 2.

Curva N°	Δ	R (m)	T (m)	E (m)	L (m)	CL (m)	M (m)	s (m)	Gs (°)	V Curva (kph)	V Espec (kph)	Estado de Curva
1	26°56'52"	97.46	23.35	2.76	45.84	45.82	2.68	10.00	5.52	51	60	No
2	0°37'53"	1000.00	5.51	0.02	11.02	11.02	0.02	10.00	0.34	163	60	Cumple
3	0°57'13"	200.00	1.66	0.01	3.33	3.33	0.01	10.00	2.52	73	60	Cumple
4	3°13'57"	200.00	5.64	0.08	11.28	11.28	0.08	10.00	2.52	73	60	Cumple
5	5°45'23"	196.35	9.87	0.25	19.73	19.72	0.25	10.00	2.55	72	60	Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 3. Parámetros de curvas circulares simples según alineamiento horizontal 3

Curva N°	Δ	R (m)	T (m)	E (m)	L (m)	CL (m)	M (m)	s (m)	Gs (°)	V Curva (kph)	V Espec (kph)	Estado de Curva
1	34°10'24"	80.00	24.59	3.69	47.71	47.01	3.53	10.00	7.09	46	60	No
2	0°32'26"	2500.00	11.80	0.03	23.59	23.59	0.03	10.00	0.13	258	60	Cumple
3	1°52'40"	1000.00	16.39	0.13	32.78	32.77	0.13	10.00	0.34	163	60	Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

Alineamiento Vertical

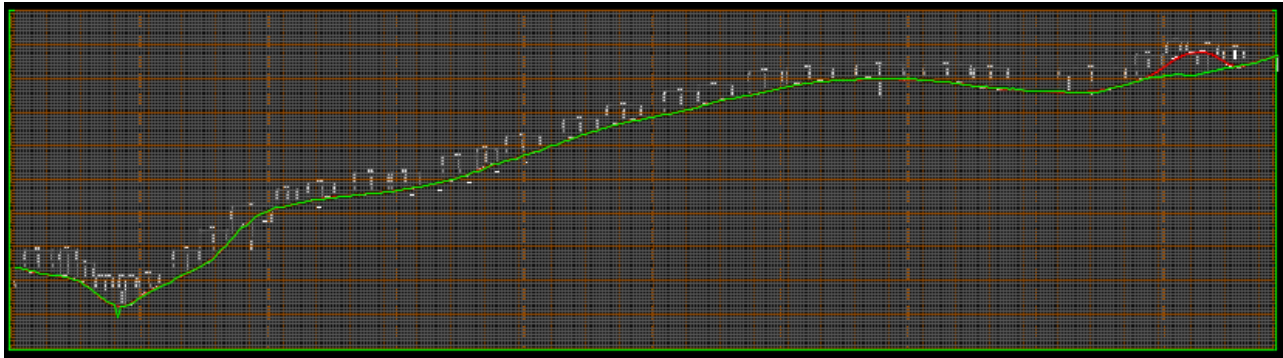


Figura 2. Perfil de línea de terreno natural y alineamiento vertical 1 (rasante).
Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

*Se recomienda acudir al archivo digital de Civil CAD 3D para visualizar detalles específicos.

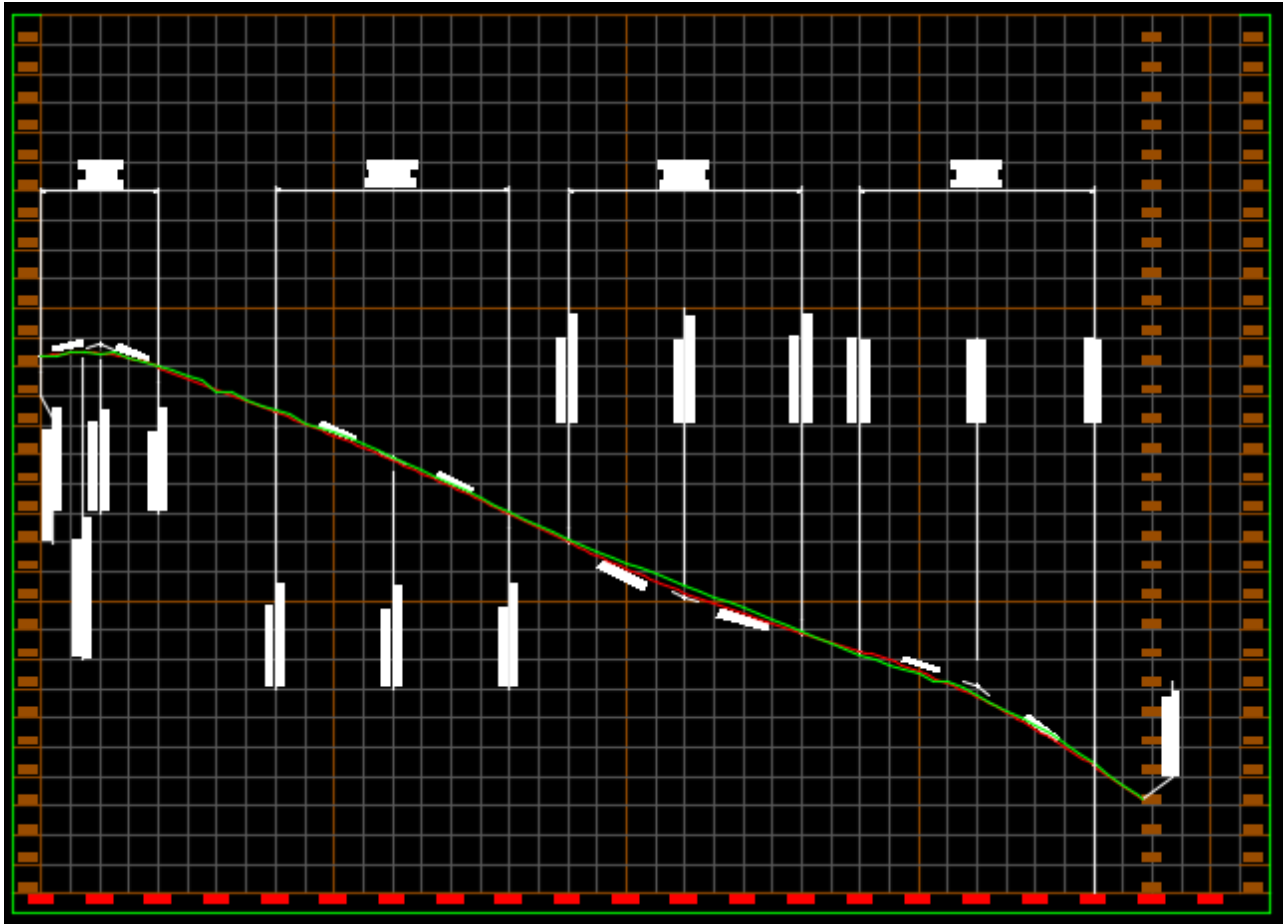


Figura 3. Perfil de línea de terreno natural y alineamiento vertical 2 (rasante).

Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

*Se recomienda acudir al archivo digital de Civil CAD 3D para visualizar detalles específicos.

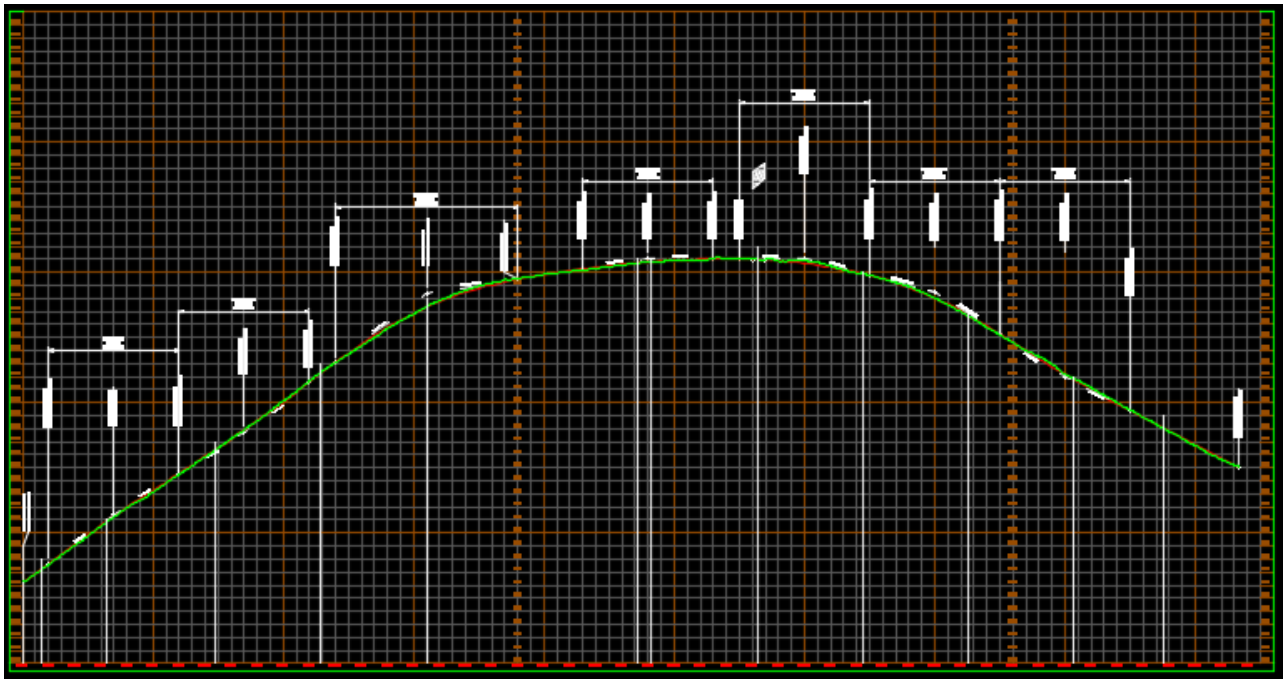


Figura 4. Perfil de línea de terreno natural y alineamiento vertical 2 (rasante).
Fuente. El Autor.

(Obtenido de AutoDesk Civil 3D)

*Se recomienda acudir al archivo digital de Civil CAD 3D para visualizar detalles específicos.

CUADRO 4. Parámetros de curvas simétricas y asimétricas según alineamiento vertical.

Curva N°	g1 (%)	g2 (%)	G (%)	L (m)	L1 (m)	L2 (m)	Cv (m)	Tipo	K1	V Curva (kph)	V Espec (kph)	Estado de Curva
1	-2.68%	-1.33%	1.35%	80	40	40	0.13	Cóncava	5925.93	103.55	40	Cumple
2	-1.33%	-3.80%	-2.47%	50	25	25	-0.15	Convexa	2024.29	61.24	40	Cumple
3	-3.80%	-9.44%	-5.64%	50	25	25	-0.35	Convexa	886.52	49.25	40	Cumple
4	-9.44%	-2.06%	7.38%	50	30	20	0.45	Cóncava	677.51	28.23	40	No
5	-2.06%	7.00%	9.06%	50	20	30	0.54	Cóncava	551.88	23.00	40	No
6	7.00%	4.55%	-2.45%	60	30	30	-0.18	Convexa	2448.98	65.29	40	Cumple
7	4.55%	5.41%	0.86%	80	40	40	0.09	Cóncava	9302.33	146.69	40	Cumple
8	5.41%	11.45%	6.04%	80	40	40	0.60	Cóncava	1324.50	52.08	40	Cumple
9	11.45%	2.59%	-8.86%	120	60	60	-1.33	Convexa	1354.40	54.54	40	Cumple
10	2.59%	2.16%	-0.43%	60	30	30	-0.03	Convexa	13953.49	104.54	60	Cumple
11	2.16%	0.98%	-1.18%	80	40	40	-0.12	Convexa	6779.66	86.13	60	Cumple
12	0.98%	1.15%	0.17%	100	50	50	0.02	Convexa	58823.53	215.69	60	Cumple
13	1.15%	2.05%	0.90%	80	40	40	0.09	Cóncava	8888.89	128.24	60	Cumple
14	2.05%	4.27%	2.22%	100	50	50	0.28	Cóncava	4504.50	91.05	60	Cumple
15	4.27%	3.00%	-1.27%	60	30	30	-0.10	Convexa	4724.41	78.95	60	Cumple
16	3.00%	3.53%	0.53%	100	50	50	0.07	Cóncava	18867.92	211.40	60	Cumple
17	3.53%	3.13%	-0.40%	100	50	50	-0.05	Convexa	25000.00	128.21	60	Cumple
18	3.13%	1.78%	-1.35%	100	50	50	-0.17	Convexa	7407.41	88.18	60	Cumple
19	1.78%	3.00%	1.22%	100	50	50	0.15	Cóncava	8196.72	122.47	60	Cumple
20	3.00%	1.93%	-1.07%	100	50	50	-0.13	Convexa	9345.79	94.50	60	Cumple
21	1.93%	2.31%	0.38%	100	50	50	0.05	Cóncava	26315.79	273.46	60	Cumple
22	2.31%	0.43%	-1.88%	140	70	70	-0.33	Convexa	7446.81	88.30	60	Cumple
23	0.43%	-0.39%	-0.82%	140	70	70	-0.14	Convexa	17073.17	111.23	60	Cumple
24	-0.39%	-1.64%	-1.25%	140	70	70	-0.22	Convexa	11200.00	98.64	60	Cumple
25	-1.64%	-0.59%	1.05%	100	50	50	0.13	Cóncava	9523.81	133.53	60	Cumple
26	-0.59%	2.98%	3.57%	200	100	100	0.89	Cóncava	5602.24	100.85	60	Cumple
27	2.98%	7.06%	4.08%	80	40	40	0.41	Cóncava	1960.78	62.68	60	Cumple
28	7.06%	1.25%	-5.81%	60	40	20	-0.39	Convexa	1032.70	51.33	60	No
29	1.25%	-6.37%	-7.62%	60	30	30	-0.57	Convexa	787.40	43.74	60	No
30	-6.37%	3.10%	9.47%	60	30	30	0.71	Cóncava	633.58	26.40	60	No

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

Diseño de Drenajes

Hidrología (Método Racional)



Figura 5. Posicionamiento de elementos del sistema de alcantarillado pluvial (tragantes, tuberías, desfogues).
Fuente. El Autor.

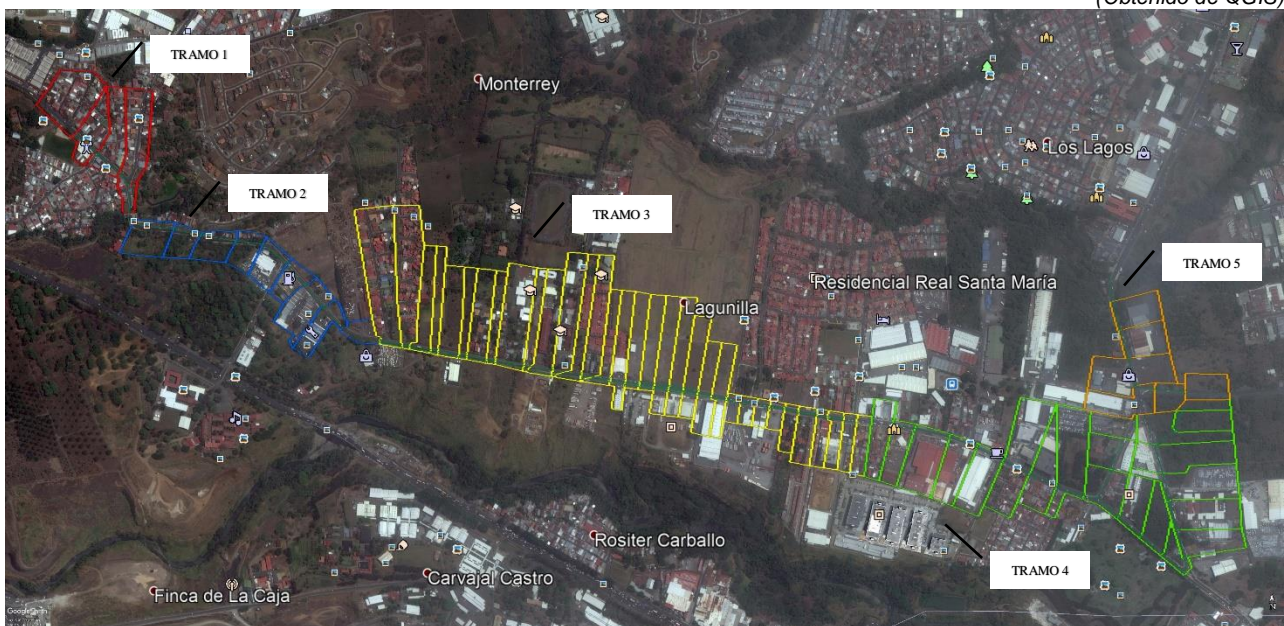


Figura 6. Tramos de alcantarillado pluvial en función de la dirección de flujo y del punto de desfogue.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de QGIS)

(Obtenido de QGIS)



Figura 7. Áreas tributarias de la subcuenca correspondientes al Tramo 1 del sistema de alcantarillado pluvial.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de QGIS)

CUADRO 5. Determinación de caudal máximo instantáneo por medio del Método Racional correspondiente al Tramo 1 del sistema de alcantarillado pluvial.

Subcuenca	Área Tributaria (km ²)	Coefficiente Escorrentía Ponderado (C)	Periodo de Retorno (años)	Tiempo de Concentración (min)	Intensidad de Lluvia (mm/h)	Caudal Máximo Instantáneo (m ³ /s)
1	0.021722	0.88	25	9.09	232.92	1.24
2	0.012159	0.88	25	11.79	226.88	0.67
3	0.014664	0.88	25	9.43	232.05	0.83
4	0.018553	0.88	25	8.58	234.29	1.06
5	0.003115	0.78	25	6.95	239.38	0.16

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)



Figura 8. Áreas tributarias de la subcuenca correspondientes al Tramo 2 del sistema de alcantarillado pluvial.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de QGIS)

CUADRO 6. Determinación de caudal máximo instantáneo por medio del Método Racional correspondiente al Tramo 2 del sistema de alcantarillado pluvial.

Subcuenca	Área Tributaria (km ²)	Coefficiente Escorrentía Ponderado (C)	Periodo de Retorno (años)	Tiempo de Concentración (min)	Intensidad de Lluvia (mm/h)	Caudal Máximo Instantáneo (m ³ /s)
14	0.005373	0.40	25	18.43	216.88	0.13
13	0.009446	0.88	25	10.16	230.31	0.53
12	0.014562	0.88	25	9.86	231.02	0.82
11	0.007592	0.88	25	7.78	236.63	0.44
10	0.00962	0.88	25	6.51	240.98	0.57
9	0.008329	0.40	25	9.18	232.69	0.22
8	0.009051	0.40	25	9.95	230.80	0.23
7	0.006993	0.40	25	9.72	231.35	0.18
6	0.01228	0.40	25	14.51	222.19	0.30

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

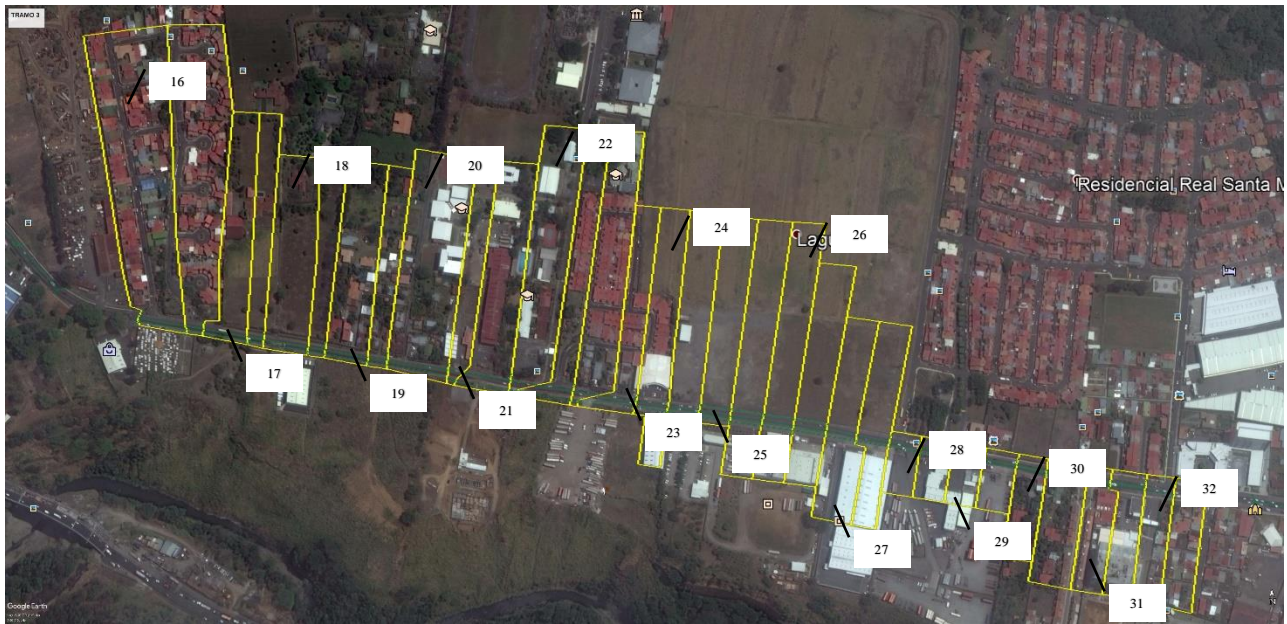


Figura 9. Áreas tributarias de la subcuenca correspondientes al Tramo 3 del sistema de alcantarillado pluvial.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de QGIS)

CUADRO 7. Determinación de caudal máximo instantáneo por medio del Método Racional correspondiente al Tramo 3 del sistema de alcantarillado pluvial.

Subcuenca	Área Tributaria (km ²)	Coefficiente Escorrentía Ponderado (C)	Periodo de Retorno (años)	Tiempo de Concentración (min)	Intensidad de Lluvia (mm/h)	Caudal Máximo Instantáneo (m ³ /s)
32	0.005866	0.88	25	10.60	229.34	0.33
31	0.006147	0.88	25	9.43	232.05	0.35
30	0.00516	0.78	25	13.25	224.23	0.25
29	0.003038	0.78	25	5.70	244.33	0.16
28	0.003158	0.78	25	5.15	246.91	0.17
27	0.011713	0.88	25	8.90	233.41	0.67
26	0.013624	0.39	25	25.86	209.54	0.31
25	0.011253	0.39	25	37.62	201.61	0.25
24	0.012377	0.88	25	13.03	224.61	0.68
23	0.01607	0.88	25	21.82	213.20	0.84
22	0.01840	0.88	25	22.01	213.01	0.96
21	0.00785	0.68	25	15.15	221.22	0.33
20	0.023235	0.68	25	22.37	212.66	0.93
19	0.014086	0.78	25	12.52	225.52	0.69
18	0.01480	0.39	25	18.10	217.28	0.35
17	0.01206	0.39	25	20.51	214.55	0.28
16	0.034005	0.88	25	17.11	218.52	1.82

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)



Figura 10. Áreas tributarias de la subcuenca correspondientes al Tramo 3' del sistema de alcantarillado pluvial.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de QGIS)

CUADRO 8. Determinación de caudal máximo instantáneo por medio del Método Racional correspondiente al Tramo 3' del sistema de alcantarillado pluvial.

Subcuenca	Área Tributaria (km ²)	Coefficiente Escorrentía Ponderado (C)	Periodo de Retorno (años)	Tiempo de Concentración (min)	Intensidad de Lluvia (mm/h)	Caudal Máximo Instantáneo (m ³ /s)
32'	0.00679	0.88	25	10.43	229.70	0.38
31'	0.005855	0.88	25	9.41	232.11	0.33
30'	0.008356	0.78	25	15.65	220.50	0.40
29'	0.003294	0.78	25	5.37	245.85	0.18
28'	0.003309	0.78	25	4.93	248.07	0.18
27'	0.009885	0.88	25	10.95	228.59	0.55
26'	0.012488	0.39	25	21.94	213.08	0.29
25'	0.014154	0.39	25	40.67	199.98	0.31
24'	0.011131	0.39	25	29.93	206.43	0.25
23'	0.009043	0.88	25	18.89	216.35	0.48
22'	0.011415	0.88	25	23.05	212.01	0.59
21'	0.015927	0.68	25	19.21	215.98	0.65
20'	0.007437	0.78	25	14.03	222.93	0.36
19'	0.007106	0.39	25	15.22	221.12	0.17
18'	0.007759	0.39	25	17.55	217.96	0.18
17'	0.02616	0.88	25	14.33	222.46	1.42

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

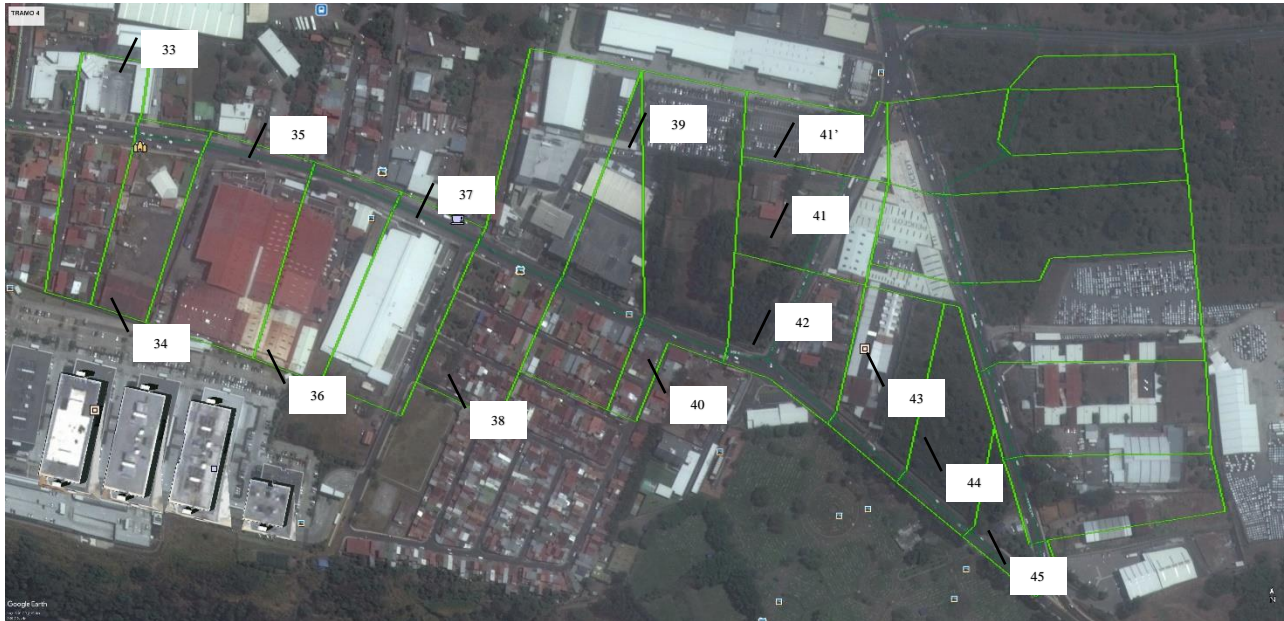


Figura 11. Áreas tributarias de la subcuenca correspondientes al Tramo 4 del sistema de alcantarillado pluvial.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de QGIS)

CUADRO 9. Determinación de caudal máximo instantáneo por medio del Método Racional correspondiente al Tramo 4 del sistema de alcantarillado pluvial.

