

1.1 GENERALIDADES

El agua siendo un elemento fundamental para la existencia de la vida, es también la principal causa de los problemas en la Ingeniería y una de las más relevantes del deterioro prematuro de las obras civiles. Es por eso que es necesario un estudio a los sistemas de drenaje adecuados para cada caso. Un correcto manejo de los fluidos debe involucrar procesos de captación, conducción y evacuación. En cuanto más rápido se capte y evacue el agua en las obras civiles, se garantiza mayor durabilidad de las mismas.

El incremento de la humedad en los materiales que constituyen las capas del paquete estructural de una vía, lleva generalmente asociado una disminución de su capacidad de soporte y puede dar lugar a fenómenos físico-químicos que modifiquen su estructura y comportamiento de modo perjudicial, tales como erosión, meteorización, expansión, colapso.

Tarija es una ciudad en proceso de desarrollo, debido a ello se genera la necesidad de implementar diferentes obras civiles por las necesidades que se presentan ocasionadas por el crecimiento de la población y por otros factores que intervienen en el mencionado desarrollo.

La vía de vinculación denominada Integración se encuentra ubicada en el Nor Oeste de la Ciudad de Tarija, capital de la Provincia Cercado del Departamento del mismo nombre, enlazando el barrio El Molino con la Ex Parada Al Norte ubicada en la intersección de la Av. Víctor Paz Estensoro y la Av. Circunvalación.

Este tramo fue escogido debido a que en la zona donde se encuentra el mismo, existe un nivel elevado de aguas subterráneas, es por este motivo que existen fallas en el paquete estructural a razón de no contemplar dentro de su diseño la presencia de nivel freático que existe en el lugar, por estar ubicado al margen izquierdo del río Guadalquivir, es por esto que son indispensables obras que permitan la captación y evacuación de las aguas a lo largo de todo su recorrido.

1.2 SITUACION PROBLEMÁTICA

Los efectos que provocan las aguas subterráneas y las aguas de infiltración al paquete estructural de la Avenida Integración se deben a que la vía no contempló en su diseño un sistema de drenaje sub superficial. Produciendo esto:

- Ablandamiento y disminución de la capacidad de soporte de la subrasante al permanecer esta