Subcuenca	Área Tributaria (km ²)	Coefficiente Escorrentía Ponderado (C)	Periodo de Retorno (años)	Tiempo de Concentración (min)	Intensidad de Lluvia (mm/h)	Caudal Máximo Instantáneo (m ³ /s)
33	0.01193	0.88	25	10.31	229.98	0.67
34	0.01010	0.78	25	12.03	226.43	0.50
35	0.01841	0.88	25	17.54	217.97	0.98
36	0.01365	0.88	25	15.36	220.91	0.74
37	0.01493	0.88	25	11.38	227.70	0.83
38	0.02850	0.88	25	15.59	220.58	1.54
39	0.01590	0.88	25	18.18	217.19	0.84
40	0.02275	0.39	25	18.06	217.33	1.21
41'	0.00770	0.88	25	9.96	230.77	0.43
41	0.01152	0.88	25	27.81	207.99	0.26
42	0.01252	0.39	25	20.92	214.12	0.29
43	0.01108	0.88	25	7.23	238.40	0.65
44	0.01028	0.39	25	17.00	218.66	0.24
45	0.00502	0.39	25	12.78	225.04	0.12

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)



Figura 12. Áreas tributarias de la subcuenca correspondientes al Tramo 4' del sistema de alcantarillado pluvial.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de QGIS)

CUADRO 10. Determinación de caudal máximo instantáneo por medio del Método Racional correspondiente al Tramo 4' del sistema de alcantarillado pluvial.

Subcuenca	Área Tributaria (km ²)	Coefficiente Escorrentía Ponderado (C)	Periodo de Retorno (años)	Tiempo de Concentración (min)	Intensidad de Lluvia (mm/h)	Caudal Máximo Instantáneo (m ³ /s)
52	0.00403	0.39	25	20.90	214.14	0.09
51	0.00907	0.39	25	27.05	208.58	0.20
50	0.01378	0.39	25	32.14	204.92	0.31
49	0.01974	0.39	25	39.37	200.66	0.43
48	0.02013	0.88	25	14.77	221.79	1.09
47	0.01631	0.88	25	9.02	233.11	0.93
46	0.01213	0.88	25	8.33	234.99	0.70

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)



Figura 13. Áreas tributarias de la subcuena correspondientes al Tramo 5 del sistema de alcantarillado pluvial.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de QGIS)

CUADRO 11. Determinación de caudal máximo instantáneo por medio del Método Racional correspondiente al Tramo 5 del sistema de alcantarillado pluvial.

Subcuena	Área Tributaria (km ²)	Coefficiente Escorrentía Ponderado (C)	Periodo de Retorno (años)	Tiempo de Concentración (min)	Intensidad de Lluvia (mm/h)	Caudal Máximo Instantáneo (m ³ /s)
53	0.00856	0.39	25	18.32	217.01	0.20
54	0.00614	0.39	25	12.36	225.81	0.15
55	0.01260	0.88	25	9.50	231.88	0.71
56	0.02089	0.88	25	12.63	225.31	1.15
57	0.01088	0.88	25	8.03	235.88	0.63
58	0.01088	0.88	25	6.72	240.19	0.64
59	0.00670	0.39	25	11.29	227.88	0.17

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

Hidráulica (Formulación Manning)

CUADRO 12. Dimensionamiento de tuberías por medio de la Formulación de Manning correspondiente al Tramo 1 del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m ³ /S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad (m/s)	Caudal Máximo Permisible (m ³ /S)
1	PI1-PI2	1.24	0.80	0.020	4.22	1.71
	PI2-PI3	1.91	0.90	0.020	4.56	2.33
	PI3-PI4	2.74	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI4-PI4'	3.81	1.20	0.015	4.79	4.35
	PI4'-PI4"	3.81	1.20	0.015	4.79	4.35
	PI4"-PI5	3.81	1.20	0.015	4.79	4.35
	PI5-CA2B1	3.97	1.20	0.015	4.79	4.35

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 13. Dimensionamiento de tuberías por medio de la Formulación de Manning correspondiente al Tramo 2 del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m3/S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad (m/s)	Caudal Máximo Permisible (m3/S)
2	PI14-PI13	0.13	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI13-PI12	0.66	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI12-PI11	1.48	0.80	0.020	4.22	1.71
	PI11-PI10	1.92	0.90	0.020	4.56	2.33
	PI10-PI9'	2.49	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI9'-PI9	2.49	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI9-PI8"	2.70	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI8"-PI8'	2.94	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI8'-PI8	2.94	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI8-PI7'	2.94	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI7'-PI7	2.94	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI7-PI6"	3.12	1.20	0.015	4.79	4.35
	PI6"-PI6'	3.12	1.20	0.015	4.79	4.35
	PI6'-PI6	3.12	1.20	0.015	4.79	4.35
	PI6-CA2B2	3.42	1.20	0.015	4.79	4.35

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 14. Dimensionamiento de tuberías por medio de la Formulación de Manning correspondiente al Tramo 3 del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m ³ /S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad (m/s)	Caudal Máximo Permisible (m ³ /S)
3	PI32-PI31	0.33	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI31-PI30	0.68	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI30-PI29	0.93	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI29-PI28	1.09	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI28-PI27	1.26	0.80	0.015	3.65	1.48
	PI27-PI26	1.93	0.90	0.015	3.95	2.02
	PI26-PI25	2.24	0.90	0.020	4.56	2.33
	PI25-PI24	2.48	1.00	0.015	4.24	2.68
	PI24-PI23	3.16	1.10	0.015	4.52	3.45
	PI23-PI22	4.00	1.20	0.015	4.79	4.35
	PI22-PI21	4.96	1.37	0.010	4.27	5.06
	PI21-PI20	5.28	1.52	0.010	4.57	6.68
	PI20-PI19	6.22	1.52	0.010	4.57	6.68
	PI19-PI18	6.91	1.68	0.010	4.89	8.72
	PI18-PI17	7.25	1.68	0.010	4.89	8.72
	PI17-PI16	7.53	1.68	0.010	4.89	8.72
	PI16-CA2B3	9.35	1.83	0.010	5.18	10.95

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 15. Dimensionamiento de tuberías por medio de la Formulación de Manning correspondiente al Tramo 3' del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m3/S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad (m/s)	Caudal Máximo Permisible (m3/S)
3'	PI32'-PI31'	0.38	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI31'-PI30'	0.71	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI30'-PI29'	1.11	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI29'-PI28'	1.29	0.80	0.015	3.65	1.48
	PI28'-PI27'	1.47	0.80	0.015	3.65	1.48
	PI27'-PI26'	2.02	0.90	0.015	3.95	2.02
	PI26'-PI25'	2.31	0.90	0.020	4.56	2.33
	PI25'-PI24'	2.61	1.00	0.015	4.24	2.68
	PI24'-PI23"	2.87	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI23"-PI23'	2.87	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI23'-PI22'	3.34	1.10	0.015	4.52	3.45
	PI22'-PI21"	3.94	1.20	0.015	4.79	4.35
	PI21"-PI21'	3.94	1.37	0.010	4.27	5.06
	PI21'-PI20'	4.59	1.37	0.010	4.27	5.06
	PI20'-PI19'	4.94	1.37	0.010	4.27	5.06
	PI19'-PI18'	5.12	1.52	0.010	4.57	6.68
	PI18'-PI17'	5.30	1.52	0.010	4.57	6.68
	PI17'-PI16'	6.72	1.68	0.010	4.89	8.72
	PI16'-CA2B3	6.72	1.68	0.010	4.89	8.72

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 16. Dimensionamiento de tuberías por medio de la Formulación de Manning correspondiente al Tramo 4 del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m ³ /S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad (m/s)	Caudal Máximo Permisible (m ³ /S)
4	PI33-PI34	0.67	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI34-PI35	1.17	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI35-PI36	2.15	0.90	0.020	4.56	2.33
	PI36-PI37	2.88	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI37-PI38	3.72	1.20	0.015	4.79	4.35
	PI38-PI39	5.25	1.37	0.015	5.23	6.20
	PI39-PI40	6.10	1.52	0.010	4.57	6.68
	PI40-PI40'	7.31	1.68	0.010	4.89	8.72
	PI41"-PI41'	0.43	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI41'-PI41	0.43	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI41-PI40'	0.69	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI40'-PI42	8.00	1.68	0.010	4.89	8.72
	PI42-PI43	8.29	1.68	0.010	4.89	8.72
	PI43-PI44	8.94	1.83	0.010	5.18	10.95
	PI44-PI45	9.18	1.83	0.010	5.18	10.95
	PI45-CA2B4	9.18	1.83	0.010	5.18	10.95

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 17. Dimensionamiento de tuberías por medio de la Formulación de Manning correspondiente al Tramo 4' del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m ³ /S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad (m/s)	Caudal Máximo Permisible (m ³ /S)
4'	PI52-PI51	0.09	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI51-PI50'	0.30	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI50'-PI50	0.30	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI50-PI49	0.60	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI49-PI48	1.03	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI48-PI47	2.12	0.90	0.020	4.56	2.33
	PI47-PI46	3.05	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI46-PI46'	3.75	1.20	0.015	4.79	4.35
	PI46'-CA2B4	3.75	1.20	0.015	4.79	4.35

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 18. Dimensionamiento de tuberías por medio de la Formulación de Manning correspondiente al Tramo 5 del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m3/S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad (m/s)	Caudal Máximo Permisible (m3/S)
5	PI53-PI54	0.20	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI54-PI55	0.35	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI55-PI56	1.07	0.80	0.010	2.98	1.21
	PI56-PI57	2.22	0.90	0.020	4.56	2.33
	PI57-PI58	2.84	1.00	0.020	4.89	3.09
	PI58-PI59	3.48	1.20	0.010	3.91	3.56
	PI59-CA2B5	3.65	1.20	0.015	4.79	4.35

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

Hidrología (EPA SWMM 5.2)

CUADRO 19. Componentes de la tormenta de diseño correspondiente al Tramo 1 del sistema de alcantarillado pluvial.

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Lluvia		Bloque No.	Incremento de lluvia (mm)
		Acumulada (mm)	Incremento de lluvia (mm)		
5	247.69	20.64	20.64	1	17.81
10	230.69	38.45	17.81	2	20.64
15	221.44	55.36	16.91	3	16.91
20	215.10	71.70	16.34	4	16.34

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

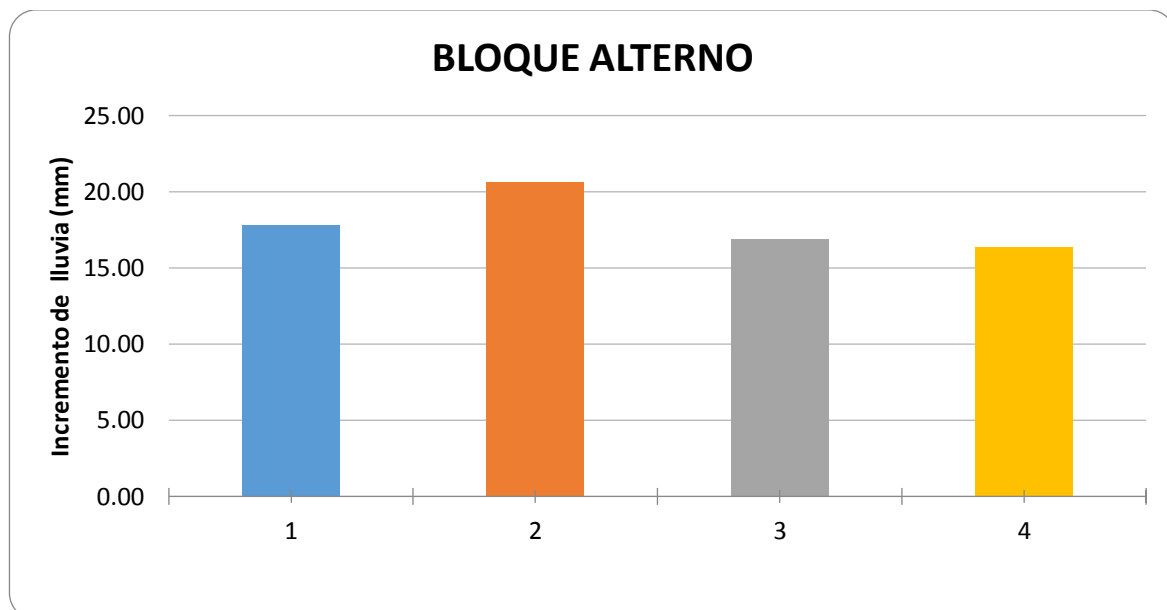


Figura 14. Serie de precipitación o hietograma de tormenta correspondiente al Tramo 1 del sistema de alcantarillado pluvial.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 20. Componentes de la tormenta de diseño correspondiente al Tramo 2 del sistema de alcantarillado pluvial.

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Lluvia		Bloque No.	Incremento de lluvia (mm)
		Acumulada (mm)	Incremento de lluvia (mm)		
10	230.69	38.45	38.45	1	33.25
20	215.10	71.70	33.25	2	38.45
30	206.38	103.19	31.49	3	31.49

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

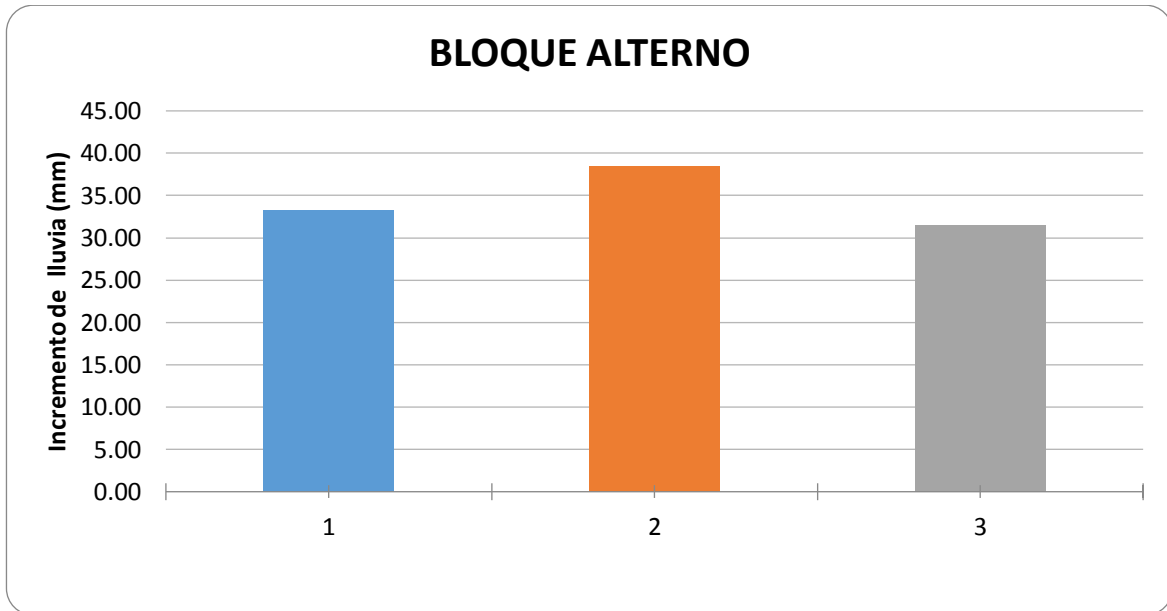


Figura 15. Serie de precipitación o hietograma de tormenta correspondiente al Tramo 2 del sistema de alcantarillado pluvial.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 21. Componentes de la tormenta de diseño correspondiente al Tramo 3 del sistema de alcantarillado pluvial.

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Lluvia Acumulada (mm)	Incremento de lluvia (mm)	Bloque No.	Incremento de lluvia (mm)
10	230.69	38.45	38.45	1	29.53
20	215.10	71.70	33.25	2	33.25
30	206.38	103.19	31.49	3	38.45
40	200.33	133.55	30.36	4	31.49
50	195.70	163.08	29.53	5	30.36
60	191.95	191.95	28.87	6	28.87

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

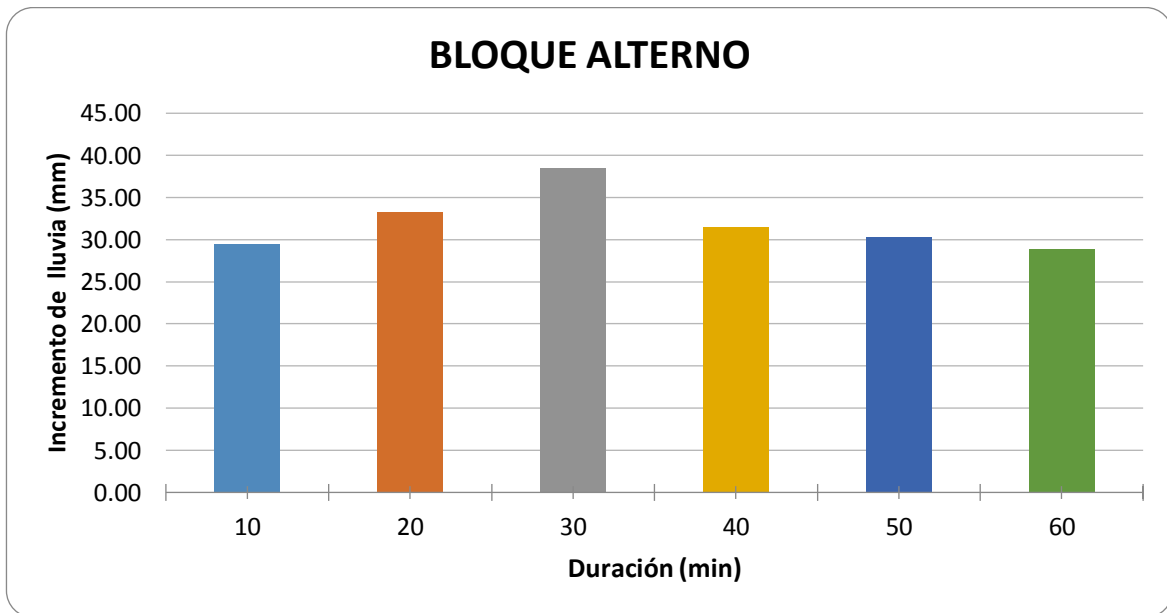


Figura 16. Serie de precipitación o hietograma de tormenta correspondiente al Tramo 3 del sistema de alcantarillado pluvial.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 22. Componentes de la tormenta de diseño correspondiente al Tramo 3' del sistema de alcantarillado pluvial.

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Lluvia		Bloque No.	Incremento de lluvia (mm)
		Acumulada (mm)	Incremento de lluvia (mm)		
10	230.69	38.45	38.45	1	30.36
20	215.10	71.70	33.25	2	33.25
30	206.38	103.19	31.49	3	38.45
40	200.33	133.55	30.36	4	31.49
50	195.70	163.08	29.53	5	29.53

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

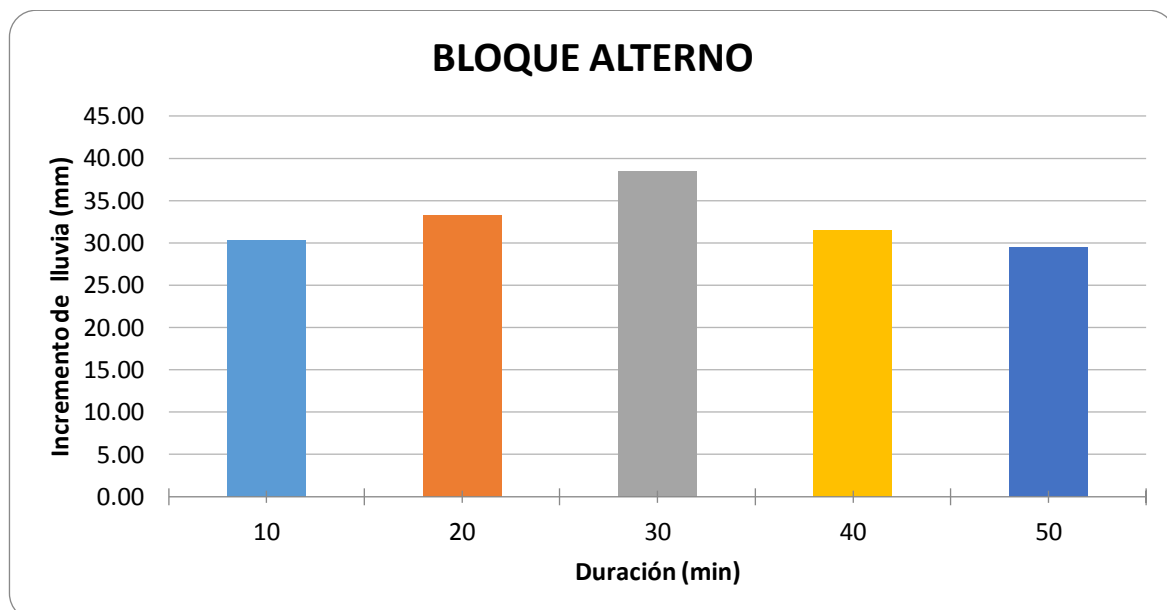


Figura 17. Serie de precipitación o hietograma de tormenta correspondiente al Tramo 3' del sistema de alcantarillado pluvial.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 23. Componentes de la tormenta de diseño correspondiente al Tramo 4 del sistema de alcantarillado pluvial.

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Lluvia Acumulada (mm)	Incremento de lluvia (mm)	Bloque No.	Incremento de lluvia (mm)
10	230.69	38.45	38.45	1	29.53
20	215.10	71.70	33.25	2	33.25
30	206.38	103.19	31.49	3	38.45
40	200.33	133.55	30.36	4	31.49
50	195.70	163.08	29.53	5	30.36
60	191.95	191.95	28.87	6	28.87

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

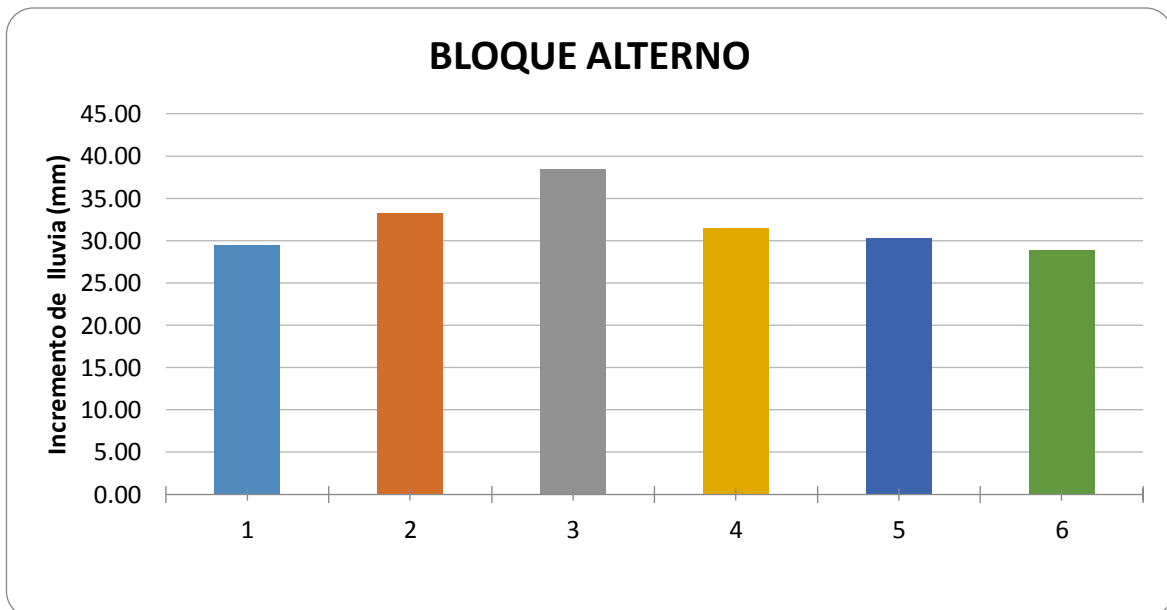


Figura 18. Serie de precipitación o hietograma de tormenta correspondiente al Tramo 4 del sistema de alcantarillado pluvial.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 24. Componentes de la tormenta de diseño correspondiente al Tramo 4' del sistema de alcantarillado pluvial.

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Lluvia		Bloque No.	Incremento de lluvia (mm)
		Acumulada (mm)	Incremento de lluvia (mm)		
5	247.69	20.64	20.64	1	17.81
10	230.69	38.45	17.81	2	20.64
15	221.44	55.36	16.91	3	16.91
20	215.10	71.70	16.34	4	16.34

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

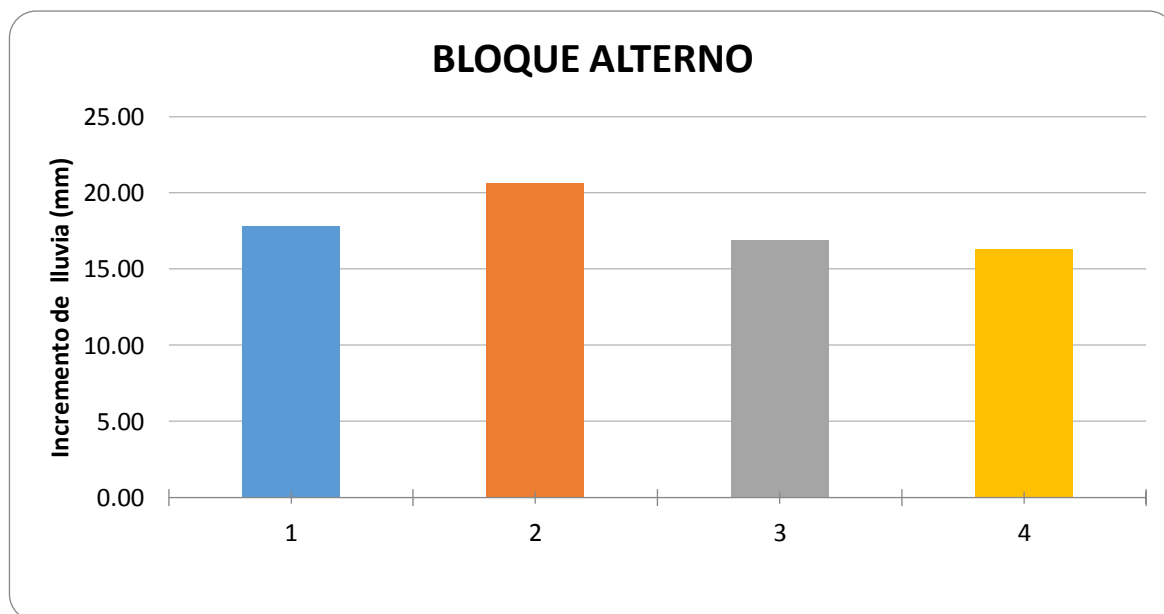


Figura 19. Serie de precipitación o hietograma de tormenta correspondiente al Tramo 4' del sistema de alcantarillado pluvial.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 25. Componentes de la tormenta de diseño correspondiente al Tramo 5 del sistema de alcantarillado pluvial.

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Lluvia Acumulada (mm)	Incremento de lluvia (mm)	Bloque No.	Incremento de lluvia (mm)
5	247.69	20.64	20.64	1	17.81
10	230.69	38.45	17.81	2	20.64
15	221.44	55.36	16.91	3	16.91
20	215.10	71.70	16.34	4	16.34

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

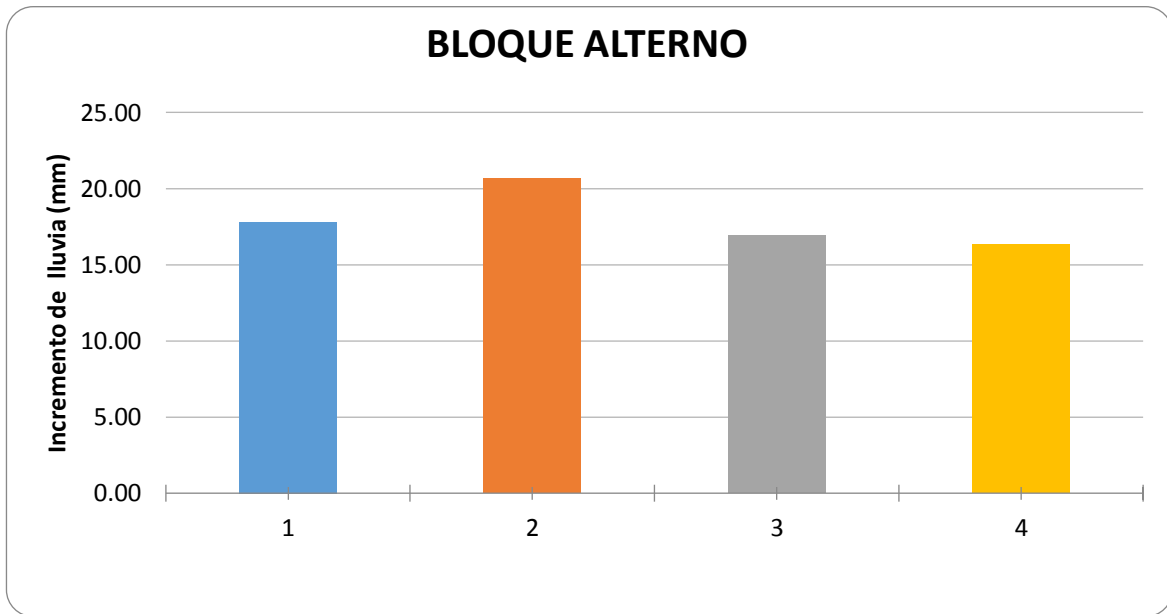


Figura 20. Serie de precipitación o hietograma de tormenta correspondiente al Tramo 5 del sistema de alcantarillado pluvial.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

Hidráulica (EPA SWMM 5.2)

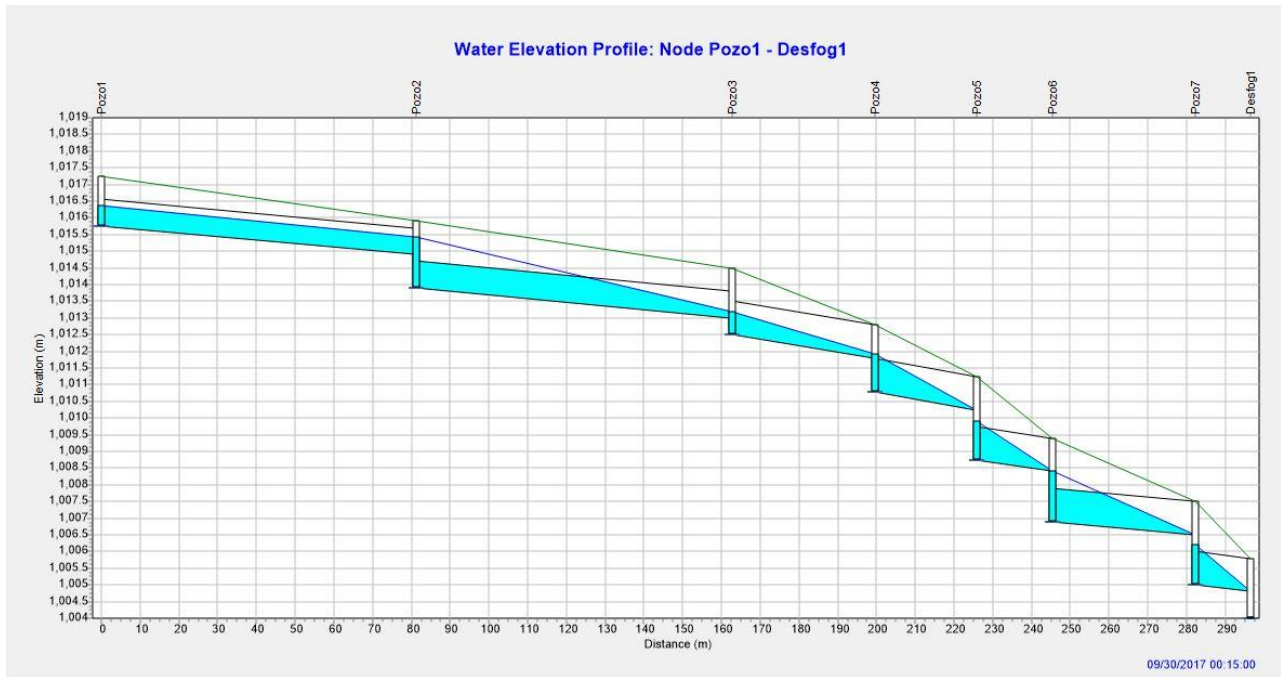


Figura 21. Perfil de modelo del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 1.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

CUADRO 26. Dimensionamiento de tuberías por medio de EPA SWMM 5.2 correspondiente al Tramo 1 del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m ³ /S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad Máxima (m/s)
1	PI1-PI2	1.27	0.80	1.04	3.05
	PI2-PI3	1.94	0.80	1.11	3.88
	PI3-PI4	2.76	1.00	1.90	4.71
	PI4-PI4'	3.82	1.00	2.10	4.85
	PI4'-PI4''	3.82	1.00	1.77	4.86
	PI4''-PI5	3.82	1.00	1.09	4.87
	PI5-CA2B1	4.00	1.00	1.40	5.09

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2 y Microsoft Excel)

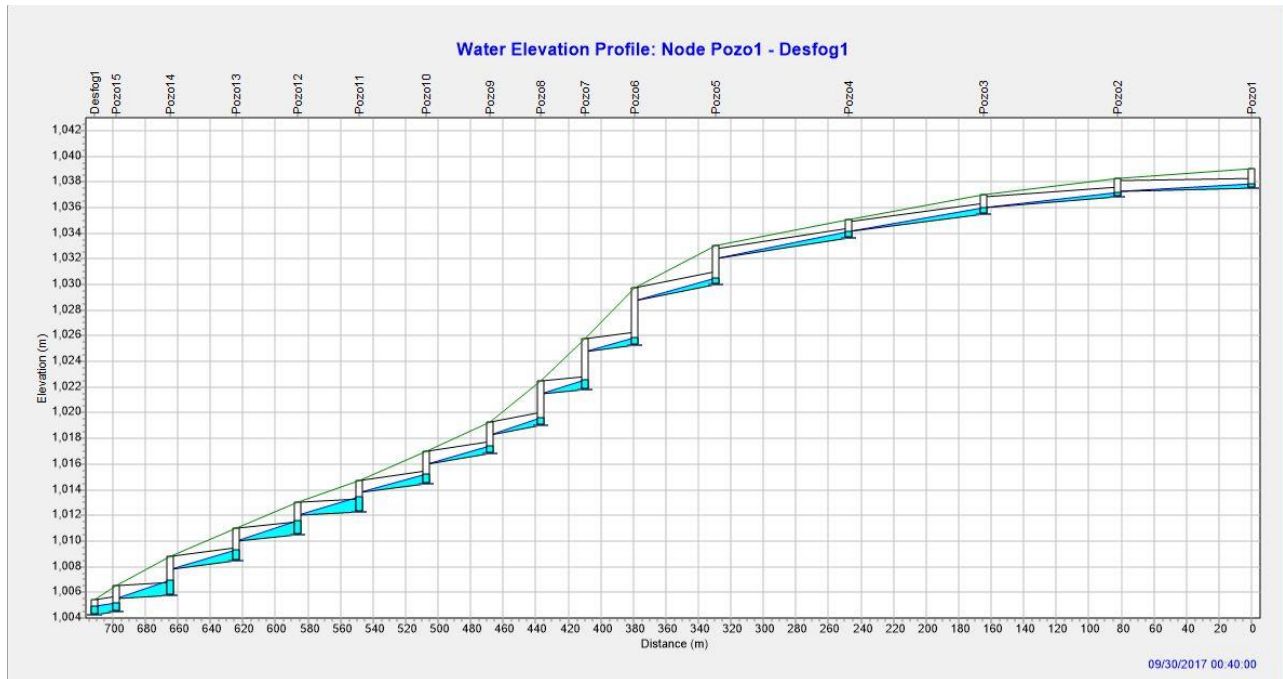


Figura 22. Perfil de modelo del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 2.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

CUADRO 27. Dimensionamiento de tuberías por medio de EPA SWMM 5.2 correspondiente al Tramo 2 del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m3/S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad Máxima (m/s)
2	PI14-PI13	0.24	0.80	0.24	1.32
	PI13-PI12	0.64	0.80	0.97	2.57
	PI12-PI11	1.24	0.80	1.69	3.72
	PI11-PI10	1.57	0.80	1.96	4.12
	PI10-PI9'	2.02	1.00	2.52	4.91
	PI9'-PI9	20.3	1.00	1.46	3.98
	PI9-PI8"	2.40	1.00	1.10	3.65
	PI8"-PI8'	2.39	1.00	2.28	4.92
	PI8'-PI8	2.39	1.00	2.02	4.69
	PI8-PI7'	2.79	1.00	1.82	4.63
	PI7'-PI7	2.79	1.00	0.67	3.60
	PI7-PI6"	3.09	1.00	1.30	3.98
	PI6"-PI6'	3.09	1.00	1.75	4.59
	PI6'-PI6	3.09	1.00	0.89	3.97
PI6-CA2B2	3.61	1.20	1.93	5.12	

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2 y Microsoft Excel)

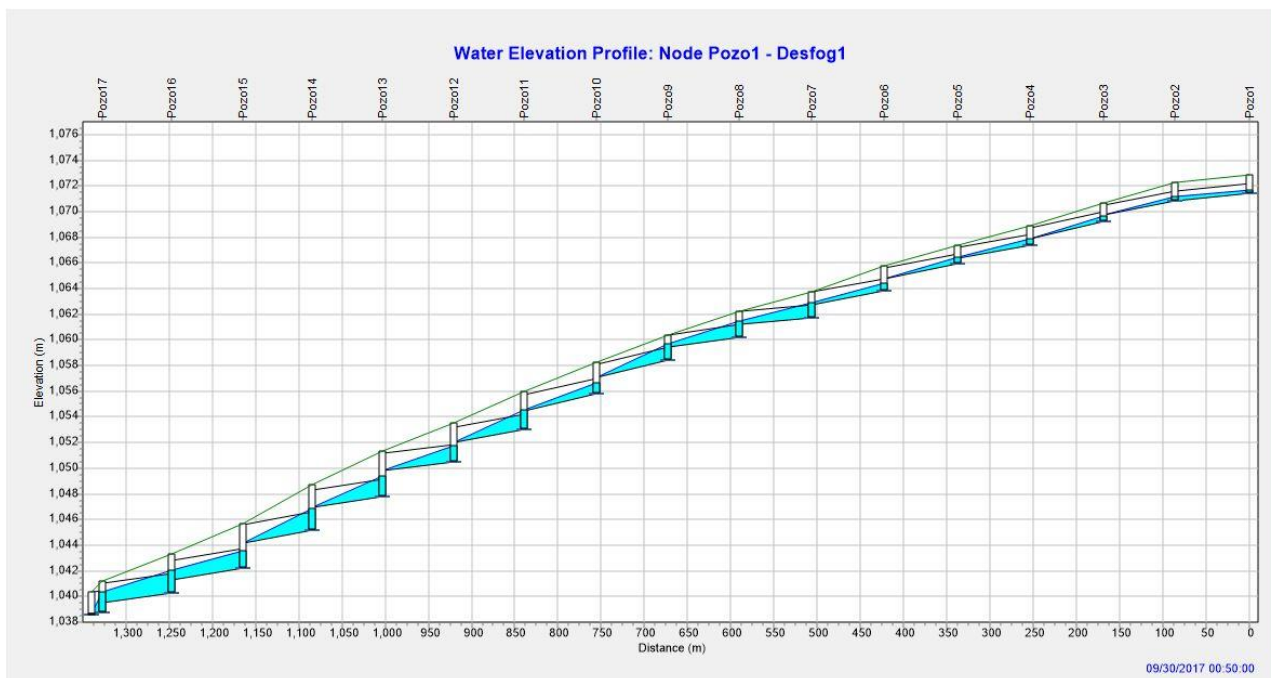


Figura 23. Perfil de modelo del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 3.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

CUADRO 28. Dimensionamiento de tuberías por medio de EPA SWMM 5.2 correspondiente al Tramo 3 del sistema de alcantarillado pluvial.

o. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m ³ /S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad Máxima (m/s)
3	PI32-PI31	0.37	0.80	0.70	1.72
	PI31-PI30	0.75	0.80	1.33	3.02
	PI30-PI29	1.00	0.80	1.52	3.30
	PI29-PI28	1.14	0.80	1.20	3.19
	PI28-PI27	1.30	0.80	1.29	3.36
	PI27-PI26	1.76	1.00	1.26	3.66
	PI26-PI25	2.38	1.00	0.66	3.11
	PI25-PI24	2.87	1.00	0.97	3.70
	PI24-PI23	3.48	1.00	1.62	4.43
	PI23-PI22	4.33	1.20	1.55	4.85
	PI22-PI21	5.20	1.20	1.23	4.63
	PI21-PI20	5.57	1.37	0.85	3.97
	PI20-PI19	6.69	1.37	1.05	4.58
	PI19-PI18	7.36	1.37	1.24	5.02
	PI18-PI17	8.05	1.52	1.10	4.65
	PI17-PI16	8.62	1.52	0.99	4.80
	PI16-CA2B3	10.31	1.68	0.41	4.74

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2 y Microsoft Excel)

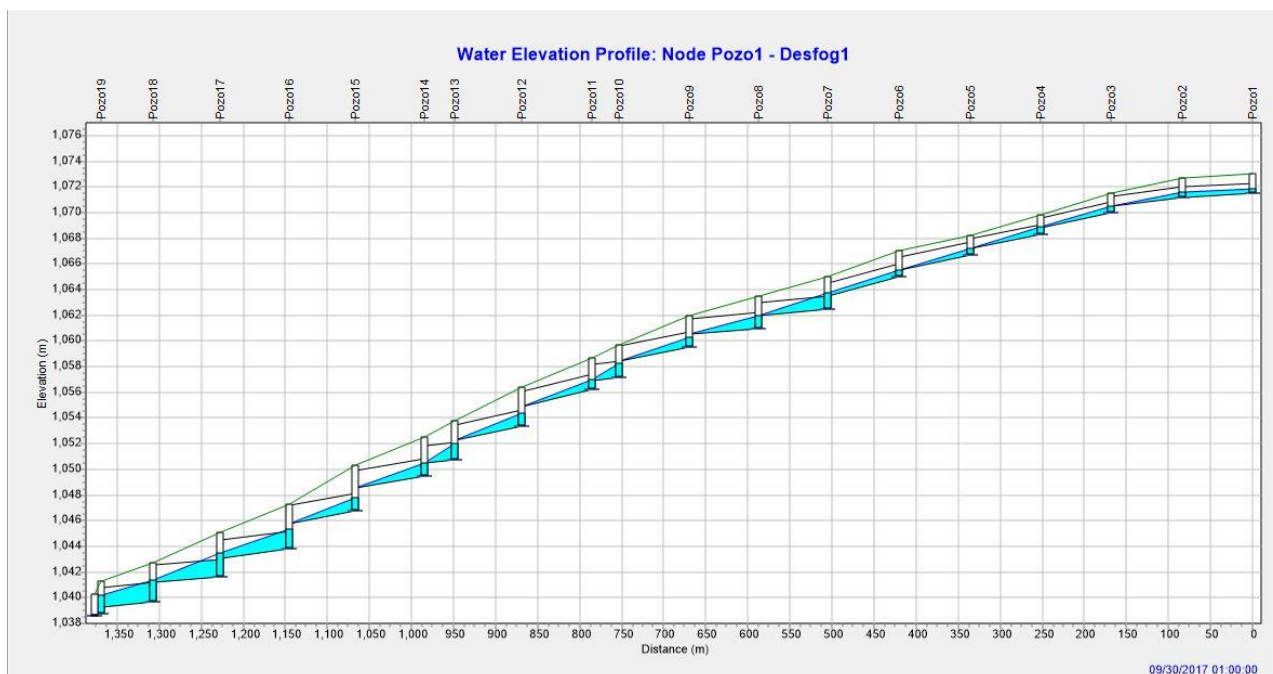


Figura 24. Perfil de modelo del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 3'.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

CUADRO 29. Dimensionamiento de tuberías por medio de EPA SWMM 5.2 correspondiente al Tramo 3' del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m3/S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad Máxima (m/s)
3'	PI32'-PI31'	0.42	0.80	0.36	1.55
	PI31'-PI30'	0.70	0.80	0.83	2.48
	PI30'-PI29'	1.12	0.80	1.43	3.41
	PI29'-PI28'	1.29	0.80	1.32	3.39
	PI28'-PI27'	1.46	1.00	1.42	3.65
	PI27'-PI26'	1.87	1.00	1.77	4.22
	PI26'-PI25'	2.45	1.00	0.60	3.20
	PI25'-PI24'	3.06	1.20	0.61	3.12
	PI24'-PI23"	3.59	1.20	1.27	4.33
	PI23"-PI23'	3.59	1.20	0.76	3.47
	PI23'-PI22'	4.04	1.20	1.56	4.82
	PI22'-PI21"	4.59	1.20	1.44	4.71
	PI21"-PI21'	5.35	1.37	0.71	3.84
	PI21'-PI20'	5.35	1.37	1.14	4.56
	PI20'-PI19'	5.72	1.37	1.27	4.81
	PI19'-PI18'	6.04	1.37	0.86	4.16
	PI18'-PI17'	6.38	1.37	0.50	4.38
PI17'-PI16'	7.68	1.52	0.66	4.30	
PI16'-CA2B3	7.68	1.52	0.61	4.40	

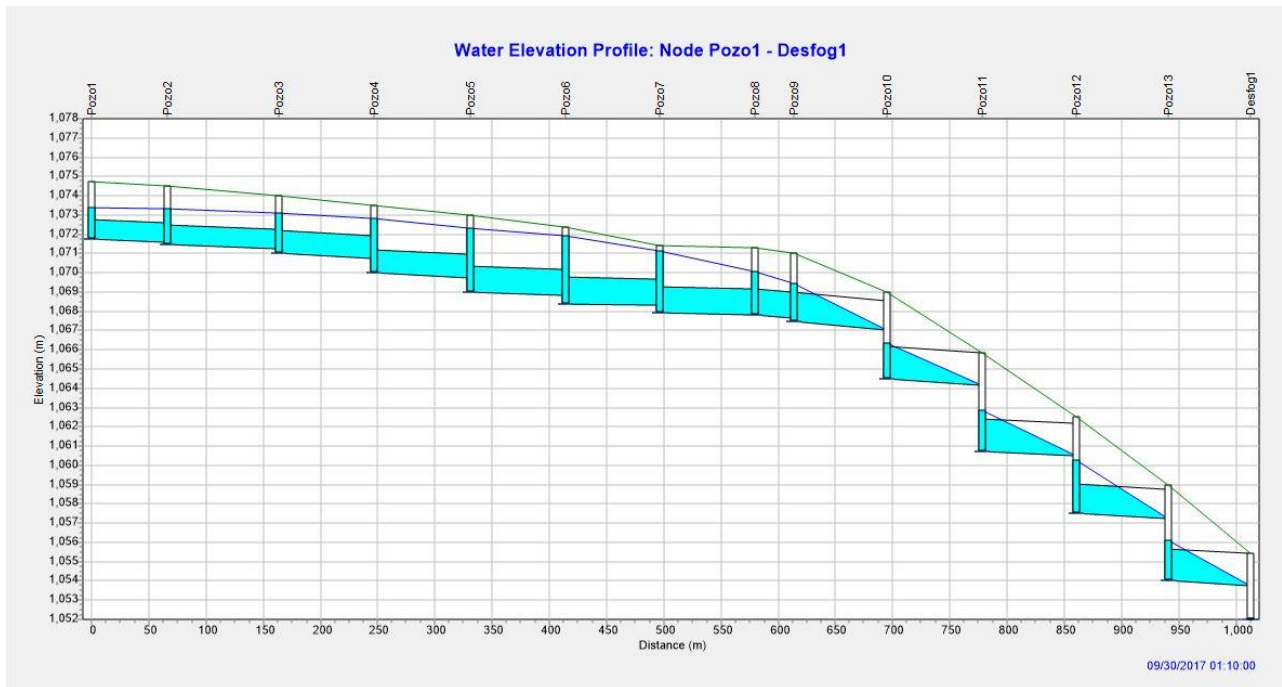


Figura 25. Perfil de modelo del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 4 (Primera Rama).
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

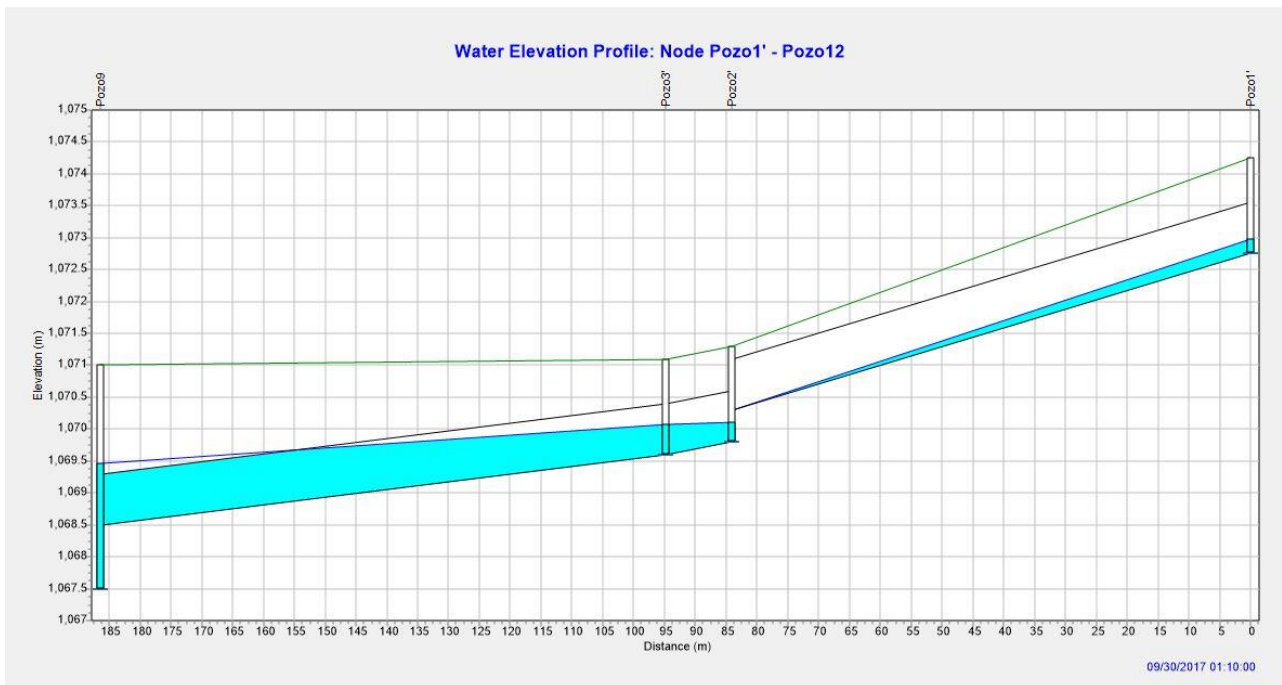


Figura 26. Perfil de modelo del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 4 (Segunda Rama).
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM)

CUADRO 30. Dimensionamiento de tuberías por medio de EPA SWMM 5.2 correspondiente al Tramo 4 del sistema de alcantarillado pluvial (Primera y Segunda Rama).

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m ³ /S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad Máxima (m/s)
4	PI33-PI34	0.67	1.00	0.23	1.29
	PI34-PI35	1.22	1.00	0.26	1.99
	PI35-PI36	2.26	1.20	0.30	2.39
	PI36-PI37	3.01	1.20	0.30	2.66
	PI37-PI38	3.84	1.37	0.24	2.60
	PI38-PI39	5.41	1.37	0.12	3.67
	PI39-PI40	6.27	1.37	0.12	4.26
	PI40-PI40'	7.36	1.37	0.44	4.99
	PI41''-PI41'	0.39	0.80	2.91	3.37
	PI41'-PI41	0.39	0.80	1.87	1.59
	PI41-PI40'	0.96	0.80	1.20	2.71
	PI40'-PI42	8.32	1.52	0.61	4.64
	PI42-PI43	8.95	1.68	0.42	4.14
	PI43-PI44	9.49	1.68	0.30	4.37
	PI44-PI45	9.93	1.68	0.31	5.47
	PI45-CA2B4	10.21	1.68	0.35	4.67

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de EPA SWMM 5.2 y Microsoft Excel)

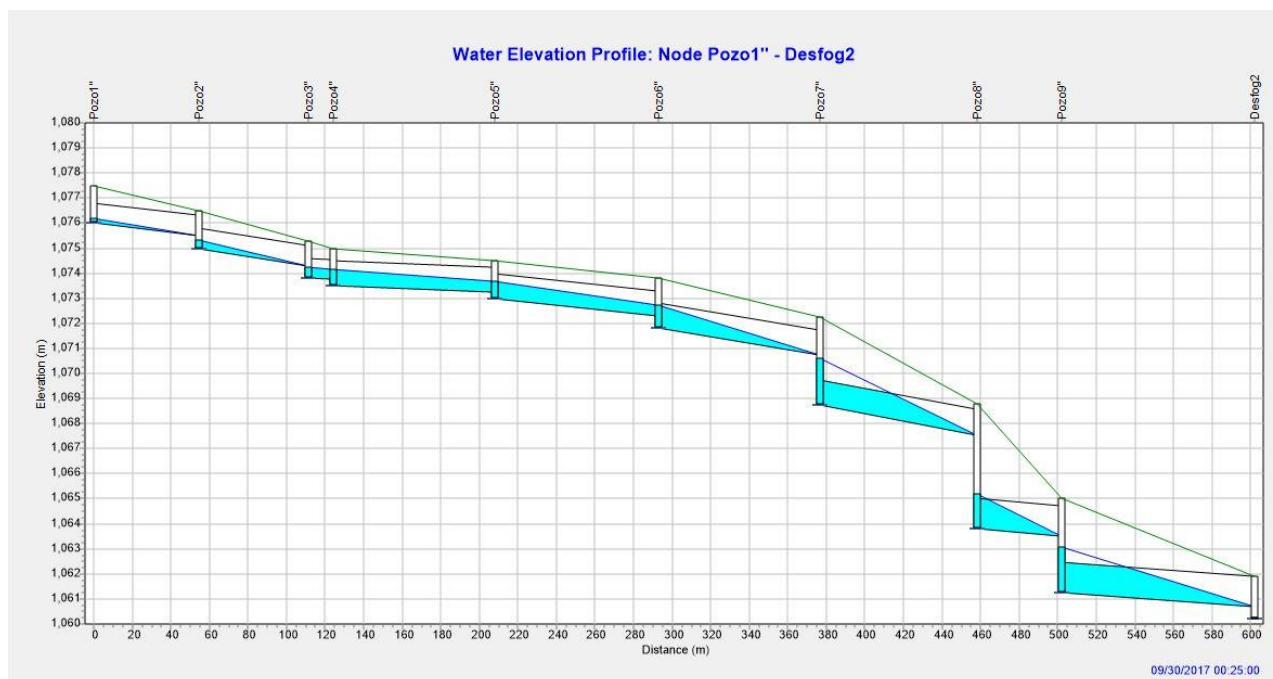


Figura 27. Perfil de modelo del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 4'.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

CUADRO 31. Dimensionamiento de tuberías por medio de EPA SWMM 5.2 correspondiente al Tramo 4' del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m3/S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad Máxima (m/s)
4'	PI52-PI51	0.16	0.80	0.91	1.73
	PI51-PI50'	0.51	0.80	1.23	2.65
	PI50'-PI50	0.51	0.80	0.39	1.82
	PI50-PI49	1.08	1.00	0.30	2.07
	PI49-PI48	1.78	1.00	0.82	3.08
	PI48-PI47	2.88	1.00	1.26	3.88
	PI47-PI46	3.80	1.00	1.47	4.84
	PI46-PI46'	4.49	1.20	0.69	4.02
	PI46'-CA2B4	4.47	1.20	0.55	4.00

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2 y Microsoft Excel)

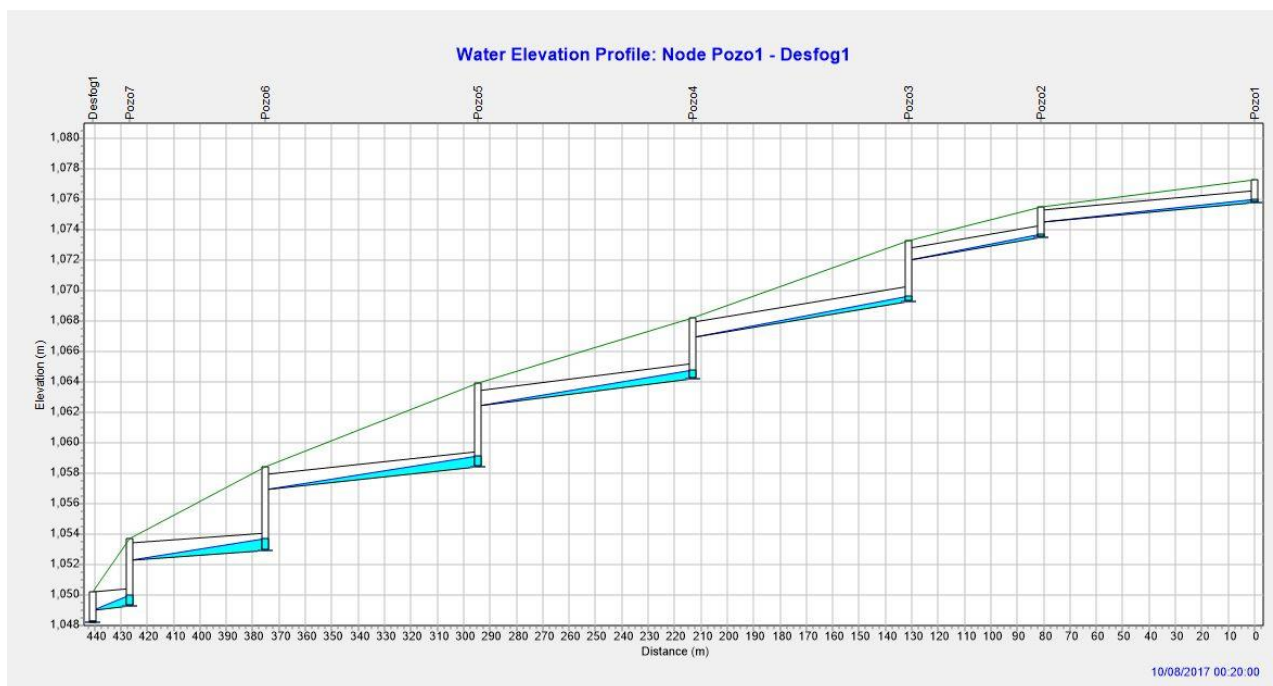


Figura 28. Perfil de modelo del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 5.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

CUADRO 32. Dimensionamiento de tuberías por medio de EPA SWMM 5.2 correspondiente al Tramo 4' del sistema de alcantarillado pluvial.

No. Tramo	Tubería (ID)	Caudal Máximo Acumulado (m ³ /S)	Diámetro Interno (m)	Pendiente Tubería (m/m)	Velocidad Máxima (m/s)
5	PI53-PI54	0.31	0.80	1.61	2.53
	PI54-PI55	0.57	0.80	2.97	3.76
	PI55-PI56	1.24	1.00	2.81	4.50
	PI56-PI57	2.28	1.00	2.21	4.81
	PI57-PI58	2.86	1.00	1.86	4.69
	PI58-PI59	3.44	1.20	1.26	4.29
	PI59-CA2B5	3.73	1.20	1.79	5.01

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2 y Microsoft Excel)

Diseño de Pavimentos

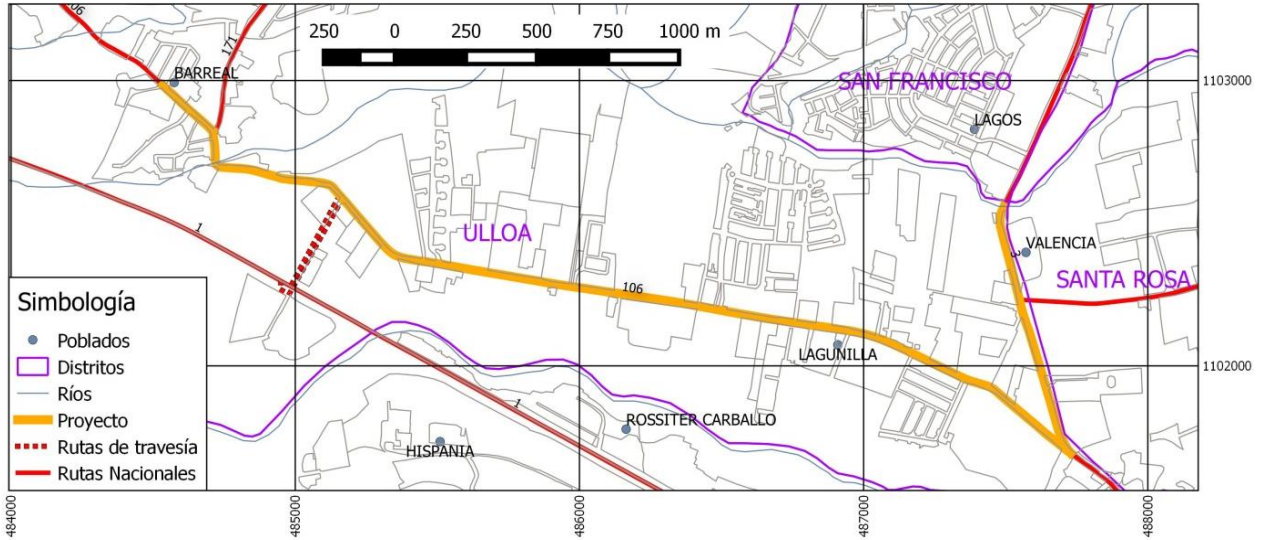


Figura 29. Intersecciones primarias del análisis funcional de las Rutas No. 3 y 106.
Fuente. Cartel de Licitación Abreviada No. 2014LA-000071-ODI00.



Figura 30. Secciones principales de las Rutas No. 3 y 106.
Fuente. Cartel de Licitación Abreviada No. 2014LA-000071-ODI00.

CUADRO 33. Distribución de tránsito promedio diario en las secciones principales de las Rutas N0. 3 y 106.

Sección	Distribución vehicular						Global
	Livianos	Bus	CL	C2	C3	T3-S2	
1	8565	405	1133	1681	30	578	12392
2	14802	397	1889	2310	37	589	20023
3	12695	345	1801	2296	51	561	17747
4	14264	617	2110	2139	46	396	19572
5	15278	629	2394	2375	54	515	21242
6	13968	621	2721	2105	50	440	19905
7	18337	1031	3149	2155	44	304	25020

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 34. Determinación de ejes equivalentes para carril de diseño en las secciones principales.

Sección	EEQ/Día	EEQ/Anual	EEQ/Periodo de Diseño	EEQ/Periodo de Diseño por Sentido	EEQ/ Carril de Diseño
1	2524	921222	14030206	7015103	7015103
2	2846	1038843	15821586	7910793	7119714
3	2713	990130	15079680	7539840	6785856
4	2824	1030586	15695829	7847914	7847914
5	3169	1156542	17614131	8807065	8807065
6	2900	1058441	16120054	8060027	7254025
7	3394	1238783	18866670	9433335	8490002

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

Revisión Pavimento Flexible Existente (Criterios Mecánico Empíricos)

CUADRO 35. Dimensiones y propiedades del paquete estructural existente en las secciones principales de las Rutas N0. 3 y 106.

Sección	Material de Capa	Espesores de Capa (cm)	Espesores de Capa (in)	Módulo Resiliente (psi)	CBR
1	Carpeta Asfáltica	19.00	7.480	400000	-
	Base Granular	15.00	5.906	29000	77
	Sub-Base	19.00	7.480	12000	11
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
2	Carpeta Asfáltica	19.00	7.480	400000	-
	Base Granular	15.00	5.906	29000	77
	Sub-Base	19.00	7.480	12000	11
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
3	Carpeta Asfáltica	12.00	4.724	400000	-
	Base Granular	37.00	14.567	16000	21.8
	Sub-Base	20.00	7.874	6000	6.5
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
4	Carpeta Asfáltica	12.00	4.724	400000	-
	Base Granular	14.00	5.512	5500	6.5
	Sub-Base	14.00	5.512	5000	5.5
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
5	Carpeta Asfáltica	18.00	7.087	400000	-
	Base Granular	10.00	3.937	10000	12.2
	Sub-Base	12.00	4.724	5000	5.5
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
6	Carpeta Asfáltica	12.00	4.724	400000	-
	Base Granular	14.00	5.512	5500	6.5
	Sub-Base	14.00	5.512	5000	5.5
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
7	Carpeta Asfáltica	18.00	7.087	400000	-
	Base Granular	10.00	3.937	10000	12.2
	Sub-Base	12.00	4.724	5000	5.5
	Sub-Rasante	-	-	4900	4

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 36. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla por deformación plástica en la subrasante existente de la Sección 1.

	Modelo de la Shell (85% Confianza)		Modelo de la Shell (95% Confianza)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	8330957	6342575	4509023	3432837
Condición	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	2475987	1824721	2475987	1824721
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 37. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla de agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica existente de la Sección 1.

	Modelo de la Shell		Modelo del Instituto de Asfalto (10% Agriet.)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	6187430	7287573	1894714	2083477
Condición	No Cumple	Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto (20% Agriet.)		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	2611368	2871527	88899852	106649039
Condición	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 38. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla por deformación plástica en la subrasante existente de la Sección 2.

	Modelo de la Shell (85% Confianza)		Modelo de la Shell (95% Confianza)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	8330957	6342575	4509023	3432837
Condición	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	2475987	1824721	2475987	1824721
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 39. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla de agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica existente de la Sección 2.

	Modelo de la Shell		Modelo del Instituto de Asfalto (10% Agriet.)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	6187430	7287573	1894714	2083477
Condición	No Cumple	Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto (20% Agriet.)		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	2611368	2871527	88899852	106649039
Condición	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 40. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla por deformación plástica en la subrasante existente de la Sección 3.

	Modelo de la Shell (85% Confianza)		Modelo de la Shell (95% Confianza)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	6127637	4613416	3316505	2496952
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	1755652	1277815	1755652	1277815
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 41. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla de agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica existente de la Sección 3.

	Modelo de la Shell		Modelo del Instituto de Asfalto (10% Agriet.)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	163302	366424	229878	367439
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto (20% Agriet.)		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	316826	506418	1559822	3832589
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 42. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla por deformación plástica en la subrasante existente de la Sección 4.

	Modelo de la Shell (85% Confianza)		Modelo de la Shell (95% Confianza)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	583460	407443	315790	220523
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	126290	84494	126290	84494
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 43. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla de agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica existente de la Sección 4.

	Modelo de la Shell		Modelo del Instituto de Asfalto (10% Agriet.)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	29291	48486	84806	113619
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto (20% Agriet.)		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	116883	156594	230670	404075
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 44. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla por deformación plástica en la subrasante existente de la Sección 5.

	Modelo de la Shell (85% Confianza)		Modelo de la Shell (95% Confianza)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	3119943	2350404	1688629	1272126
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	824773	600706	824773	600706
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1y Microsoft Excel)

CUADRO 45. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla de agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica existente de la Sección 5.

	Modelo de la Shell		Modelo del Instituto de Asfalto (10% Agriet.)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	895223	1012710	617047	662822
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto (20% Agriet.)		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	850438	913526	10351794	11873661
Condición	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 46. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla por deformación plástica en la subrasante existente de la Sección 6.

	Modelo de la Shell (85% Confianza)		Modelo de la Shell (95% Confianza)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	583460	407443	315790	220523
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	126290	84494	126290	84494
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 47. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla de agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica existente de la Sección 6.

	Modelo de la Shell		Modelo del Instituto de Asfalto (10% Agriet.)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	29291	48486	84806	113619
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto (20% Agriet.)		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	116883	156594	230670	404075
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 48. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla por deformación plástica en la subrasante existente de la Sección 7.

	Modelo de la Shell (85% Confianza)		Modelo de la Shell (95% Confianza)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	3119943	2350404	1688629	1272126
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nr	824773	600706	824773	600706
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

CUADRO 49. Determinación del número de repeticiones de carga para determinar la falla de agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica existente de la Sección 7.

	Modelo de la Shell		Modelo del Instituto de Asfalto (10% Agriet.)	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	895223	1012710	617047	662822
Condición	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

	Modelo del Instituto de Asfalto (20% Agriet.)		Ministerio de Obras Públicas y Transportes	
	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2	*Punto de Respuesta 1	**Punto de Respuesta 2
Nf	850438	913526	10351794	11873661
Condición	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

Rediseño Pavimento Flexible (Criterios Mecánico Empíricos)

CUADRO 50. Dimensiones y propiedades del paquete estructural rediseñado (Pavimento Flexible) en las secciones principales de las Rutas N0. 3 y 106.

Sección	Material de Capa	Espesores de Capa (cm)	Espesores de Capa (in)	Módulo Resiliente (psi)	CBR
1	Carpeta Asfáltica	20.00	7.874	400000	-
	Base Granular	18.00	7.087	40000	80
	Sub-Base	22.00	8.661	30000	30
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
2	Carpeta Asfáltica	20.00	7.874	400000	-
	Base Granular	18.00	7.087	40000	80
	Sub-Base	22.00	8.661	30000	30
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
3	Carpeta Asfáltica	20.00	7.874	400000	-
	Base Granular	17.00	6.693	40000	80
	Sub-Base	22.00	8.661	30000	30
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
4	Carpeta Asfáltica	20.00	7.874	400000	-
	Base Granular	18.00	7.087	40000	80
	Sub-Base	22.00	8.661	30000	30
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
5	Carpeta Asfáltica	20.00	7.874	400000	-
	Base Granular	20.00	7.874	40000	80
	Sub-Base	22.00	8.661	30000	30
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
6	Carpeta Asfáltica	20.00	7.874	400000	-
	Base Granular	18.00	7.087	40000	80
	Sub-Base	22.00	8.661	30000	30
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
7	Carpeta Asfáltica	20.00	7.874	400000	-
	Base Granular	20.00	7.874	40000	80
	Sub-Base	22.00	8.661	30000	30
	Sub-Rasante	-	-	4900	4

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

Rediseño Pavimento Semirrígido (Criterios Mecánico Empíricos)

CUADRO 51. Dimensiones y propiedades del paquete estructural rediseñado (Pavimento Semirrígido) en las secciones principales de las Rutas N0. 3 y 106.

Sección	Material de Capa	Espesores de Capa (cm)	Espesores de Capa (in)	Módulo Resiliente (psi)	CBR
1	Carpeta Asfáltica	10.00	3.937	400000	-
	Base Estabilizada	28.00	11.024	600000	-
	Sub-Base	19.00	7.48	12000	11
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
2	Carpeta Asfáltica	10.00	3.937	400000	-
	Base Estabilizada	27.00	10.63	600000	-
	Sub-Base	19.00	7.48	12000	11
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
3	Carpeta Asfáltica	10.00	3.937	400000	-
	Base Estabilizada	28.00	11.024	600000	-
	Sub-Base	20.00	7.874	6000	6.5
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
4	Carpeta Asfáltica	10.00	3.937	400000	-
	Base Estabilizada	29.00	11.417	600000	-
	Sub-Base	5.00	1.969	5000	5.5
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
5	Carpeta Asfáltica	10.00	3.937	400000	-
	Base Estabilizada	29.00	11.417	600000	-
	Sub-Base	5.00	1.969	5000	5.5
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
6	Carpeta Asfáltica	10.00	3.937	400000	-
	Base Estabilizada	29.00	11.417	600000	-
	Sub-Base	5.00	1.969	5000	5.5
	Sub-Rasante	-	-	4900	4
7	Carpeta Asfáltica	10.00	3.937	400000	-
	Base Estabilizada	29.00	11.417	600000	-
	Sub-Base	5.00	1.969	5000	5.5
	Sub-Rasante	-	-	4900	4

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de Microsoft Excel)

Diseño Pavimento Flexible (AASHTO 1993 y Criterios Mecánico Empíricos)

CUADRO 52. Propiedades del paquete estructural de pavimento flexible en las secciones principales de las Rutas N0. 3 y 106.

Sección	Material de Capa	Módulo Resiliente (psi)	CBR	Coefficiente Estructural (a)	Coefficiente Drenaje (m)	Número Estructural (SN)
1	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.422	-	-
	Base Granular	30000	80	0.139	0.8	2.8
	Sub-Base	15000	30	0.109	0.8	3.7
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.5
2	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.422	-	-
	Base Granular	30000	80	0.139	0.8	2.9
	Sub-Base	15000	30	0.109	0.8	3.7
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.6
3	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.422	-	-
	Base Granular	30000	80	0.139	0.8	2.8
	Sub-Base	15000	30	0.109	0.8	3.6
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.4
4	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.422	-	-
	Base Granular	30000	80	0.139	0.8	2.9
	Sub-Base	15000	30	0.109	0.8	3.7
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.5
5	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.422	-	-
	Base Granular	30000	80	0.139	0.8	2.9
	Sub-Base	15000	30	0.109	0.8	3.8
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.6
6	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.422	-	-
	Base Granular	30000	80	0.139	0.8	2.9
	Sub-Base	15000	30	0.109	0.8	3.7
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.5
7	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.422	-	-
	Base Granular	30000	80	0.139	0.8	2.9
	Sub-Base	15000	30	0.109	0.8	3.4
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.7

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 53. Dimensiones del paquete estructural de pavimento flexible en las secciones principales de las Rutas N0. 3 y 106.

Sección	Material de Capa	Diseño AASHTO 1993		Diseño Criterios Mecánico Empíricos	
		Espesores de Capa (cm)	Espesores de Capa (in)	Espesores de Capa (cm)	Espesores de Capa (in)
1	Carpeta Asfáltica	16.86	6.64	18.00	7.09
	Base Granular	20.56	8.09	24.00	9.45
	Sub-Base	52.44	20.65	28.00	11.02
2	Carpeta Asfáltica	17.46	6.88	18.00	7.09
	Base Granular	18.27	7.19	24.00	9.45
	Sub-Base	55.36	21.79	28.00	11.02
3	Carpeta Asfáltica	16.86	6.64	18.00	7.09
	Base Granular	18.27	7.19	24.00	9.45
	Sub-Base	52.44	20.65	27.00	10.63
4	Carpeta Asfáltica	17.46	6.88	18.00	7.09
	Base Granular	18.27	7.19	26.00	10.24
	Sub-Base	52.44	20.65	28.00	11.02
5	Carpeta Asfáltica	17.46	6.88	18.00	7.09
	Base Granular	20.56	8.09	28.00	11.02
	Sub-Base	52.44	20.65	30.00	11.81
6	Carpeta Asfáltica	17.46	6.88	18.00	7.09
	Base Granular	18.27	7.19	25.00	9.84
	Sub-Base	52.44	20.65	28.00	11.02
7	Carpeta Asfáltica	17.46	6.88	18.00	7.09
	Base Granular	11.42	4.50	26.00	10.24
	Sub-Base	67.01	26.38	28.00	11.02

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

Diseño Pavimento Semirrígido (AASHTO 1993 y Criterios Mecánico Empíricos)

CUADRO 54. Propiedades del paquete estructural de pavimento semirrígido en las secciones principales de las Rutas N0. 3 y 106.

Sección	Material de Capa	Módulo Resiliente (psi)	CBR	Coefficiente Estructural (a)	Coefficiente Drenaje (m)	Número Estructural (SN)
1	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.420	-	-
	Base Estabilizada	600000	-	0.155	1.000	0.7
	Sub-Base	15000	30	0.138	0.800	3.6
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.4
2	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.420	-	-
	Base Estabilizada	600000	-	0.155	1.000	0.7
	Sub-Base	15000	30	0.138	0.800	3.6
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.3
3	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.42	-	-
	Base Estabilizada	600000	-	0.155	1.000	0.7
	Sub-Base	15000	30	0.138	0.8	3.6
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.3
4	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.42	-	-
	Base Estabilizada	600000	-	0.155	1.000	0.8
	Sub-Base	15000	30	0.138	0.8	3.7
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.4
5	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.42	-	-
	Base Estabilizada	600000	-	0.155	1.000	0.8
	Sub-Base	15000	30	0.138	0.8	3.8
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.5
6	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.42	-	-
	Base Estabilizada	600000	-	0.155	1.000	0.7
	Sub-Base	15000	30	0.138	0.8	3.6
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.4
7	Carpeta Asfáltica	400000	-	0.42	-	-
	Base Estabilizada	600000	-	0.155	1.000	0.8
	Sub-Base	15000	30	0.138	0.8	3.8
	Sub-Rasante	4900	4	-	-	5.5

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 55. Dimensiones del paquete estructural de pavimento semirrígido en las secciones principales de las Rutas N0. 3 y 106.

Sección	Material de Capa	Diseño AASHTO 1993		Diseño Criterios Mecánico Empíricos	
		Espesores de Capa (cm)	Espesores de Capa (in)	Espesores de Capa (cm)	Espesores de Capa (in)
1	Carpeta Asfáltica	4.50	1.77	8.00	3.15
	Base Estabilizada	47.00	18.50	29.00	11.42
	Sub-Base	40.00	15.75	12.00	4.72
2	Carpeta Asfáltica	4.50	1.77	10.00	3.94
	Base Estabilizada	47.00	18.50	27.00	10.63
	Sub-Base	39.00	15.35	10.00	3.94
3	Carpeta Asfáltica	4.50	1.77	8.00	3.15
	Base Estabilizada	47.00	18.50	29.00	11.42
	Sub-Base	38.50	15.16	12.00	4.72
4	Carpeta Asfáltica	5.00	1.97	8.00	3.15
	Base Estabilizada	47.00	18.50	29.00	11.42
	Sub-Base	40.00	15.75	15.00	5.91
5	Carpeta Asfáltica	5.00	1.97	10.00	3.94
	Base Estabilizada	48.00	18.90	28.00	11.02
	Sub-Base	40.00	15.75	10.00	3.94
6	Carpeta Asfáltica	4.50	1.77	8.00	3.15
	Base Estabilizada	47.00	18.50	29.00	11.42
	Sub-Base	40.00	15.75	12.00	4.72
7	Carpeta Asfáltica	5.00	1.97	10.00	3.94
	Base Estabilizada	48.00	18.90	28.00	11.02
	Sub-Base	40.00	15.75	10.00	3.94

Fuente. *El Autor.*

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1 y Microsoft Excel)

Análisis de los resultados

Con base a los resultados obtenidos del procedimiento de diseño geométrico vial, diseño de drenajes y diseño de pavimentos se realiza el siguiente análisis con el propósito de examinar, interpretar y discutir los resultados del proyecto. Además, establecer causas y efectos, límites y defectos de los resultados obtenidos de acuerdo a los objetivos específicos del proyecto.

Diseño Geométrico Vial

El diseño geométrico vial se realiza de acuerdo a la clasificación funcional correspondiente a la carretera. De esta manera, la clasificación de la red de carreteras se ejecuta según las características del sistema funcional de las áreas urbanas y rurales. Las categorías principales del sistema funcional son los sistemas arteriales, sistemas colectores y sistemas de calles locales.

La Ruta No. 3 corresponde a un sistema arterial principal urbano mientras que la Ruta No. 106 corresponde a un sistema urbano de calles colectoras. Esta categorización se determina en función del tránsito promedio diario (TPD) y del número de carriles. El sistema arterial principal urbano y el sistema urbano de calles colectoras se caracteriza por permitir la circulación de un TPD de 10000-20000 y un número de carriles de 4-6

Según el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (SIECA), el sistema arterial principal sirve a los principales centros de actividad de las áreas urbanas, los corredores de volúmenes de tránsito más altos y los más largos recorridos de viaje, y lleva una alta proporción del total de viajes de área urbana aunque constituya un porcentaje relativamente pequeño de la red vial total. Por otro lado, el sistema de calles colectoras provee servicio de acceso a la propiedad así como circulación del tránsito dentro de las vecindades residenciales y zonas comerciales e industriales.

El sistema de calles colectoras difiere del sistema arterial principal en que la Ruta No.106 puede ingresar en vecindades residenciales, distribuyendo viajes desde la Ruta No. 3 a través de la zona hasta sus destinos finales. Igualmente, las calles colectoras también son alimentadas de tránsito desde las calles locales en vecindades residenciales y lo canaliza en el sistema arterial.

Por otra parte, el alineamiento horizontal y alineamiento vertical de la Rutas No. 3 y 106 se ajusta al derecho de vía existente, definido por las líneas de propiedad, por encima del diseño geométrico según los criterios de diseño de AASHTO. La escasa posibilidad de expropiar propiedades privadas y conservar la rasante de la carretera existente son los aspectos principales que restringen el diseño geométrico vial.

Respecto al alineamiento horizontal, la determinación del radio mínimo de curva circular simple depende de la velocidad de diseño establecida; altas velocidades de diseño requieren radios de curva mayores mientras que bajas velocidades de diseño requieren radios de curva menores. En caso que se requiera un radio de curva circular simple mayor o menor al existente, el diseño horizontal se debe acoplar a las condiciones geométricas existentes.

Así se muestran los parámetros principales de las curvas circulares simples del diseño horizontal, entre ellos el ángulo entre tangentes consecutivas (Δ), radio (R), tangentes (T), externa (E), longitud de la curva (L), cuerda larga (CL), flecha (M), segmento de arco (s), grado de curvatura respecto al arco (Gs) y velocidad de curva (KPH). A partir de la tasa de peralte y el factor de fricción lateral se determina la velocidad de curva y se verifica que sea mayor o igual a la velocidad especificada por las condiciones del cartel. Por condiciones de seguridad, la tasa de peralte máximo en las áreas urbanas se limita a 4% y el factor de fricción lateral a 0.23, para velocidad de diseño de 40 KHP, y a 0.17, para velocidad de diseño de 60 KHP.

Consecuentemente, se deduce que la curva 8 del alineamiento horizontal 1 no cumple con el radio mínimo de curva para la velocidad de diseño de 40 KPH, en su lugar posee un radio de curva circular simple para una velocidad de 29 KPH. Asimismo, las curvas 26, 29 y 30 del alineamiento horizontal 1 cumplen con el radio mínimo de curva para la velocidad de diseño de 60 KPH, en su lugar poseen un radio de curva circular simple para una velocidad de 20 KPH, 37 KPH y 36 KPH, respectivamente.

De igual manera, se deduce que la curva 1 del alineamiento horizontal 2 y la curva 1 del alineamiento horizontal 3 no cumplen con el radio mínimo de curva para la velocidad de diseño de 60 KPH, en su lugar poseen un radio de curva circular simple para una velocidad de 51 KPH y 46 KPH, respectivamente.

Respecto al alineamiento vertical, la determinación de las pendientes máximas depende de la velocidad de diseño establecida. En caso que se requiera una pendiente mayor o menor a la existente, el diseño vertical se debe acoplar a las condiciones geométricas existentes.

Dado que el terreno del corredor vial es ondulado y la velocidad de diseño dominante es de 60 KPH, la pendiente máxima establecida por los criterios de diseño de AASHTO para la Ruta No.3 es de 6% y para la Ruta No.106 es de 10%. Sin embargo la rasante de la carretera existente mostrada en los perfiles posee pendientes mayores a las especificadas, las cuales deben conservarse en el diseño del alineamiento vertical.

Asimismo, se presentan los parámetros principales de las curvas simétricas y asimétricas del diseño vertical, entre ellos la pendiente de la tangente de entrada (g_1), pendiente de la tangente de salida (g_2), cambio de gradiente (G), longitud de curva vertical (L), primera rama de curva vertical (L_1), segunda rama de curva vertical (L_2), corrección vertical (C_v) y tipo respecto a la pendiente (cóncava o convexa).

Por otra parte, la determinación de la longitud de curva vertical surge el análisis de las distancias de visibilidad de parada y de adelantamiento (S) para curvas en cresta y en valle; asociado a las distancias de visibilidad se establece la tasa de curvatura vertical (k) según la velocidad de diseño establecida. De la misma forma, la tasa de curvatura vertical se determina mediante la relación de la longitud de la curva vertical (L) y el cambio de gradiente (G), bajo las condiciones geométricas existentes.

Así se muestra la tasa de curvatura vertical (k_1) y velocidad de curva (KPH) para las curvas simétricas y asimétricas del diseño vertical. De tal manera se verifica que la velocidad de la curva sea mayor o igual a la velocidad especificada por las condiciones del cartel.

Al mismo tiempo, se deduce que las curvas 4, 5, 28, 29 y 30 del alineamiento vertical no cumplen con la longitud mínima de curva vertical para la velocidad de diseño de 40 KPH y 60 KPH.

Diseño de Drenajes

El sistema de alcantarillado pluvial corresponde a la categoría de drenaje menor debido a que permite el trasiego de caudales máximos instantáneos acumulados menores a 9.5 m³/s.

En relación a la sección hidrológica y los métodos de transformación lluvia escurrentía, se verifica que la aplicación del Método Racional es admisible para determinar los caudales máximos instantáneos en los puntos de control de las subcuencas del sistema de drenaje pluvial.

Las condiciones de aplicación del Método Racional se cumplen estrictamente con la realidad hidrológica de las subcuencas de análisis. Es decir, todas las subcuencas poseen un área menor a 2 km², muestran tiempos de concentración bajos y presentan condiciones de flujo concentrado y superconcentrado; donde la duración del evento de precipitación es igual o mayor al tiempo de concentración. La premisa que la única componente de la precipitación que interviene en la generación de caudales máximos instantáneos es la escurrentía superficial, conlleva a que el método pierda precisión debido a que no considera el efecto de infiltración y condiciones antecedentes de humedad. Sin embargo, el método es aceptable para diseño de sistemas de alcantarillado pluvial en subcuencas urbanas.

Respecto a la tormenta de diseño, la Curva IDF permite aproximar la intensidad de lluvia propia de la subcuenca con un nivel de precisión relativamente aceptable para el diseño de drenajes menores. La expresión que describe la intensidad de lluvia es sensible a las variaciones en la duración y la frecuencia del evento de precipitación. De tal manera, se establece una duración del evento de precipitación igual al tiempo de concentración y una frecuencia igual a 25 años para drenajes menores, según las condiciones específicas del cartel.

Los modelos considerados para estimar el tiempo de concentración aproximan el tiempo de viaje que requiere el cuerpo de agua localizado en el punto hidrológicamente más alejado de la subcuenca para alcanzar la sección de salida o punto de control. Los parámetros morfométricos requeridos para estimar el tiempo de concentración mediante las 5 metodologías seleccionadas (Bransby Williams, California Culvert Practice, Método Racional Generalizado, Federal Aviation Administration y Ecuación de

Retardo SCS) son homogéneos, lo cual provee mayor confiabilidad en los resultados de la aproximación; además se evidencia poca desviación entre los tiempos de concentración y se demuestra la precisión entre los modelos.

Así se presenta el caudal máximo instantáneo de las subcuencas correspondientes a los 5 tramos del sistema de alcantarillado pluvial, los cuales se definen bajo el criterio de líneas divisorias de aguas, pendiente del terreno y ubicación de tragantes y pozos de registro. Asimismo, se presenta el área tributaria y el coeficiente de escurrentía ponderado a partir de la distribución porcentual del uso de suelo de la subcuenca; el periodo de retorno y la intensidad de lluvia estimada en función del tiempo de concentración.

En relación a la sección hidráulica y los métodos de diseño de alcantarillado pluvial, se comprueba que la aplicación de la Formulación de Manning no es adecuada para dimensionar tuberías de un sistema de drenaje. Las premisas de la Formulación de Manning no se adaptan a la realidad del flujo; en un sistema de alcantarillado el régimen de flujo no es uniforme ni permanente. Conjuntamente no considera las pérdidas de velocidad por caída de energía en los pozos de registro verticales.

El caudal trasegado por las tuberías se obtiene de la acumulación de caudales máximos instantáneos en los puntos de control de las subcuencas a lo largo del tramo correspondiente del sistema de alcantarillado pluvial. Además, la velocidad del flujo es sensible a las variaciones de las pendientes de las tuberías.

De igual manera, se muestra el dimensionamiento (diámetro interno) de las tuberías correspondientes a los 5 tramos del sistema de alcantarillado pluvial en función del caudal máximo acumulado, caudal máximo permisible para una relación del tirante hidráulico y diámetro interno de 75%. Asimismo, se muestra la velocidad del flujo en relación a la pendiente propuesta de la tubería. De tal manera, se verifica que la velocidad del flujo en las tuberías cumple con la velocidad máxima y mínima, según las condiciones específicas del cartel.

Por otro lado, la modelación hidrológica e hidráulica simulada por el software EPA SWMM 5.2 permite contrastar los resultados obtenidos por el Método Racional y la Formulación de Manning con los resultados obtenidos sobre los principios de Conservación de la Masa y Conservación de la

Cantidad de Movimiento que utiliza el software en sus algoritmos.

La metodología empleada por el software simula de una manera más precisa y exacta la realidad hidrológica e hidráulica del sistema de alcantarillado pluvial. La estimación de los caudales máximos instantáneos de las subcuencas urbanas se obtiene mediante una simulación continua de la precipitación, en lugar de una tormenta de diseño obtenida por relaciones de las curvas de intensidad, duración y frecuencia. De igual manera, el software considera un régimen de flujo de onda dinámica, en lugar del régimen de flujo uniforme y permanente.

El software EPA SWMM 5.2 considera las pérdidas de velocidad por caída de energía en los pozos de registro verticales. Las líneas de energía del flujo varían a lo largo de las alcantarillas, dando como resultado variaciones de caudal y velocidad a través del tiempo.

“Las tormentas de diseño representan eventos aislados que reproducen algunas de las características de las lluvias observadas, se obtienen con diferentes procedimientos basados en un resumen de las propiedades de las lluvias en el lugar que habitualmente se presentan como relaciones entre la Intensidad, Duración y Frecuencia, conocidas como IDF. Mientras que la simulación continua del software utiliza un registro completo y amplio de precipitaciones detalladas para estimar la respuesta de la cuenca y generar a su vez un registro continuo de variables de diseño de interés”. (Aranda, 2009)

Según el Manual de usuario de EPA SWMM, el régimen de flujo uniforme representa el tipo de modelo de flujo más simple posible al asumir que dentro de cada intervalo de tiempo computacional el flujo es uniforme y permanente. Por lo tanto, simplemente traduce los hidrogramas de entrada en el extremo de aguas arriba del conducto (tubería) al extremo de aguas abajo, sin demora o cambio de forma. La ecuación de flujo normal se usa para relacionar el caudal con el área de flujo. Este tipo de modelo de flujo no puede explicar el almacenamiento de canales, los efectos de remanso, las pérdidas de entrada/salida, la inversión de flujo y el flujo presurizado. Este modelo de flujo es insensible al paso de tiempo empleado y en realidad solo es apropiado para el análisis preliminar mediante simulaciones continuas a largo plazo.

Por otro lado, el régimen de flujo de onda dinámica resuelve las ecuaciones de flujo de Saint

Venant y por lo tanto produce los resultados más precisos teóricamente. Estas ecuaciones consisten en las ecuaciones de continuidad e impulso para los conductos (tuberías) y una ecuación de continuidad del volumen en los nodos (pozos de registro). Bajo este régimen de flujo, es posible representar el flujo presurizado cuando un conducto cerrado se llena, de modo que los flujos pueden exceder el valor de flujo normal completo. La inundación ocurre cuando la profundidad del agua en un nodo excede la profundidad máxima disponible, y el exceso de flujo se pierde del sistema o puede acumularse encima del nodo y reingresar al sistema de drenaje.

El régimen de flujo de onda dinámica puede representar el almacenamiento de canales, aguas estancadas, pérdidas de entrada/salida, inversión de flujo y flujo presurizado. Debido a que combina la solución tanto para los niveles de agua en los nodos como para el flujo en los conductos, se puede aplicar a cualquier disposición de red general, incluso aquellas que contienen derivaciones y bucles múltiples aguas abajo. Es el método de elección para los sistemas sometidos a importantes efectos de remanso debido a las restricciones de flujo aguas abajo y a la regulación del flujo a través de presas y orificios. Esta generalidad tiene el precio de tener que usar pasos de tiempo mucho más pequeños, del orden de treinta segundos o menos.

De esta manera, se presenta el caudal máximo acumulado en las diferentes tuberías para un instante dado de la modelación, obtenido de la simulación continua del registro de intensidades de lluvia (serie de precipitación o hietograma de tormenta) que realiza el software. Asimismo, se muestra el dimensionamiento (diámetro interno) de las tuberías correspondientes a los 5 tramos del sistema de alcantarillado pluvial, como también la velocidad máxima del flujo en un instante dado en relación a la pendiente propuesta de la tubería.

Diseño de Pavimentos

El diseño de pavimentos es un procedimiento complejo que requiere una serie de estudios preliminares como la determinación del tránsito promedio diario (TPD) y la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo mediante el ensayo CBR.

Para obtener el tránsito promedio diario (TPD) se requiere realizar conteos vehiculares a lo largo de las Rutas No. 3 y 106. Según el análisis funcional los aforos se realizan en las intersecciones primarias dado a que son los puntos de mayor afluencia vehicular. De tal manera, la fuente para determinar el TPD de las secciones principales a partir de los aforos en las intersecciones primarias, se muestra a continuación:

Sección	Fuente de Aforos
SEC-1	Primaria 1 (Noroeste)
SEC-2	Promedio Primaria 1 (Sur) y Primaria 2 (Oeste)
SEC-3	Promedio Primaria 2 (Este) y Primaria 3 (Oeste)
SEC-4	Primaria 3 (Este)
SEC-5	Promedio Primaria 3 (Norte) y Primaria 4 (Suroeste)
SEC-6	Primaria 4 (Sureste)
SEC-7	Primaria 1 (Norte)

TABLA 1. Fuente de aforos en intersecciones primarias para determinar el TPD de las secciones principales.

Consecuentemente se analiza la distribución del TPD en vehículos livianos, buses, carga liviana (CL), camiones de dos ejes (C2), camiones de tres ejes (C3) y camiones de cuatro ejes tándem o más (T3-S2), con el objetivo de obtener los ejes equivalentes diarios (EEQ/día) como el producto del factor camión y el TPD correspondiente. Los ejes equivalentes para el carril de diseño (EEQ/Carril de Diseño) se obtienen por medio de los ejes equivalentes anuales (EEQ/Anual) y los factores de ajuste de crecimiento anual, distribución direccional y carril.

El factor de crecimiento anual se determina a partir de la tasa de crecimiento anual de 1.1% y el periodo de diseño del pavimento de 15 años. El factor de distribución direccional corresponde al 50% debido a que se parte de la premisa que el flujo vehicular es equivalente en ambas direcciones. El factor carril corresponde al 90% dado a que el número de carriles por sentido es de 2.

Así se presenta la distribución vehicular del TPD en conjunto del TPD global para las diferentes secciones de las Rutas No. 3 y 106. Asimismo se muestran los ejes equivalentes para el carril de diseño (EEQ/Carril de Diseño) en las 7 secciones principales.

Por otra parte, el ensayo CBR permite determinar el módulo de rigidez de las capas del paquete estructural del pavimento por medio de correlaciones de las propiedades mecánicas del suelo. Los nomogramas de correlaciones entre el CBR y el módulo de rigidez son propios para cada capa del paquete estructural, es decir para la subrasante, subbase y base.

El Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil de Joseph Bowles describe las calificaciones típicas basadas en el valor del CBR. De tal manera, establece que un CBR de 0-3 corresponde a suelo muy pobre para uso de subrasante, de 3-7 corresponde a suelo pobre a regular para uso de subrasante, de 7-20 corresponde a suelo regular para uso de subbase y de 20-50 corresponde a suelo bueno para uso de base. Asimismo, las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Carreteras y Puentes (CR-2010) establece un CBR mínimo de 30 para subbases y un CBR mínimo de 80 para bases.

Igualmente se muestran los valores de CBR para las diferentes capas del paquete estructural existentes determinados por medio de las calicatas. Además, se presentan los espesores de capa del pavimento existente. Así se comprueba que las capas existentes del pavimento no cumplen con la resistencia al esfuerzo cortante producto de las cargas vehiculares. Los valores de CBR son inferiores a los valores mínimos establecidos por la reglamentación del CR-2010.

Asimismo, la revisión del pavimento flexible existente por medio de los Criterios Mecánico Empíricos demuestra que los valores de CBR y los espesores de capa no son capaces de resistir a la falla por deformación plástica de la subrasante y agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica. El número de repeticiones de carga para determinar la falla de la subrasante y la carpeta asfáltica, obtenido de los modelos de la Shell, Instituto de Asfalto y Ministerio de Obras Públicas y Transportes, demuestra que la carpeta asfáltica posee rigidez necesaria para evitar el agrietamiento por fatiga; sin embargo la subrasante no posee rigidez necesaria para evitar

la deformación plástica. Lo anterior se evidencia al verificar que las repeticiones de carga son menores a la cantidad de ejes equivalentes para el carril de diseño (EEQ/Carril de Diseño).

Por ello es necesario realizar un rediseño del pavimento existente de 2 carriles bajo la indicación de conservar la rasante existente; y además un diseño de las gavetas correspondientes a la ampliación a 4 carriles de las Rutas No. 3 y 106. Para el rediseño del pavimento existente y el diseño de las gavetas correspondientes a la ampliación se propone un pavimento flexible y otro semirrígido.

Los nuevos paquetes estructurales del rediseño del pavimento existente son dimensionados por la metodología de diseño de Criterios Mecanístico Empíricos, verificando que las repeticiones de carga para determinar la falla de la subrasante y la carpeta asfáltica sean mayores a la cantidad de ejes equivalentes para el carril de diseño (EEQ/Carril de Diseño).

De esta manera, se muestran los espesores de capa y los módulos de rigidez (M_R) requeridos por el rediseño de un pavimento flexible y otro semirrígido, donde se evidencia una reducción significativa de espesores al utilizar una base estabilizada del tipo BE-25 en lugar de una base granular. Esto se debe al aumento de rigidez que proporciona una base estabilizada con cemento al pavimento.

Al mismo tiempo, los nuevos paquetes estructurales del diseño de las gavetas son dimensionados preliminarmente por la metodología de diseño AASHTO 1993 y dimensionados formalmente por la metodología de diseño de criterios mecanístico empíricos.

Igualmente, se presentan los módulos de rigidez (M_R), los coeficientes estructurales (a_i) y los coeficientes de drenaje (m_i) para obtener el número estructural (SN) de las capas subyacentes del pavimento mediante un proceso iterativo. Para ello, se considera un índice de habilidad de servicio inicio (PSI inicial) de 4.2 para pavimento flexible y 4.4 para pavimento semirrígido, y un índice de habilidad de servicio final (PSI final) de 2.5 propio de sistemas arteriales principales y colectores; como también un nivel de confianza de 90% propio de sistemas arteriales principales y colectores, y un desviación estándar en desempeño de 0.45 para pavimento flexible y 0.40 para pavimento semirrígido.

Además se muestran los espesores de capa requeridos por el diseño de ambas metodologías, donde se evidencia que la metodología AASHTO 1993 requiere menores espesores de carpeta asfáltica y mayores espesores de base y subbase en comparación a la metodología de Criterios Mecanístico Empíricos.

Respecto a la revisión del desempeño de los pavimentos, la falla por deformación plástica en la subrasante se determinada mediante la deformación unitaria vertical por compresión en la primera fibra de la subrasante, tanto para pavimentos flexibles como semirrígidos. La falla de agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica se determina mediante la deformación unitaria horizontal por tensión en la última fibra de la carpeta asfáltica, para pavimentos flexibles. Por otra parte, la falla de agrietamiento por fatiga de la base estabilizada con cemento se determina mediante la relación del máximo esfuerzo horizontal por tensión y la resistencia a la flexotracción en la última fibra de la base estabilizada con cemento, para pavimentos semirrígidos.

Conclusiones

A través del desarrollo del proyecto se enlistan las siguientes conclusiones; producto de la interpretación, del análisis de resultados, de la comparación de los resultados con el marco teórico, y con los objetivos del proyecto.

- El diseño geométrico del alineamiento horizontal no cumple con los criterios de diseño establecidos en la reglamentación de Policy on Geometric Design of Highways and Streets of AASHTO y el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras de SIECA, debido a las limitaciones geométricas del derecho de vía existente en el corredor vial y a la escasa posibilidad de expropiar propiedades privadas.
- La curva No. 8 del alineamiento horizontal 1 no cumple con el radio mínimo de curva para la velocidad de diseño de 40 KPH, en su lugar posee un radio de curva circular simple de 25m para una velocidad de 29 KPH.
- Las curvas No. 26, 29 y 30 del alineamiento horizontal 1 no cumplen con el radio mínimo de curva para la velocidad de diseño de 60 KPH, en su lugar poseen un radio de curva circular simple de 15m, 50m y 47m para una velocidad de 20 KPH, 37 KPH y 36 KPH, respectivamente.
- La curva No. 1 del alineamiento horizontal 2 y la curva No. 1 del alineamiento horizontal 3 no cumplen con el radio mínimo de curva para la velocidad de diseño de 60 KPH, en su lugar poseen un radio de curva circular simple de 97m y 80m para una velocidad de 51 KPH y 46 KPH, respectivamente.
- El diseño geométrico del alineamiento vertical no cumple con los criterios de diseño establecidos en la reglamentación de Policy on Geometric Design of Highways and Streets of AASHTO y el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras de SIECA, debido a la indicación de conservar el nivel de rasante existente a lo largo de las Rutas No. 3 y 106.
- Las curvas No. 4 y 5 del alineamiento vertical no cumplen con la longitud mínima de curva vertical, definidas por las distancias de visibilidad y las tasas de curvatura vertical para la velocidad de 40 KPH, en su lugar poseen una longitud de curva vertical de 50m para una velocidad de 28 KPH y 23 KPH, respectivamente.
- Las curvas No. 28, 29 y 30 del alineamiento vertical no cumplen con la longitud mínima de curva vertical, definidas por las distancias de visibilidad y las tasas de curvatura vertical para la velocidad de 60 KPH, en su lugar poseen una longitud de curva vertical de 60m para una velocidad de 51 KPH, 43 KPH y 26 KPH, respectivamente.
- El diseño de drenajes pluviales mediante la modelación del software EPA SWMM 5.2 analiza con mayor aproximación la realidad hidrológica e hidráulica de las subcuencas urbanas, en comparación al Método Racional y la Formulación de Manning. Respecto a la sección hidrológica, el software realiza una modelación continua de la precipitación que estima con mayor precisión los caudales máximos instantáneos; respecto a la sección hidráulica, el software considera un estado de flujo de onda dinámica que simula la realidad variable del flujo en la distancia y el tiempo dentro de una tubería.
- Los caudales máximos instantáneos y las velocidades del flujo varían significativamente en el tiempo. Los valores máximos de ambas variables se registran después de transcurrido un lapso de tiempo igual al tiempo concentración. Para el tramo 1 corresponde a 20 minutos, para el tramo 2 corresponde a 30 min, para el tramo 3 corresponde a 60 min, para el tramo 3' corresponde a 50 min, para el tramo 4 corresponde a 60 min, para el tramo 4' corresponde a 20 min y para el tramo 5 corresponde a 20 min.

- El dimensionamiento del sistema de alcantarillado pluvial por medio del Método Racional y la Formulación de Manning es más conservador que por la metodología empleada por el software EPA SWMM 5.2. Lo anterior debido a que no considera el efecto de infiltración y almacenamiento del suelo, las condiciones previas de humedad, las pérdidas de velocidad por caída de energía en los pozos de registro verticales y las variaciones de las líneas de energía a lo largo del sistema del alcantarillado pluvial. Los resultados demuestran que el diámetro interno de las tuberías dimensionadas por el Método Racional y la Formulación de Manning es mayor a las dimensionadas por el software EPA SWMM 5.2.
- Los pavimentos flexibles existentes en las Rutas Nacionales No. 3 y 106 no poseen la rigidez necesaria para resistir la falla por deformación plástica de la subrasante y agrietamiento por fatiga de la subrasante, producto de las cargas vehiculares de los ejes equivalentes para el carril de diseño proyectados a 25 años.
- El pavimento semirrígido corresponde a la tipología más factible técnicamente para rediseñar el pavimento existente de 2 carriles. Este requiere menores espesores de capa que el pavimento flexible, lo que lo hace apto para conservar el nivel de rasante existente en las Nacionales No. 3 y 106. Además permite reutilizar el material existente de la subbase, facilitando el proceso constructivo del pavimento, y por lo tanto, requiriendo una menor intervención del flujo de tránsito.
- El pavimento flexible y el pavimento semirrígido son factibles técnicamente para el diseño de las gavetas correspondientes a la ampliación a 4 carriles, debido a que ambas tipologías proporcionan la rigidez necesaria para resistir la falla por deformación plástica de la subrasante y agrietamiento por fatiga de la subrasante, producto de las cargas vehiculares de los ejes equivalentes para el carril de diseño proyectados a 25 años. De esta manera, lo único que difiere de una tipología a otra son los espesores de capa del paquete estructural.

Recomendaciones

Además de las conclusiones, se derivan las siguientes recomendaciones a partir de interpretaciones adicionales de los resultados y sugerencias de modificaciones para mejorar los procedimientos de diseño de geometría vial, drenajes y pavimentos.

- Colocar la señalización correspondiente en las curvas horizontales y verticales que no cumplen con la velocidad de diseño establecida por las condiciones específicas del cartel, es decir, en las curvas con velocidades de diseño inferiores a 40 KPH y 60 KPH.
- Construir obras disipadoras de energía a la salida de los desfuegos pluviales para evitar la socavación de las estructuras y la erosión en el cauce natural del flujo.
- Obtener los módulos de rigidez representativos de todos los meses del año, en la estación seca y lluviosa, para determinar el daño por humedad y determinar el módulo de rigidez efectivo de la subrasante.
- Realizar reconocimiento geotécnico por medio de calicatas a lo largo de la línea de centro de la carretera para conocer con certeza los espesores del paquete estructural existente, como también el CBR representativo al material que constituye las capas. Por las condiciones específicas del cartel, las calicatas se extrajeron en los extremos de la carretera cada 500 metros, sin embargo no se tiene certeza que la información suministrada sea representativa para toda la sección transversal de la carretera.

Apéndices

El presente capítulo muestra los apéndices del proyecto, donde se muestran materiales preparados por el autor para el diseño geométrico vial, diseño de drenajes y el diseño de pavimentos. En relación al diseño geométrico vial se presentan los datos de transición de peralte y superelevación de las curvas horizontales.

CUADRO 1. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 1, 2, 3, 4, 5 y 6 del alineamiento horizontal 1.

Curvas 1, 2, 3 y 4	Curva No 5	Curva No 6
<p>No se superelevan por diversas razones, entre ellas y la más importante, por razones constructivas. Los comercios ya tienen niveles definidos, si se hacen cambios de nivel quedarían gradas que no serían convenientes para los usuarios de los comercios y de los propios comerciantes. Por esa razón se ha optado por no superelevar la vía en esta zona. La curva No. 5 necesariamente deberá superelevarse por las condiciones de velocidad y radio de dicha curva.</p>	$R_5 =$ 52.93 m	$R_6 =$ 100.00 m
	$T =$ 14.97 m	$T =$ 7.26 m
	$L_c =$ 29.18 m	$L_c =$ 14.49 m
	Ancho carril= 3.30 m	Ancho carril= 3.30 m
	Bombeo = 2.00%	Bombeo = 2.00%
	$e_{\text{máx}} =$ 4.00%	$e_{\text{máx}} =$ 4.00%
	$f_{t \text{ máx}} =$ 0.23	$f_{t \text{ máx}} =$ 0.23
	Velocidad = 42.63	Velocidad = 58.59
	$m =$ 0.96%	$m =$ 0.96%
	$L_t =$ 13.75	$L_t =$ 13.75
	$N =$ 6.88	$N =$ 6.88
	Trans 70% recta	Trans 70% recta
	0.70 $L_t =$ 9.63	0.65 $L_t =$ 8.94
	0.30 $L_t =$ 4.13	0.35 $L_t =$ 4.81
	A-A 2+427.92	A-A 2+495.27
	B-B 2+434.80	B-B 2+502.14
	C-C 2+441.67	C-C 2+509.02
Estación PC = 2+444.42	Estación PC = 2+515.56	
E-E 2+448.55	E-E 2+521.31	
Estación PI= 2+459.39	Estación PI= 2+522.82	
E'-E' 2+469.47	E'-E' 2+525.24	
Estación PT = 2+473.60	Estación PT = 2+530.05	
C'-C' 2+481.52	C'-C' 2+532.12	
B'-B' 2+488.39	B'-B' 2+538.99	
A'-A' 2+495.27	A'-A' 2+545.87	

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 2. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 7, 8 y 9 del alineamiento horizontal 1.

Curva No 7	
R ₇ =	196.99 m
T =	9.67 m
Lc =	19.33 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e máx =	4.00%
f _{t máx} =	0.23
Velocidad =	82.24
m =	0.52%
Lt =	25.38
N =	12.69
Trans 70% recta	
0.70 Lt =	17.77
0.30 Lt =	7.62
No se va a super elevar la curva No. 7 pues va en el mismo sentido de la curva No. 8, así que se respetaran los niveles de la curva No. 8 hasta su fin para evitar chocar con la curva No. 6	

Fuente. El Autor.

Curva No 8	
R ₈ =	25.00 m
T =	17.83 m
Lc =	30.97 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e máx =	4.00%
f _{t máx} =	0.23
Velocidad =	29.30
m =	1.28%
Lt =	10.31
N =	5.16
Trans 70% recta	
0.70 Lt =	7.22
0.30 Lt =	3.09
A-A	2+548.34
B-B	2+553.49
C-C	2+558.65
Estación PC =	2+560.71
E-E	2+563.80
Estación PI=	2+578.54
E'-E'	2+588.59
Estación PT =	2+591.69
C'-C'	2+593.75
B'-B'	2+598.90
A'-A'	2+604.06

Curva No 9	
R ₉ =	150.00 m
T =	16.31 m
Lc =	32.49 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e máx =	4.00%
f _{t máx} =	0.23
Velocidad =	71.76
m =	0.64%
Lt =	20.63
N =	10.31
Trans 70% recta	
0.70 Lt =	14.44
0.30 Lt =	6.19
No se va a super elevar la curva No. 9 pues va en el mismo sentido de la curva No. 8, así que se respetaran los niveles de la curva No. 8 hasta su fin para evitar chocar con la curva No. 10	

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 3. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 10, 11 y 12 del alineamiento horizontal 1.

Curva No 10	
R ₁₀ =	300.00 m
T =	10.39 m
Lc =	20.76 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.23
Velocidad =	101.48
m =	0.48%
Lt =	27.50
N =	13.75
Trans 70% recta	
0.70 Lt =	19.25
0.30 Lt =	8.25
A-A	2+626.29
B-B	2+640.04
C-C	2+653.79
Estación PC =	2+659.29
E-E	2+667.54
Estación PI=	2+669.68
E'-E'	2+671.81
Estación PT =	2+680.06
C'-C'	2+685.56
B'-B'	2+699.31
A'-A'	2+713.06

Fuente. El Autor.

Curva No 11	
R ₁₁ =	99.99 m
T =	10.33 m
Lc =	20.59 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.23
Velocidad =	58.59
m =	0.70%
Lt =	18.97
N =	9.48
Trans 70% recta	
0.70 Lt =	13.28
0.30 Lt =	5.69
A-A	2+704.37
B-B	2+713.85
C-C	2+723.34
Estación PC =	2+727.13
E-E	2+732.82
Estación PI=	2+737.46
E'-E'	2+742.03
Estación PT =	2+747.72
C'-C'	2+759.95
B'-B'	2+769.44
A'-A'	2+778.92

Curva No 12	
R ₁₂ =	53.30 m
T =	5.89 m
Lc =	11.73 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.23
Velocidad =	42.78
m =	0.96%
Lt =	13.75
N =	6.88
Trans 77% recta	
0.77Lt =	9.63
0.23 Lt =	5.84
A-A	2+778.92
B-B	2+785.80
C-C	2+792.67
Estación PC =	2+800.20
E-E	2+806.09
Estación PI=	2+806.09
E'-E'	2+806.09
Estación PT =	2+811.93
C'-C'	2+814.68
B'-B'	2+821.56
A'-A'	2+828.43

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 4. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 13, 14 y 15 del alineamiento horizontal 1.

Curva No 13	
R ₁₃ =	66.60 m
T =	25.98 m
Lc =	49.54 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.23
Velocidad =	47.82
m =	0.77%
Lt =	17.14
N =	8.57
Trans 70% recta	
0.70 Lt =	12.00
0.30 Lt =	5.14
A-A	2+940.60
B-B	2+949.17
C-C	2+957.74
Estación PC =	2+961.17
E-E	2+966.31
Estación PI=	2+987.14
E'-E'	3+005.57
Estación PT =	3+010.71
C'-C'	3+014.14
B'-B'	3+022.71
A'-A'	3+031.28

Fuente. El Autor.

Curva No 14	
R ₁₄ =	2000.00 m
T =	5.64 m
Lc =	11.27 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	231.09
m =	0.40%
Lt =	33.00
N =	16.50
Trans 88% recta	
0.70 Lt =	23.10
0.30 Lt =	9.90
A-A	3+112.33
B-B	3+126.60
C-C	3+140.87
Estación PC =	3+174.45
E-E	3+180.09
Estación PI=	3+180.09
E'-E'	3+180.09
Estación PT =	3+185.73
C'-C'	3+219.31
B'-B'	3+233.58
A'-A'	3+247.85

Curva No 15	
R ₁₅ =	129.99 m
T =	45.65 m
Lc =	87.81 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	58.91
m =	0.64%
Lt =	20.63
N =	10.31
Trans 77% recta	
0.7 Lt =	14.44
0.3 Lt =	6.19
A-A	3+247.85
B-B	3+258.16
C-C	3+268.48
Estación PC =	3+276.44
E-E	3+278.79
Estación PI=	3+322.09
E'-E'	3+341.27
Estación PT =	3+364.25
C'-C'	3+351.59
B'-B'	3+361.90
A'-A'	3+372.21

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 5. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 16, 17 y 18 del alineamiento horizontal 1.

Curva No 16		Curva No 17		Curva No 18	
R ₁₆ =	1000.00 m	R ₁₇ =	2000.00 m	R ₁₈ =	2000.00 m
T =	4.92 m	T =	3.46 m	T =	20.76 m
Lc =	9.84 m	Lc =	6.91 m	Lc =	41.51 m
Ancho carril=	3.30 m	Ancho carril=	3.30 m	Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%	Bombeo =	2.00%	Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%	e _{máx} =	4.00%	e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17	f _{t máx} =	0.17	f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	163.41	Velocidad =	231.09	Velocidad =	231.09
m =	0.40%	m =	0.40%	m =	0.40%
Lt =	33.00	Lt =	33.00	Lt =	33.00
N =	16.50	N =	16.50	N =	16.50
Trans 88.5% recta		Trans 90% en recta		Trans 70% recta	
0.885 Lt =	29.21	0.90 Lt =	26.40	0.70 Lt =	23.10
0.115 Lt =	3.80	0.10 Lt =	3.30	0.30 Lt =	9.90
A-A	3+707.26	A-A	3+799.38	A-A	4+052.92
B-B	3+723.76	B-B	3+813.65	B-B	4+069.42
C-C	3+740.26	C-C	3+827.92	C-C	4+085.92
Estación PC =	3+686.97	Estación PC =	3+863.84	Estación PC =	4+092.52
E-E	3+690.76	E-E	3+867.14	E-E	4+102.42
Estación PI=	3+691.89	Estación PI=	3+867.30	Estación PI=	4+113.28
E'-E'	3+693.01	E'-E'	3+867.45	E'-E'	4+124.13
Estación PT =	3+696.81	Estación PT =	3+870.75	Estación PT =	4+134.03
C'-C'	3+709.51	C'-C'	3+883.95	C'-C'	4+140.63
B'-B'	3+726.01	B'-B'	3+900.45	B'-B'	4+157.13
A'-A'	3+742.51	A'-A'	3+916.95	A'-A'	4+173.63

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 6. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 19, 20 y 21 del alineamiento horizontal 1.

Curva No 19	
R ₁₉ =	1000.00 m
T =	15.11 m
Lc =	30.21 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	163.41
m =	0.40%
Lt =	33.00
N =	16.50
Trans 70% recta	
0.70 Lt =	23.10
0.30 Lt =	9.90
A-A	4+334.34
B-B	4+350.84
C-C	4+367.34
Estación PC =	4+307.94
E-E	4+317.84
Estación PI=	4+323.05
E'-E'	4+328.25
Estación PT =	4+338.15
C'-C'	4+344.75
B'-B'	4+361.25
A'-A'	4+377.75

Fuente. El Autor.

Curva No 20	
R ₂₀ =	600.00 m
T =	8.85 m
Lc =	17.69 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	126.57
m =	0.40%
Lt =	33.00
N =	16.50
Trans 83% en recta	
0.83 Lt =	27.39
0.17 Lt =	5.61
A-A	4+576.04
B-B	4+592.54
C-C	4+609.04
Estación PC =	4+619.93
E-E	4+625.54
Estación PI=	4+628.78
E'-E'	4+629.22
Estación PT =	4+637.62
C'-C'	4+650.02
B'-B'	4+666.52
A'-A'	4+683.02

Curva No 21	
R ₂₁ =	2000.00 m
T =	6.63 m
Lc =	13.25 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	231.09
m =	0.40%
Lt =	33.00
N =	16.50
Trans 70% recta	
0.70 Lt =	23.10
0.30 Lt =	9.90
A-A	4+683.02
B-B	4+695.46
C-C	4+707.90
Estación PC =	4+710.43
E-E	4+720.33
Estación PI=	4+717.06
E'-E'	4+713.78
Estación PT =	4+723.68
C'-C'	4+730.28
B'-B'	4+746.78
A'-A'	4+763.28

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 7. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 22, 23 y 24 del alineamiento horizontal 1.

Curva No 22		Curva No 23		Curva No 24	
R ₂₂ =	2000.00 m	R ₂₃ =	700.00 m	R ₂₄ =	200.00 m
T =	10.69 m	T =	107.94 m	T =	4.40 m
Lc =	21.38 m	Lc =	214.20 m	Lc =	8.81 m
Ancho carril=	3.30 m	Ancho carril=	3.30 m	Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%	Bombeo =	2.00%	Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%	e _{máx} =	4.00%	e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17	f _{t máx} =	0.17	f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	231.09	Velocidad =	136.72	Velocidad =	73.08
m =	0.40%	m =	0.40%	m =	0.55%
Lt =	33.00	Lt =	33.00	Lt =	24.00
N =	16.50	N =	16.50	N =	12.00
Trans 70% recta		Trans 70% en recta		Trans 70% recta	
0.70 Lt =	23.10	0.70 Lt =	23.10	0.70 Lt =	16.80
0.30 Lt =	9.90	0.30 Lt =	9.90	0.30 Lt =	7.20
A-A	4+804.09	A-A		A-A	5+298.46
B-B	4+820.59	B-B		B-B	5+310.46
C-C	4+837.09	C-C		C-C	5+322.46
Estación PC =	4+843.69	Estación PC =	4+911.17	Estación PC =	5+327.26
E-E	4+853.59	E-E		E-E	5+334.46
Estación PI=	4+854.38	Estación PI=	5+019.11	Estación PI=	5+331.66
E'-E'		E'-E'	5+115.47	E'-E'	5+328.87
Estación PT =	4+865.07	Estación PT =	5+125.37	Estación PT =	5+336.07
C'-C'		C'-C'	5+131.97	C'-C'	5+340.87
B'-B'		B'-B'	5+148.47	B'-B'	5+352.87
A'-A'		A'-A'	5+164.97	A'-A'	5+364.87

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 8. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 25, 26 y 27 del alineamiento horizontal 1.

Curva No 25		Curva No 26		Curva No 27	
R ₂₅ =	200.00 m	R ₂₆ =	15.00 m	R ₂₇ =	300.00 m
T =	17.96 m	T =	12.10 m	T =	6.51 m
Lc =	35.82 m	Lc =	20.36 m	Lc =	13.02 m
Ancho carril=	3.30 m	Ancho carril=	3.30 m	Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%	Bombeo =	2.00%	Bombeo =	2.00%
e máx =	4.00%	e máx =	4.00%	e máx =	4.00%
f _{t máx} =	0.17	f _{t máx} =	0.17	f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	73.08	Velocidad =	20.01	Velocidad =	89.50
m =	0.55%	m =	1.28%	m =	0.50%
Lt =	24.00	Lt =	10.31	Lt =	26.40
N =	12.00	N =	5.16	N =	13.20
Trans 70% recta		Trans 70% en recta		Trans 70% recta	
0.70 Lt =	16.80	0.70 Lt =	7.22	0.70 Lt =	18.48
0.30 Lt =	7.20	0.30 Lt =	3.09	0.30 Lt =	7.92
A-A	5+358.34	A-A	5+448.49	A-A	5+538.50
B-B	5+370.34	B-B	5+453.64	B-B	5+551.70
C-C	5+382.34	C-C	5+458.80	C-C	5+564.90
Estación PC =	5+387.14	Estación PC =	5+460.86	Estación PC =	5+570.18
E-E	5+394.34	E-E	5+463.95	E-E	5+578.10
Estación PI=	5+405.10	Estación PI=	5+472.96	Estación PI=	5+576.69
E'-E'	5+415.76	E'-E'	5+478.13	E'-E'	5+575.28
Estación PT =	5+422.96	Estación PT =	5+481.22	Estación PT =	5+583.20
C'-C'	5+427.76	C'-C'	5+483.28	C'-C'	5+588.48
B'-B'	5+439.76	B'-B'	5+488.44	B'-B'	5+601.68
A'-A'	5+451.76	A'-A'	5+493.60	A'-A'	5+598.38

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 9. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 28, 29 y 30 del alineamiento horizontal 1.

Curva No 28	
R ₂₅ =	500.00 m
T =	5.13 m
Lc =	10.26 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	115.55
m =	0.45%
Lt =	29.33
N =	14.67
Trans 70% recta	
0.70 Lt =	20.53
0.30 Lt =	8.80
A-A	5+598.38
B-B	5+605.98
C-C	5+613.58
Estación PC =	5+616.06
E-E	5+621.18
Estación PI=	5+621.19
E'-E'	5+617.52
Estación PT =	5+626.32
C'-C'	5+632.19
B'-B'	5+646.85
A'-A'	5+661.52

Fuente. El Autor.

Curva No 29	
R ₂₉ =	50.00 m
T =	5.25 m
Lc =	10.46 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	36.54
m =	0.96%
Lt =	13.75
N =	6.88
Trans 70% en recta	
0.70 Lt =	9.63
0.30 Lt =	4.13
A-A	5+749.65
B-B	5+756.53
C-C	5+763.40
Estación PC =	5+766.15
E-E	5+770.28
Estación PI=	5+771.40
E'-E'	
Estación PT =	5+776.61
C'-C'	
B'-B'	
A'-A'	

Curva No 30	
R ₃₀ =	47.39 m
T =	25.52 m
Lc =	46.82 m
Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	35.57
m =	1.28%
Lt =	10.31
N =	5.16
Trans 70% recta	
0.70 Lt =	7.22
0.30 Lt =	3.09
A-A	
B-B	
C-C	
Estación PC =	5+776.62
E-E	
Estación PI=	5+802.14
E'-E'	5+820.35
Estación PT =	5+823.44
C'-C'	5+825.50
B'-B'	5+830.66
A'-A'	5+835.82

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 10. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 28, 29 y 30 del alineamiento horizontal 1.

Curva No 31	
R ₃₁ =	2000.00 m
T =	7.95 m
Lc =	15.90 m
Ancho carril =	3.30 m
Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	231.09
m =	0.55%
Lt =	24.00
N =	12.00
Trans 70% recta	
0.70 Lt =	16.80
0.30 Lt =	7.20
A-A	5+937.04
B-B	5+949.04
C-C	5+961.04
Estación PC =	5+965.84
E-E	5+973.04
Estación PI =	5+973.79
E'-E'	5+974.54
Estación PT =	5+981.74
C'-C'	5+986.54
B'-B'	5+998.54
A'-A'	6+010.54

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 11. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 1, 2 y 3 del alineamiento horizontal 2.

Curva No 1		Curva No 2		Curva No 3	
R ₁ =	97.46 m	R ₂ =	1000.00 m	R ₃ =	200.00 m
T =	23.35 m	T =	5.51 m	T =	1.31 m
Lc =	45.84 m	Lc =	11.02 m	Lc =	2.62 m
Ancho carril=	3.30 m	Ancho carril=	3.30 m	Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%	Bombeo =	2.00%	Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%	e _{máx} =	4.00%	e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17	f _{t máx} =	0.17	f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	51.01	Velocidad =	163.41	Velocidad =	73.08
m =	0.77%	m =	0.96%	m =	0.55%
Lt =	17.14	Lt =	13.75	Lt =	37.53
N =	8.57	N =	6.88	N =	9.38
Trans 70% recta		Trans 70% recta		Trans 70% recta	
0.70 Lt =	12.00	0.70 Lt =	9.63	0.97 Lt =	36.22
0.30 Lt =	5.14	0.30 Lt =	4.13	0.03 Lt =	1.31
A-A	-0+020.28	A-A	0+154.91	A-A	0+187.66
B-B	-0+011.71	B-B	0+161.79	B-B	0+194.30
C-C	-0+003.14	C-C	0+168.66	C-C	0+200.94
Estación PC =	0+000.29	Estación PC =	0+171.41	Estación PC =	0+219.57
E-E	0+005.43	E-E	0+175.54	E-E	0+220.88
Estación PI=	0+023.64	Estación PI=	0+176.92	Estación PI=	0+220.88
E'-E'	0+040.99	E'-E'	0+176.92	E'-E'	0+220.88
Estación PT =	0+046.13	Estación PT =	0+182.43	Estación PT =	0+222.19
C'-C'	0+049.56	C'-C'	0+183.36	C'-C'	0+224.97
B'-B'	0+058.13	B'-B'	0+185.51	B'-B'	0+226.33
A'-A'	0+066.70	A'-A'	0+187.66	A'-A'	0+227.69

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 11. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 4 y 5 del alineamiento horizontal 2.

Curva No 4		Curva No 5	
R ₄ =	200.00 m	R ₂ =	196.35 m
T =	5.64 m	T =	9.87 m
Lc =	11.28 m	Lc =	19.73 m
Ancho carril =	3.30 m	Ancho carril =	3.30 m
Bombeo =	2.00%	Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%	e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17	f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	73.08	Velocidad =	72.41
m =	0.55%	m =	0.96%
Lt =	24.00	Lt =	13.75
N =	12.00	N =	6.88
Trans 70% recta		Trans 70% recta	
0.70 Lt =	16.80	0.70 Lt =	9.63
0.30 Lt =	7.20	0.30 Lt =	4.13
A-A	0+227.69	A-A	0+272.36
B-B	0+233.57	B-B	0+277.76
C-C	0+239.45	C-C	0+283.16
Estación PC =	0+251.45	Estación PC =	0+289.47
E-E	0+257.09	E-E	0+299.34
Estación PI =	0+257.09	Estación PI =	0+299.34
E'-E'	0+257.09	E'-E'	0+305.08
Estación PT =	0+262.73	Estación PT =	0+309.20
C'-C'	0+266.26	C'-C'	0+311.95
B'-B'	0+269.31	B'-B'	0+318.83
A'-A'	0+272.36	A'-A'	0+328.11

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

CUADRO 12. Transición de Peralte y Superelevación de Curvas No. 1, 2 y 3 del alineamiento horizontal 3.

Curva No 1		Curva No 2		Curva No 3	
R ₁ =	80.00 m	R ₂ =	2500.00 m	R ₃ =	1000.00 m
T =	24.59 m	T =	11.80 m	T =	16.39 m
Lc =	47.71 m	Lc =	23.59 m	Lc =	32.78 m
Ancho carril=	3.30 m	Ancho carril=	3.30 m	Ancho carril=	3.30 m
Bombeo =	2.00%	Bombeo =	2.00%	Bombeo =	2.00%
e _{máx} =	4.00%	e _{máx} =	4.00%	e _{máx} =	4.00%
f _{t máx} =	0.17	f _{t máx} =	0.17	f _{t máx} =	0.17
Velocidad =	46.22	Velocidad =	258.37	Velocidad =	163.41
m =	0.77%	m =	0.40%	m =	40.00%
Lt =	17.14	Lt =	33.00	Lt =	37.53
N =	8.57	N =	16.50	N =	9.38
Trans 70% recta		Trans 70% recta		Trans 70% recta	
0.70 Lt =	12.00	0.70 Lt =	23.10	0.70 Lt =	26.27
0.30 Lt =	5.14	0.30 Lt =	9.90	0.30 Lt =	11.26
A-A	-0+020.57	A-A	0+121.37	A-A	0+385.36
B-B	-0+012.00	B-B	0+137.87	B-B	0+394.74
C-C	-0+003.43	C-C	0+154.37	C-C	0+404.12
Estación PC =	0+000.00	Estación PC =	0+160.97	Estación PC =	0+421.01
E-E	0+005.14	E-E	0+170.87	E-E	0+432.27
Estación PI=	0+024.59	Estación PI=	0+172.77	Estación PI=	0+437.40
E'-E'	0+042.57	E'-E'	0+176.92	E'-E'	0+442.53
Estación PT =	0+047.71	Estación PT =	0+184.56	Estación PT =	0+453.79
C'-C'	0+051.14	C'-C'	0+183.36	C'-C'	0+478.70
B'-B'	0+059.71	B'-B'	0+185.51	B'-B'	0+480.06
A'-A'	0+068.28	A'-A'	0+187.66	A'-A'	0+489.44

Fuente. El Autor.

(Obtenido de Microsoft Excel)

Respecto al diseño de drenajes se presentan los resultados del análisis de flujo de onda dinámica, obtenidos mediante el software EPA SWMM 5.2. Así, se muestran los reportes de velocidad y caudal en las tuberías del sistema de alcantarillado pluvial para los diferentes intervalos de tiempo de análisis.

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7
0	00:05:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:10:00	2.91	3.02	4.44	4.93	4.57	3.68	3.80
0	00:15:00	3.05	3.82	4.70	4.86	4.85	4.83	5.05
0	00:20:00	3.05	3.88	4.71	4.85	4.86	4.87	5.09
0	00:25:00	3.04	3.76	4.69	4.69	4.70	4.70	4.91
0	00:30:00	2.32	2.79	3.61	4.06	3.85	3.31	3.65
0	00:35:00	1.64	2.01	2.58	2.92	2.78	2.38	2.62
0	00:40:00	1.31	1.62	2.06	2.35	2.23	1.90	2.10
0	00:45:00	1.10	1.36	1.72	1.97	1.87	1.60	1.76
0	00:50:00	0.96	1.21	1.54	1.77	1.60	1.45	1.54
0	00:55:00	0.85	1.08	1.38	1.55	1.44	1.25	1.36

Figura 1. Velocidad de flujo en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 1.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7
0	00:05:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:10:00	1.06	1.44	2.20	3.07	3.01	2.85	2.88
0	00:15:00	1.27	1.91	2.75	3.82	3.81	3.80	3.97
0	00:20:00	1.24	1.94	2.76	3.81	3.82	3.83	4.00
0	00:25:00	1.20	1.88	2.67	3.69	3.69	3.69	3.86
0	00:30:00	0.33	0.62	0.83	1.11	1.16	1.27	1.34
0	00:35:00	0.11	0.21	0.27	0.37	0.38	0.41	0.42
0	00:40:00	0.05	0.10	0.13	0.18	0.18	0.19	0.20
0	00:45:00	0.03	0.06	0.08	0.11	0.11	0.11	0.12
0	00:50:00	0.02	0.04	0.05	0.07	0.07	0.08	0.07
0	00:55:00	0.01	0.03	0.03	0.05	0.05	0.05	0.05

Figura 2. Caudal en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 1.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7	Link Tuberi8
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	1.07	2.11	3.10	3.48	4.10	3.34	3.20	4.17
0	00:30:00	1.26	2.45	3.56	3.97	4.71	3.83	3.57	4.75
0	00:40:00	1.32	2.57	3.72	4.12	4.91	3.98	3.65	4.92
0	00:50:00	0.96	1.94	2.87	3.23	3.65	3.02	2.82	3.67

Days	Hours	Link Tuberi9	Link Tuberi10	Link Tuberi11	Link Tuberi12	Link Tuberi13	Link Tuberi14	Link Tuberi15
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	3.97	4.03	2.73	3.64	4.06	3.11	4.38
0	00:30:00	4.53	4.52	3.16	3.96	4.52	3.49	4.98
0	00:40:00	4.69	4.63	3.60	3.98	4.59	3.97	5.12
0	00:50:00	3.53	3.50	2.45	3.19	3.56	2.80	3.75

Figura 3. Velocidad de flujo en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 2.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7	Link Tuberi8
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	0.12	0.31	0.61	0.77	1.04	1.02	1.29	1.27
0	00:30:00	0.21	0.53	1.03	1.31	1.72	1.71	2.07	2.07
0	00:40:00	0.24	0.64	1.24	1.57	2.02	2.01	2.40	2.39
0	00:50:00	0.08	0.22	0.44	0.55	0.66	0.67	0.75	0.76

Days	Hours	Link Tuberi9	Link Tuberi10	Link Tuberi11	Link Tuberi12	Link Tuberi13	Link Tuberi14	Link Tuberi15
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	1.25	1.54	1.50	1.71	1.68	1.64	1.98
0	00:30:00	2.06	2.45	2.42	2.70	2.69	2.70	3.19
0	00:40:00	2.39	2.79	2.79	3.09	3.09	3.09	3.61
0	00:50:00	0.78	0.85	0.88	0.94	0.96	0.98	1.09

Figura 4. Caudal en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 2.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	1.72	2.98	3.33	3.09	3.24	3.40	2.74
0	00:30:00	1.69	3.02	3.40	3.19	3.36	3.61	2.94
0	00:40:00	1.67	2.98	3.38	3.18	3.35	3.65	3.01
0	00:50:00	1.65	2.95	3.36	3.17	3.34	3.66	3.10
0	01:00:00	1.64	2.93	3.34	3.15	3.33	3.65	3.11
0	01:10:00	0.90	1.83	2.17	2.13	2.29	2.64	2.35
0	01:20:00	0.63	1.29	1.57	1.53	1.65	2.05	1.88
0	01:30:00	0.50	1.02	1.24	1.20	1.28	1.70	1.58
0	01:40:00	0.41	0.85	1.02	0.97	1.03	1.44	1.35
0	01:50:00	0.37	0.73	0.85	0.81	0.85	1.23	1.17
0	02:00:00	0.32	0.66	0.73	0.69	0.73	1.08	1.03

Days	Hours	Link Tuberi8	Link Tuberi9	Link Tuberi10	Link Tuberi11	Link Tuberi12	Link Tuberi13	Link Tuberi14
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	3.29	4.24	4.52	4.26	3.76	4.23	4.62
0	00:30:00	3.35	4.41	4.76	4.23	3.94	4.24	4.62
0	00:40:00	3.49	4.24	4.82	4.43	3.87	4.36	4.81
0	00:50:00	3.64	4.36	4.84	4.58	3.96	4.55	4.99
0	01:00:00	3.70	4.43	4.85	4.63	3.97	4.58	5.02
0	01:10:00	2.90	3.66	3.74	3.65	3.25	3.67	3.98
0	01:20:00	2.36	2.96	2.99	2.94	2.61	2.94	3.18
0	01:30:00	2.00	2.51	2.52	2.48	2.20	2.47	2.67
0	01:40:00	1.73	2.16	2.16	2.14	1.89	2.12	2.29
0	01:50:00	1.51	1.88	1.88	1.87	1.65	1.83	1.97
0	02:00:00	1.34	1.65	1.66	1.66	1.44	1.64	1.72

Figura 5. Velocidad de flujo en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 3.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	0.37	0.73	0.93	1.01	1.10	1.34	1.62
0	00:30:00	0.36	0.75	1.00	1.14	1.30	1.67	2.11
0	00:40:00	0.35	0.71	0.97	1.12	1.29	1.75	2.29
0	00:50:00	0.33	0.68	0.94	1.10	1.26	1.76	2.36
0	01:00:00	0.32	0.66	0.92	1.07	1.23	1.76	2.38
0	01:10:00	0.05	0.12	0.19	0.23	0.28	0.50	0.76
0	01:20:00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.09	0.21	0.34
0	01:30:00	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04	0.11	0.19
0	01:40:00	0.00	0.01	0.02	0.02	0.02	0.06	0.11
0	01:50:00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	0.07
0	02:00:00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.03	0.05

Days	Hours	Link Tuberi8	Link Tuberi9	Link Tuberi10	Link Tuberi11	Link Tuberi12	Link Tuberi13	Link Tuberi14
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	1.82	2.28	3.08	3.68	3.82	4.62	5.07
0	00:30:00	2.44	2.98	3.88	4.62	4.90	5.92	6.58
0	00:40:00	2.70	3.27	4.17	4.97	5.28	6.36	7.04
0	00:50:00	2.82	3.41	4.28	5.15	5.52	6.63	7.32
0	01:00:00	2.87	3.48	4.33	5.20	5.57	6.69	7.36
0	01:10:00	0.99	1.18	1.40	1.72	1.90	2.24	2.42
0	01:20:00	0.47	0.56	0.64	0.80	0.88	1.02	1.09
0	01:30:00	0.27	0.31	0.36	0.45	0.49	0.56	0.60
0	01:40:00	0.16	0.19	0.21	0.27	0.30	0.34	0.35
0	01:50:00	0.11	0.12	0.14	0.17	0.19	0.21	0.22
0	02:00:00	0.07	0.08	0.09	0.11	0.13	0.14	0.14

Figura 6. Caudal en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 3.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7	Link Tuberi8
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	1.55	2.42	3.30	3.26	3.45	3.91	2.66	2.81
0	00:30:00	1.50	2.48	3.39	3.37	3.63	4.14	2.88	2.99
0	00:40:00	1.46	2.47	3.41	3.39	3.65	4.21	3.09	3.04
0	00:50:00	1.44	2.46	3.40	3.38	3.65	4.22	3.18	3.09
0	01:00:00	1.43	2.45	3.39	3.37	3.63	4.22	3.20	3.12
0	01:10:00	1.42	2.43	3.38	3.36	3.62	4.22	3.18	3.12
0	01:20:00	0.75	1.58	2.29	2.35	2.46	3.04	2.30	2.49
0	01:30:00	0.51	1.15	1.72	1.76	1.82	2.38	1.84	2.04
0	01:40:00	0.40	0.91	1.38	1.40	1.44	1.97	1.55	1.75
0	01:50:00	0.35	0.74	1.13	1.14	1.15	1.68	1.32	1.52
0	02:00:00	0.32	0.60	0.93	0.93	0.94	1.44	1.15	1.35

Days	Hours	Link Tuberi9	Link Tuberi10	Link Tuberi11	Link Tuberi12	Link Tuberi13	Link Tuberi14	Link Tuberi15	Link Tuberi16
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	3.83	3.16	4.32	4.35	3.49	4.18	4.41	3.76
0	00:30:00	4.13	3.37	4.62	4.60	3.62	4.43	4.69	3.97
0	00:40:00	4.25	3.42	4.75	4.68	3.73	4.52	4.78	4.01
0	00:50:00	4.30	3.41	4.80	4.70	3.82	4.55	4.81	4.12
0	01:00:00	4.32	3.46	4.81	4.71	3.84	4.56	4.81	4.16
0	01:10:00	4.33	3.47	4.82	4.71	3.84	4.56	4.81	4.15
0	01:20:00	3.43	2.86	3.81	3.80	3.00	3.60	3.81	3.38
0	01:30:00	2.82	2.36	3.11	3.10	2.44	2.91	3.07	2.72
0	01:40:00	2.41	2.02	2.65	2.64	2.07	2.46	2.60	2.30
0	01:50:00	2.10	1.77	2.30	2.29	1.79	2.12	2.24	1.98
0	02:00:00	1.85	1.56	2.03	2.00	1.56	1.86	1.95	1.73

Figura 7. Velocidad de flujo en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 3'.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7	Link Tuberi8
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	0.42	0.65	0.99	1.09	1.20	1.40	1.66	1.90
0	00:30:00	0.40	0.70	1.10	1.26	1.42	1.73	2.14	2.51
0	00:40:00	0.38	0.69	1.12	1.29	1.46	1.84	2.36	2.83
0	00:50:00	0.37	0.67	1.10	1.28	1.45	1.87	2.43	2.98
0	01:00:00	0.36	0.66	1.09	1.26	1.42	1.87	2.45	3.04
0	01:10:00	0.35	0.65	1.07	1.24	1.40	1.85	2.44	3.06
0	01:20:00	0.05	0.13	0.24	0.29	0.33	0.54	0.78	1.10
0	01:30:00	0.02	0.04	0.09	0.11	0.12	0.23	0.36	0.55
0	01:40:00	0.01	0.02	0.04	0.05	0.06	0.12	0.20	0.32
0	01:50:00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.03	0.07	0.12	0.20
0	02:00:00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	0.07	0.13

Days	Hours	Link Tuberi9	Link Tuberi10	Link Tuberi11	Link Tuberi12	Link Tuberi13	Link Tuberi14	Link Tuberi15	Link Tuberi16
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	2.14	2.12	2.50	2.95	3.61	3.58	3.82	3.88
0	00:30:00	2.88	2.87	3.30	3.82	4.57	4.54	4.87	5.12
0	00:40:00	3.28	3.27	3.73	4.28	5.07	5.06	5.42	5.71
0	00:50:00	3.48	3.48	3.94	4.50	5.29	5.28	5.64	5.97
0	01:00:00	3.57	3.56	4.02	4.58	5.35	5.35	5.72	6.04
0	01:10:00	3.59	3.59	4.04	4.59	5.35	5.35	5.71	6.03
0	01:20:00	1.34	1.36	1.48	1.64	1.81	1.86	1.99	2.14
0	01:30:00	0.67	0.68	0.73	0.80	0.86	0.89	0.94	1.00
0	01:40:00	0.39	0.40	0.42	0.46	0.49	0.50	0.53	0.56
0	01:50:00	0.25	0.25	0.26	0.28	0.30	0.30	0.32	0.34
0	02:00:00	0.16	0.16	0.17	0.18	0.19	0.19	0.20	0.21

Figura 8. Caudal en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 3'.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	0.85	0.98	1.14	1.20	1.19	1.11	1.14
0	00:30:00	1.13	1.47	1.74	1.88	1.92	1.97	2.04
0	00:40:00	1.21	1.70	2.03	2.22	2.27	2.41	2.39
0	00:50:00	1.26	1.86	2.23	2.45	2.10	2.53	2.90
0	01:00:00	1.29	1.99	2.39	2.18	2.13	3.02	3.52
0	01:10:00	0.85	1.56	1.99	2.66	2.60	3.67	4.26
0	01:20:00	0.99	1.25	1.53	1.67	1.71	1.82	1.80
0	01:30:00	0.71	0.86	1.07	1.17	1.19	1.25	1.21
0	01:40:00	0.56	0.68	0.86	0.93	0.94	0.97	0.92
0	01:50:00	0.46	0.57	0.72	0.78	0.78	0.80	0.76
0	02:00:00	0.40	0.50	0.64	0.69	0.69	0.68	0.65

Days	Hours	Link Tuberi8	Link Tuberi9	Link Tuberi10	Link Tuberi11	Link Tuberi12	Link Tuberi13
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	1.49	1.63	1.38	1.22	1.15	1.05
0	00:30:00	2.54	2.90	2.55	2.33	2.38	2.37
0	00:40:00	3.01	3.36	2.98	2.86	2.99	2.93
0	00:50:00	3.51	3.57	3.31	3.27	3.61	3.39
0	01:00:00	4.10	3.82	3.65	3.64	4.53	3.87
0	01:10:00	4.99	4.64	4.14	4.37	5.47	4.67
0	01:20:00	2.47	2.90	2.62	2.43	2.54	2.53
0	01:30:00	1.82	2.12	1.90	1.75	1.84	1.91
0	01:40:00	1.47	1.70	1.52	1.41	1.48	1.52
0	01:50:00	1.24	1.42	1.26	1.18	1.24	1.27
0	02:00:00	1.06	1.22	1.08	1.02	1.06	1.08

Figura 9. Velocidad de flujo en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 4.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	0.06	0.10	0.17	0.20	0.24	0.28	0.32
0	00:30:00	0.21	0.38	0.68	0.90	1.15	1.55	1.79
0	00:40:00	0.34	0.62	1.14	1.51	1.93	2.68	3.11
0	00:50:00	0.46	0.83	1.53	2.04	2.59	3.64	4.22
0	01:00:00	0.56	1.03	1.89	2.47	3.14	4.45	5.19
0	01:10:00	0.67	1.22	2.26	3.01	3.84	5.41	6.27
0	01:20:00	0.10	0.20	0.40	0.55	0.70	1.09	1.28
0	01:30:00	0.03	0.06	0.12	0.16	0.21	0.34	0.40
0	01:40:00	0.01	0.03	0.05	0.07	0.09	0.16	0.18
0	01:50:00	0.01	0.01	0.03	0.04	0.05	0.09	0.10
0	02:00:00	0.00	0.01	0.02	0.02	0.03	0.05	0.06

Days	Hours	Link Tuberi8	Link Tuberi9	Link Tuberi10	Link Tuberi11	Link Tuberi12	Link Tuberi13
0	00:10:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:20:00	0.32	0.32	0.29	0.26	0.20	0.14
0	00:30:00	1.98	2.14	2.22	2.29	2.27	2.23
0	00:40:00	3.49	3.83	4.06	4.26	4.34	4.37
0	00:50:00	4.83	5.38	5.76	6.09	6.31	6.41
0	01:00:00	6.04	6.74	7.26	7.75	8.12	8.30
0	01:10:00	7.36	8.32	8.95	9.49	9.93	10.21
0	01:20:00	1.65	1.94	2.18	2.42	2.62	2.68
0	01:30:00	0.56	0.66	0.73	0.79	0.89	0.94
0	01:40:00	0.27	0.31	0.34	0.37	0.41	0.44
0	01:50:00	0.15	0.17	0.19	0.20	0.22	0.23
0	02:00:00	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.13

Figura 10. Caudal en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 4.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1"	Link Tuberi2"	Link Tuberi3"	Link Tuberi4"	Link Tuberi5"	Link Tuberi6"	Link Tuberi7"	Link Tuberi8"	Link Tuberi9"
0	00:05:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:10:00	1.25	1.95	1.28	1.37	2.22	3.18	3.81	3.07	2.52
0	00:15:00	1.50	2.30	1.55	1.80	2.80	3.79	4.04	3.52	3.43
0	00:20:00	1.64	2.51	1.71	1.95	2.97	3.88	4.47	3.80	3.75
0	00:25:00	1.73	2.65	1.82	2.07	3.08	3.79	4.84	4.02	4.00
0	00:30:00	1.52	2.35	1.59	1.84	2.84	3.66	4.05	3.13	3.09
0	00:35:00	1.35	2.12	1.43	1.61	2.54	3.18	3.47	2.65	2.49
0	00:40:00	1.24	1.95	1.32	1.47	2.35	2.90	3.13	2.38	2.23

Figura 11. Velocidad de flujo en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 4'.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1"	Link Tuberi2"	Link Tuberi3"	Link Tuberi4"	Link Tuberi5"	Link Tuberi6"	Link Tuberi7"	Link Tuberi8"	Link Tuberi9"
0	00:05:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:10:00	0.06	0.18	0.17	0.34	0.58	1.17	1.88	2.49	1.99
0	00:15:00	0.10	0.31	0.31	0.69	1.17	2.19	3.12	3.86	3.78
0	00:20:00	0.14	0.42	0.42	0.91	1.50	2.60	3.51	4.22	4.16
0	00:25:00	0.16	0.51	0.51	1.08	1.78	2.88	3.80	4.49	4.47
0	00:30:00	0.10	0.32	0.33	0.69	1.14	1.63	1.97	2.17	2.65
0	00:35:00	0.07	0.22	0.23	0.45	0.76	0.98	1.10	1.17	1.23
0	00:40:00	0.05	0.17	0.17	0.34	0.57	0.70	0.76	0.79	0.83

Figura 12. Caudal en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 4'.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7
0	00:05:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:10:00	1.83	2.73	3.92	4.24	4.23	3.81	4.43
0	00:15:00	2.18	3.28	4.31	4.67	4.62	4.23	4.92
0	00:20:00	2.40	3.58	4.43	4.77	4.68	4.27	4.99
0	00:25:00	2.53	3.76	4.50	4.81	4.69	4.29	5.01
0	00:30:00	2.13	3.10	3.47	3.84	3.85	3.47	4.00
0	00:35:00	1.82	2.60	2.74	3.01	2.96	2.61	3.05
0	00:40:00	1.60	2.25	2.33	2.52	2.47	2.17	2.52

Figura 13. Velocidad de flujo en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 5.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

Days	Hours	Link Tuberi1	Link Tuberi2	Link Tuberi3	Link Tuberi4	Link Tuberi5	Link Tuberi6	Link Tuberi7
0	00:05:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	00:10:00	0.10	0.19	0.79	1.45	1.95	2.42	2.47
0	00:15:00	0.18	0.35	1.06	2.03	2.63	3.24	3.44
0	00:20:00	0.25	0.48	1.17	2.21	2.80	3.39	3.65
0	00:25:00	0.31	0.57	1.24	2.28	2.86	3.44	3.73
0	00:30:00	0.16	0.28	0.47	0.88	1.09	1.28	1.41
0	00:35:00	0.10	0.15	0.22	0.39	0.45	0.51	0.56
0	00:40:00	0.06	0.09	0.12	0.22	0.25	0.27	0.30

Figura 14. Caudal en tuberías del sistema de alcantarillado pluvial correspondiente al Tramo 4'.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de EPA SWMM 5.2)

En relación al diseño de pavimentos se presentan los resultados del análisis estructural del pavimento por medio del software 3D Move Analysis 2.1. Así se muestran los esfuerzos y deformaciones, por tensión o compresión en las direcciones ortogonales, del paquete estructural existente; específicamente en los puntos de respuesta definidos en la subrasante y la carpeta asfáltica.

NOTE :
 DISPLACEMENTS : X-DISP, Y-DISP, Z-DISP
 NORMAL STRAINS : EXX, EYY, EZZ SHEAR STRAINS : GXY, GXZ, GYZ
 NORMAL STRESSES : SXX, SYX, SZZ SHEAR STRESSES : TXY, TXZ, TYZ
 ms : micro-strain

POINT	X-DISP(in)	Y-DISP(in)	Z-DISP(in)			
	Exx(ms)	Eyy(ms)	Ezz(ms)	Gxy(ms)	Gxz(ms)	Gyz(ms)
	Sxx(psi)	Syy(psi)	Szz(psi)	Txy(psi)	Txz(psi)	Tyz(psi)
1	.19955E-05	-.66305E-03	.24277E-01			
	-.18316E+03	-.13026E+03	.18242E+03	-.63448E+00	.30361E-02	-.12121E+02
	-.99557E+02	-.83881E+02	.87644E+01	-.93996E-01	.44980E-03	-.17957E+01
2	.41794E-05	.23280E-05	.25155E-01			
	-.17795E+03	-.62040E+02	.14002E+03	-.63401E+00	.82919E-02	.18253E-01
	-.87282E+02	-.52939E+02	.69296E+01	-.93928E-01	.12284E-02	.27041E-02
3	.23589E-05	-.11363E-02	.20487E-01			
	-.18687E+03	-.15323E+03	.39064E+03	-.84154E+00	.55938E-01	-.17087E+03
	.13702E+00	.25071E+00	.20886E+01	-.14219E-02	.94517E-04	-.28872E+00
4	.52575E-05	.19290E-06	.20917E-01			
	-.19537E+03	-.17076E+03	.41820E+03	-.84123E+00	.16368E+00	-.50761E+00
	.13161E+00	.21479E+00	.22050E+01	-.14214E-02	.27656E-03	-.85769E-03

END DATE : 9-18-2017
 END TIME : 15:33:58
 END OF TEXT OUTPUT FILE

Figura 15. Esfuerzos y deformaciones en los puntos de respuesta del paquete estructural existente de la Sección 1.
Fuente. El Autor.

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1)

NOTE :

DISPLACEMENTS : X-DISP, Y-DISP, Z-DISP

NORMAL STRAINS : EXX, EYY, EZZ

SHEAR STRAINS : GXY, GXZ, GYZ

NORMAL STRESSES : SXX, SYY, SZZ

SHEAR STRESSES : TXY, TXZ, TYZ

ms : micro-strain

POINT	X-DISP(in)	Y-DISP(in)	Z-DISP(in)			
	Exx(ms)	Eyy(ms)	Ezz(ms)	Gxy(ms)	Gxz(ms)	Gyz(ms)
	Sxx(psi)	Syy(psi)	Szz(psi)	Txy(psi)	Txz(psi)	Tyz(psi)
1	.19955E-05	-.66305E-03	.24277E-01			
	-.18316E+03	-.13026E+03	.18242E+03	-.63448E+00	.30361E-02	-.12121E+02
	-.99557E+02	-.83881E+02	.87644E+01	-.93996E-01	.44980E-03	-.17957E+01
2	.41794E-05	.23280E-05	.25155E-01			
	-.17795E+03	-.62040E+02	.14002E+03	-.63401E+00	.82919E-02	.18253E-01
	-.87282E+02	-.52939E+02	.69296E+01	-.93928E-01	.12284E-02	.27041E-02
3	.23589E-05	-.11363E-02	.20487E-01			
	-.18687E+03	-.15323E+03	.39064E+03	-.84154E+00	.55938E-01	-.17087E+03
	.13702E+00	.25071E+00	.20886E+01	-.14219E-02	.94517E-04	-.28872E+00
4	.52575E-05	.19290E-06	.20917E-01			
	-.19537E+03	-.17076E+03	.41820E+03	-.84123E+00	.16368E+00	-.50761E+00
	.13161E+00	.21479E+00	.22050E+01	-.14214E-02	.27656E-03	-.85769E-03

END DATE : 9-18-2017

END TIME : 15:33:58

END OF TEXT OUTPUT FILE

Figura 16. Esfuerzos y deformaciones en los puntos de respuesta del paquete estructural existente de la Sección 2.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1)

NOTE :

DISPLACEMENTS : X-DISP, Y-DISP, Z-DISP

NORMAL STRAINS : EXX, EYY, EZZ

SHEAR STRAINS : GXY, GXZ, GYZ

NORMAL STRESSES : SXX, SYX, SZZ

SHEAR STRESSES : TXY, TXZ, TYZ

ms : micro-strain

POINT	X-DISP(in)	Y-DISP(in)	Z-DISP(in)			
	Exx(ms)	Eyy(ms)	Ezz(ms)	Gxy(ms)	Gxz(ms)	Gyz(ms)
	Sxx(psi)	Syy(psi)	Szz(psi)	Txy(psi)	Txz(psi)	Tyz(psi)
1	.20329E-05	-.85663E-03	.31659E-01			
	-.34768E+03	-.24708E+03	.34475E+03	-.63868E+00	.33560E-02	-.12452E+02
	-.18944E+03	-.15963E+03	.15727E+02	-.94620E-01	.49718E-03	-.18448E+01
2	.42275E-05	.33991E-05	.32997E-01			
	-.30150E+03	-.12305E+02	.18762E+03	-.63780E+00	.88296E-02	.53814E-01
	-.13295E+03	-.47266E+02	.11971E+02	-.94489E-01	.13081E-02	.79724E-02
3	.24620E-05	-.12550E-02	.20820E-01			
	-.20229E+03	-.16856E+03	.42182E+03	-.88670E+00	.60600E-01	-.18743E+03
	.91563E-01	.20557E+00	.22006E+01	-.14982E-02	.10239E-03	-.31669E+00
4	.55162E-05	-.74133E-07	.21295E-01			
	-.21089E+03	-.18910E+03	.45284E+03	-.88638E+00	.17745E+00	-.56653E+00
	.91082E-01	.16470E+00	.23340E+01	-.14977E-02	.29982E-03	-.95724E-03

END DATE : 9-18-2017

END TIME : 15:41:58

END OF TEXT OUTPUT FILE

Figura 17. Esfuerzos y deformaciones en los puntos de respuesta del paquete estructural existente de la Sección 3.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1)

NOTE :

DISPLACEMENTS : X-DISP, Y-DISP, Z-DISP

NORMAL STRAINS : EXX, EYY, EZZ

SHEAR STRAINS : GXY, GXZ, GYZ

NORMAL STRESSES : SXX, SYY, SZZ

SHEAR STRESSES : TXY, TXZ, TYZ

ms : micro-strain

POINT	X-DISP(in)	Y-DISP(in)	Z-DISP(in)			
	Exx(ms)	Eyy(ms)	Ezz(ms)	Gxy(ms)	Gxz(ms)	Gyz(ms)
	Sxx(psi)	Syy(psi)	Szz(psi)	Txy(psi)	Txz(psi)	Tyz(psi)
1	.21368E-05	-.14488E-02	.42299E-01			
	-.47073E+03	-.33107E+03	.44635E+03	-.70632E+00	.14321E-02	-.58572E+01
	-.26234E+03	-.22096E+03	.93853E+01	-.10464E+00	.21216E-03	-.86774E+00
2	.45637E-05	.16709E-05	.44488E-01			
	-.43070E+03	-.95531E+02	.29638E+03	-.70510E+00	.38090E-02	.15775E-01
	-.20707E+03	-.10776E+03	.83608E+01	-.10446E+00	.56429E-03	.23371E-02
3	.24829E-05	-.20422E-02	.31168E-01			
	-.35851E+03	-.26871E+03	.75936E+03	-.90750E+00	.89438E-01	-.38566E+03
	.79793E+00	.11014E+01	.45756E+01	-.15334E-02	.15112E-03	-.65163E+00
4	.56079E-05	-.25444E-05	.32384E-01			
	-.38109E+03	-.30901E+03	.83068E+03	-.90670E+00	.25874E+00	-.11341E+01
	.84996E+00	.10935E+01	.49449E+01	-.15320E-02	.43718E-03	-.19163E-02

END DATE : 9-18-2017

END TIME : 15:45:42

END OF TEXT OUTPUT FILE

Figura 18. Esfuerzos y deformaciones en los puntos de respuesta del paquete estructural existente de la Sección 4.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1)

NOTE :

DISPLACEMENTS : X-DISP, Y-DISP, Z-DISP

NORMAL STRAINS : EXX, EYY, EZZ

SHEAR STRAINS : GXY, GXZ, GYZ

NORMAL STRESSES : SXX, SYY, SZZ

SHEAR STRESSES : TXY, TXZ, TYZ

ms : micro-strain

POINT	X-DISP(in)	Y-DISP(in)	Z-DISP(in)			
	Exx(ms)	Eyy(ms)	Ezz(ms)	Gxy(ms)	Gxz(ms)	Gyz(ms)
	Sxx(psi)	Syy(psi)	Szz(psi)	Txy(psi)	Txz(psi)	Tyz(psi)
1	.20764E-05	-.99608E-03	.29952E-01			
	-.25756E+03	-.18447E+03	.24676E+03	-.68268E+00	.13148E-02	-.52048E+01
	-.14381E+03	-.12216E+03	.56122E+01	-.10114E+00	.19478E-03	-.77109E+00
2	.44258E-05	.14930E-05	.31196E-01			
	-.25202E+03	-.10287E+03	.19884E+03	-.68204E+00	.35864E-02	.85435E-02
	-.12862E+03	-.84421E+02	.49744E+01	-.10104E+00	.53132E-03	.12657E-02
3	.23243E-05	-.13336E-02	.25356E-01			
	-.22953E+03	-.17943E+03	.49936E+03	-.82494E+00	.63550E-01	-.22780E+03
	.59893E+00	.76825E+00	.30621E+01	-.13939E-02	.10738E-03	-.38490E+00
4	.51654E-05	-.41438E-06	.26051E-01			
	-.24183E+03	-.19975E+03	.53600E+03	-.82448E+00	.18484E+00	-.64996E+00
	.61875E+00	.76096E+00	.32473E+01	-.13931E-02	.31232E-03	-.10982E-02

END DATE : 9-18-2017

END TIME : 15:52:30

END OF TEXT OUTPUT FILE

Figura 19. Esfuerzos y deformaciones en los puntos de respuesta del paquete estructural existente de la Sección 5.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1)

NOTE :

DISPLACEMENTS : X-DISP, Y-DISP, Z-DISP

NORMAL STRAINS : EXX, EYY, EZZ

SHEAR STRAINS : GXY, GXZ, GYZ

NORMAL STRESSES : SXX, SYY, SZZ

SHEAR STRESSES : TXY, TXZ, TYZ

ms : micro-strain

POINT	X-DISP(in)	Y-DISP(in)	Z-DISP(in)			
	Exx(ms)	Eyy(ms)	Ezz(ms)	Gxy(ms)	Gxz(ms)	Gyz(ms)
	Sxx(psi)	Syy(psi)	Szz(psi)	Txy(psi)	Txz(psi)	Tyz(psi)
1	.21368E-05	-.14488E-02	.42299E-01			
	-.47073E+03	-.33107E+03	.44635E+03	-.70632E+00	.14321E-02	-.58572E+01
	-.26234E+03	-.22096E+03	.93853E+01	-.10464E+00	.21216E-03	-.86774E+00
2	.45637E-05	.16709E-05	.44488E-01			
	-.43070E+03	-.95531E+02	.29638E+03	-.70510E+00	.38090E-02	.15775E-01
	-.20707E+03	-.10776E+03	.83608E+01	-.10446E+00	.56429E-03	.23371E-02
3	.24829E-05	-.20422E-02	.31168E-01			
	-.35851E+03	-.26871E+03	.75936E+03	-.90750E+00	.89438E-01	-.38566E+03
	.79793E+00	.11014E+01	.45756E+01	-.15334E-02	.15112E-03	-.65163E+00
4	.56079E-05	-.25444E-05	.32384E-01			
	-.38109E+03	-.30901E+03	.83068E+03	-.90670E+00	.25874E+00	-.11341E+01
	.84996E+00	.10935E+01	.49449E+01	-.15320E-02	.43718E-03	-.19163E-02

END DATE : 9-18-2017

END TIME : 15:45:42

END OF TEXT OUTPUT FILE

Figura 20. Esfuerzos y deformaciones en los puntos de respuesta del paquete estructural existente de la Sección 6.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1)

NOTE :

DISPLACEMENTS : X-DISP, Y-DISP, Z-DISP

NORMAL STRAINS : EXX, EYY, EZZ

SHEAR STRAINS : GXY, GXZ, GYZ

NORMAL STRESSES : SXX, SYX, SZZ

SHEAR STRESSES : TXY, TXZ, TYZ

ms : micro-strain

POINT	X-DISP(in)	Y-DISP(in)	Z-DISP(in)			
	Exx(ms)	Eyy(ms)	Ezz(ms)	Gxy(ms)	Gxz(ms)	Gyz(ms)
	Sxx(psi)	Syy(psi)	Szz(psi)	Txy(psi)	Txz(psi)	Tyz(psi)
1	.20764E-05	-.99608E-03	.29952E-01			
	-.25756E+03	-.18447E+03	.24676E+03	-.68268E+00	.13148E-02	-.52048E+01
	-.14381E+03	-.12216E+03	.56122E+01	-.10114E+00	.19478E-03	-.77109E+00
2	.44258E-05	.14930E-05	.31196E-01			
	-.25202E+03	-.10287E+03	.19884E+03	-.68204E+00	.35864E-02	.85435E-02
	-.12862E+03	-.84421E+02	.49744E+01	-.10104E+00	.53132E-03	.12657E-02
3	.23243E-05	-.13336E-02	.25356E-01			
	-.22953E+03	-.17943E+03	.49936E+03	-.82494E+00	.63550E-01	-.22780E+03
	.59893E+00	.76825E+00	.30621E+01	-.13939E-02	.10738E-03	-.38490E+00
4	.51654E-05	-.41438E-06	.26051E-01			
	-.24183E+03	-.19975E+03	.53600E+03	-.82448E+00	.18484E+00	-.64996E+00
	.61875E+00	.76096E+00	.32473E+01	-.13931E-02	.31232E-03	-.10982E-02

END DATE : 9-18-2017

END TIME : 15:52:30

END OF TEXT OUTPUT FILE

Figura 21. Esfuerzos y deformaciones en los puntos de respuesta del paquete estructural existente de la Sección 7.

Fuente. El Autor.

(Obtenido de 3D Move Analysis 2.1)

Anexos

El presente capítulo incluye materiales complementarios al informe del proyecto de graduación, que permiten ampliar la interpretación del proceso de diseño de geometría vial, diseño de drenajes y diseño de pavimentos; entre ellos datos y criterios adicionales relevantes aportados por empresas privadas e instituciones públicas relacionadas al área de ingeniería.

Así, se presenta la clasificación funcional de las carreteras en función del tránsito promedio diario (TPD) y el número de carriles, propuesto por la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA). Además, se muestran las propiedades geométricas y parámetros hidráulicos de tuberías de concreto según el Manual Técnico de PC. Asimismo, se adjunta el Oficio DVOP-5170-07 del 10 de setiembre de 2007.

FUNCIÓN	CLASE DE CARRETERA(1)	NOMECLATURA	TPD(2) (AÑO FINAL DE DISEÑO)	Número de Carriles
ARTERIAL PRINCIPAL	AUTOPISTA	AA	>20,000	6-8
	ARTERIAL RURAL	AR	10,000-20,000	4-6
	ARTERIAL URBANA	AU	10,000-20,000	4-6
ARTERIAL MENOR	ARTERIAL MENOR RURAL	AMR	3,000-10,000	2
	ARTERIAL MENOR URBANA	AMU	3,000-10,000	2
COLECTOR MAYOR	COLECTOR MAYOR RURAL	CMR	10,000-20,000	4-6
	COLECTOR MAYOR URBANA	CMU	10,000-20,000	4-6
COLECTOR MENOR	COLECTOR MENOR RURAL	CR	500-3,000	2
	COLECTOR MENOR URBANA	CU	500-3,000	2
LOCAL	LOCAL RURAL	LR	100-500	2
	LOCAL URBANO	LU	100-500	2
	RURAL	R	<100	1-2

(1) Con excepción de la clase RURAL que será de terracería, todas las demás clases deberán de ser pavimentadas. Las Clases CR, CU y LR también podrán ser pavimentadas o de terracería.

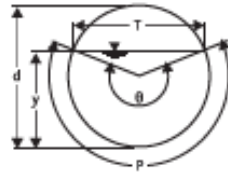
AA=Autopista; AR=Arterial Rural; AU=Arterial Urbana; AMR=Arterial Menor Rural; AMU=Arterial Menor Urbana; CMR=Colector Mayor Rural; CMU= Colector Mayor Urbana; CR=Colector Menor Rural; CU=Colector Menor Urbana; LR=Local Rural; LU=Local Urbano; R=Rural.

(2) Tránsito Promedio Diario (TPD).

Figura 1. Sistema de clasificación funcional de carreteras.

Fuente. Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (SIECA).

Tabla 3.16 Propiedades geométricas de los tubos



$y = \text{profundidad} = \frac{1}{2}(1 - \cos(1/2\theta))d$
 $A = \text{área} = \frac{1}{8}(\theta - \text{sen}\theta)d^2$
 $P = \text{perímetro mojado} = \frac{1}{2}\theta d$
 $R = \text{radio hidráulico} = \frac{1}{4}[1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}]d$

$T = \text{ancho superficial} = \text{sen}(1/2\theta)d$
 $D = \text{profundidad media} = \frac{1}{8}[\theta - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}]d$
 $d = \text{diámetro interior del tubo}$

$\frac{y}{d}$	$\frac{A}{d^2}$	$\frac{P}{d}$	$\frac{R}{d}$	$\frac{T}{d}$	$\frac{D}{d}$	$\frac{AD^{1/2}}{d^{5/2}}$	$\frac{AR^{2/3}}{d^{8/3}}$	θ
0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.2800	0.0134	0.0004	0.0002	0.5676
0.04	0.0105	0.4027	0.0262	0.3919	0.0269	0.0017	0.0009	0.8054
0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.4750	0.0405	0.0039	0.0022	0.9899
0.08	0.0294	0.5735	0.0513	0.5426	0.0542	0.0069	0.0041	1.1470
0.10	0.0409	0.6435	0.0635	0.6000	0.0681	0.0107	0.0065	1.2870
0.12	0.0534	0.7075	0.0755	0.6499	0.0821	0.0153	0.0095	1.4150
0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.6940	0.0963	0.0207	0.0131	1.5340
0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.7332	0.1106	0.0270	0.0173	1.6461
0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.7684	0.1251	0.0340	0.0220	1.7526
0.20	0.1118	0.9273	0.1206	0.8000	0.1398	0.0418	0.0273	1.8546
0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.8285	0.1546	0.0504	0.0331	1.9528
0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.8542	0.1697	0.0597	0.0394	2.0479
0.26	0.1623	1.0701	0.1516	0.8773	0.1850	0.0698	0.0461	2.1403
0.28	0.1800	1.1152	0.1614	0.8980	0.2005	0.0806	0.0534	2.2304
0.30	0.1982	1.1593	0.1709	0.9165	0.2162	0.0921	0.0610	2.3186
0.32	0.2167	1.2025	0.1802	0.9330	0.2322	0.1044	0.0691	2.4051
0.34	0.2355	1.2451	0.1891	0.9474	0.2485	0.1174	0.0776	2.4901
0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.9600	0.2652	0.1311	0.0864	2.5740
0.38	0.2739	1.3284	0.2062	0.9708	0.2821	0.1455	0.0956	2.6569
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.9798	0.2994	0.1605	0.1050	2.7389
0.42	0.3130	1.4101	0.2220	0.9871	0.3171	0.1763	0.1148	2.8202
0.44	0.3328	1.4505	0.2295	0.9928	0.3353	0.1927	0.1248	2.9010
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.9968	0.3539	0.2098	0.1349	2.9814
0.48	0.3727	1.5308	0.2435	0.9992	0.3730	0.2276	0.1453	3.0616
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3927	0.2461	0.1558	3.1416
0.52	0.4127	1.6108	0.2562	0.9992	0.4130	0.2652	0.1665	3.2216
0.54	0.4327	1.6509	0.2621	0.9968	0.4340	0.2850	0.1772	3.3018
0.56	0.4526	1.6911	0.2676	0.9928	0.4558	0.3055	0.1879	3.3822
0.58	0.4724	1.7315	0.2728	0.9871	0.4785	0.3268	0.1987	3.4630
0.60	0.4920	1.7722	0.2776	0.9798	0.5022	0.3487	0.2094	3.5443
0.62	0.5115	1.8132	0.2821	0.9708	0.5269	0.3713	0.2200	3.6263
0.64	0.5308	1.8546	0.2862	0.9600	0.5530	0.3947	0.2306	3.7092
0.66	0.5499	1.8965	0.2900	0.9474	0.5804	0.4190	0.2409	3.7931
0.68	0.5687	1.9391	0.2933	0.9330	0.6096	0.4440	0.2511	3.8781
0.70	0.5872	1.9823	0.2962	0.9165	0.6407	0.4700	0.2610	3.9646
0.72	0.6054	2.0264	0.2987	0.8980	0.6741	0.4971	0.2705	4.0528
0.74	0.6231	2.0715	0.3008	0.8773	0.7103	0.5252	0.2798	4.1429
0.76	0.6405	2.1176	0.3024	0.8542	0.7498	0.5546	0.2886	4.2353
0.78	0.6573	2.1652	0.3036	0.8285	0.7933	0.5854	0.2969	4.3304
0.80	0.6736	2.2143	0.3042	0.8000	0.8420	0.6181	0.3047	4.4286
0.82	0.6893	2.2653	0.3043	0.7684	0.8970	0.6528	0.3118	4.5306
0.84	0.7043	2.3186	0.3038	0.7332	0.9605	0.6903	0.3183	4.6371
0.86	0.7186	2.3746	0.3026	0.6940	1.0354	0.7312	0.3239	4.7492
0.88	0.7320	2.4341	0.3007	0.6499	1.1263	0.7769	0.3286	4.8682
0.90	0.7445	2.4981	0.2980	0.6000	1.2409	0.8294	0.3322	4.9962
0.92	0.7560	2.5681	0.2944	0.5426	1.3933	0.8923	0.3345	5.1362
0.94	0.7662	2.6467	0.2895	0.4750	1.6131	0.9731	0.3353	5.2933
0.96	0.7749	2.7389	0.2829	0.3919	1.9771	1.0895	0.3339	5.4778
0.98	0.7816	2.8578	0.2735	0.2800	2.7916	1.3060	0.3294	5.7156
1.00	0.7854	2.1416	0.2500	0.0000			0.3117	6.2832

Figura 2. Propiedades geométricas y parámetros hidráulicos de tuberías.
Fuente. Manual Técnico PC.



Despacho Viceministro Obras Públicas
San José, Costa Rica.

10 de setiembre de 2007
DVOP-5170-07

Ingeniera
Gabriela Baltodano
Dirección de Ingeniería
CONAVI

Ingeniero
Mario Campos
Sub-Área de Geotecnia y Materiales

Estimados ingenieros:

Luego de saludarlos cordialmente, me permito remitirles los lineamientos que este Ministerio está considerando en la valoración y aprobación de diseños estructurales para el refuerzo de pavimentos por medio de la aplicación de sobrecapas. En el análisis de los informes de diseño estructural que sus respectivas dependencias realicen, se deberán tomar en cuenta, necesariamente, dichos lineamientos.

1. *Sondeos de materiales existentes. En cada caso se deberán presentar los resultados de todos los muestreos destructivos (tubularmente, con resultados finales, sin que sean necesarios valores intermedios), que deberán suministrar información al menos sobre los espesores de capa y la capacidad de soporte (CBR de laboratorio). Se deberá indicar el criterio para la selección de la cantidad de sondeos destructivos y la separación de sondeos por segmento homogéneo determinado a partir de la deflectometría.*
2. *Deflectometría. Se aceptará tanto deflectometría de impacto como deflectometría Benkelman. Será aceptable usar las más recientes deflexiones de impacto generadas para el CONAVI como caracterización de la red vial nacional, siempre que se complementen con sondeos destructivos de la capacidad de soporte del material. Se deberá indicar el criterio para la selección del espaciamiento entre determinaciones de deflexión. Dichos datos pueden usarse para separar la longitud total de análisis en segmentos homogéneos. Igualmente se deberá incluir un gráfico que ilustre la variación longitudinal de las deflexiones. Ilustrando la conformación de cada segmento homogéneo*
3. *Tránsito y distribución vehicular. Se deberán indicar las fuentes de información, así como los criterios para definir el porcentaje de crecimiento anual.*
4. *Los factores camión para la estimación de ejes equivalentes simples de 8.2 toneladas de diseño serán determinados de acuerdo con la Tabla 1. En general se deberán aplicar los factores promedio, salvo mejor criterio del diseñador, que deberá indicar las razones para aumentar o disminuir los factores camión correspondientes. Para vehículos no contemplados por la Tabla 1 se podrán considerar otros factores camión; indicando en cada caso la referencia o el criterio técnico.*

VI INGENIERIA
P2007AMS:23

Tabla 1: Factores camión para diseño estructural.

Vehículo	Factor camión		
	Mínimo	Máximo	Promedio
Pick-up	0.01	0.02	0.01
C2 –eje simple trasero	0.01	0.07	0.26
C2 –eje tandem trasero (*)	0.26	0.63	0.47
C3	0.99	1.28	1.10
Bus	1.25	2.29	1.71
T3-S2	1.51	2.38	1.71

(*) De no contarse con elementos para separar entre camiones C2 con eje simple trasero y C2 con eje tandem trasero, se considerarán todos como camiones C2 de eje tandem trasero.

Fuente: LANAMME, Encuesta de carga: informe final, San José, Costa Rica, julio de 2007.

5. Metodología de diseño. Se aplicará la metodología AASHTO 1993, empleando los niveles de confianza y los índices terminales de servicio PSI de la Tabla 2.

Tabla 2: Niveles de confianza e índices terminales de servicio

Zona	TPD	Nivel de confianza	Índice de servicio terminal PSI
Rutas primarias	Menor a 500	75	2.0
	Entre 500 y 2000	85	2.5
	Mayor a 2000	90	2.5
Rutas secundarias	Menor a 500	70	2.0
	Entre 500 y 2000	80	2.0
	Mayor a 2000	85	2.5
Rutas terciarias	Menor a 500	70	2.0
	Entre 500 y 2000	75	2.0
	Mayor a 2000	80	2.0

6. Parámetros de diseño. Se deberán listar los parámetros de diseño seleccionados, detallando los criterios para la selección de los coeficientes estructurales, con base en los módulos de rigidez de de diseño (igualmente fundamentados).
7. Los espesores seleccionados de acuerdo con la metodología AASHTO 1993 deberán ser igualmente verificados por medio de criterios mecanístico - empíricos. Así, se determinarán las deformaciones unitarias críticas (máximas) a la tensión en la capa asfáltica y a la compresión en la capa de sub-rasante, al considerar dos cargas de 2.05 toneladas correspondientes a medio eje dual equivalente de 8.20 toneladas. Deberán establecerse la metodología y criterios para la selección de los módulos de rigidez y espesores de las capas del pavimento existente, así como la metodología para la determinación de las deformaciones unitarias críticas.

8. Se aplicarán las siguientes funciones de transferencia para determinar capacidad de carga en términos de ejes equivalentes de 8.2 toneladas, para cada espesor determinado a partir de la metodología AASHTO 1993 y para cada segmento homogéneo analizado por separado.

Para determinar la capacidad de carga por fatiga de la capa asfáltica:

$$N_F = 1.0226 \times 10^{25} \times \left[\frac{1}{\varepsilon_t} \right]^{6.308} \times \left[\frac{1}{MR} \right]^{0.810}$$

Donde:

N_F : número de repeticiones de carga para la falla por fatiga.

ε_t : deformación unitaria máxima a la tensión en la capa asfáltica ($\times 10^{-6}$ mm / mm).

MR : módulo resiliente del concreto asfáltico (kPa) a 25°C.

Para determinar la capacidad de carga por deformación plástica de sub-rasante:

$$N_R = 1.365 \times 10^{-9} \times [1 / \varepsilon_{VS}]^{4.477}$$

Donde:

N_R : número de repeticiones de carga para la falla por deformación de sub-rasante.

ε_{VS} : deformación unitaria máxima a la compresión en la sub-rasante ($\times 10^{-6}$ mm / mm).

9. Análisis de sensibilidad para espesores de sobrecapa. Se deberán determinar los espesores de diseño para períodos de diseño de 5, 6, 7, 8, 9 y 10 años, de acuerdo con la metodología AASHTO 1993. Para cada espesor determinado por el método AASHTO 1993, para cada segmento homogéneo, se presentarán las capacidades de carga por criterios mecánicos para falla por fatiga de la capa asfáltica y por deformación de la sub-rasante. Los resultados se presentarán en una tabla que incluye período de diseño, ejes equivalentes de diseño de acuerdo con la AASHTO 1993, espesor de diseño, ejes equivalentes para la falla por fatiga y ejes equivalentes para la falla por deformación plástica.

Figura 3. DVP-5170-07

Fuente. Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

Referencias

- Agudelo, J. 2002. **DISEÑO GEOMÉTRICO DE VÍAS**. Trabajo de grado para optar al título de Especialista en Vías y Transporte. Universidad Nacional de Colombia. Medellín, Colombia.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. 2011. **A POLICY ON GEOMETRIC DESIGN OF HIGHWAYS AND STREETS**. Sixth Edition. Washington, D.C. United States of America.
- Aranda, R. 2009. **SIMULACIÓN CONTINUA DE LLUVIAS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE URBANO**. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago de Chile.
- Benítez, C. Arias, W. & Quiroz, J. 1980. **MANUAL DE CONSERVACIÓN DE SUELOS Y AGUAS**. Ministerio de Agricultura y Alimentación. Lima, Perú.
- Bertoni, J; Chevallier, P. Bouvier, Ch & Desbordes, M. 2000. **ANÁLISIS RELATIVO A LA ESTIMACIÓN DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN: APLICACIÓN A TRES CUENCAS SEMI URBANIZADAS DE LA REGIÓN CENTRAL DE ARGENTINA**. XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica Córdoba 2000. Córdoba, Argentina.
- Bowles, L. 1987. **MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS EN INGENIERIA CIVIL**. Bogotá, Colombia: Editorial McGRAW-HILL
- Cárdenas, J. 2013. **DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS**. Segunda Edición. Bogotá, Colombia: Editorial Ecoe Ediciones.
- Castro, P. 2017. Análisis estructural de pavimentos. **INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA**. Diseño de Pavimentos.
- Castro, P. 2017. Diseño estructural de pavimentos de acuerdo con la metodología AASHTO 1993. **INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA**. Diseño de Pavimentos.
- Castro, P. 2017. Generalidades de la guía de diseño AASHTO 1993. **INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA**. Diseño de Pavimentos.
- Castro, F. 2007. **LINEAMIENTOS PARA LA VALORACIÓN Y APROBACIÓN DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES DE SOBRECAPAS DE REFUERZO**. Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Oficios DVOP-5170-07 y DVOP-6152-07.
- Castro, P. 2017. Materiales para pavimentos. **INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA**. Diseño de Pavimentos.
- Chow, V. Maidment, D. & Mays, L. 1988. **APPLIED HYDROLOGY** (p. 498). McGraw-Hill. Nueva York. United States of America.
- Consejo Nacional de Vialidad. 2014. **Licitación Abreviada No. 2014LA-000071-0DI00**. Gerencia de Contratación de Vías y Puentes. San José, Costa Rica.

Environmental Protection Agency. 2016. **STORM WATER MANAGEMENT MODEL USER'S MANUAL**. Version 5.1. San José, Costa Rica.

Garrido, M. 2008. Cálculo hidrológico de procesos de lluvia-escorrentía mediante un modelo de aguas someras 2D. **UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA**. Proyecto Técnico.

Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. 2007. **REGLAMENTACIÓN TÉCNICA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE URBANIZACIONES, CONDOMINIOS Y FRACCIONAMIENTOS**. San José, Costa Rica.

Martínez, A. 2006. **PARTICULARIZACIÓN AL MÉTODO DE COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA**. Oasification. Método de los coeficientes de escorrentía.

Ministerio de Obras Públicas y Transportes. 2010. **MANUAL DE DISEÑOS ESTÁNDAR PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS, CAMINOS Y PUENTES DE COSTA RICA**. DE-2010. San José, Costa Rica.

Ministerio de Obras Públicas y Transportes. 2010. **MANUAL DE ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS, CAMINOS Y PUENTES**. CR-2010. San José, Costa Rica.

Ministerio de Transporte y Comunicaciones. 2008. **MANUAL DE CARRETERAS, HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJES**. Lima, Perú.

Secretaria de Integración Económica Centroamericana. 2011. **MANUAL CENTROAMERICANO DE ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES REGIONALES**. Tercera Edición.

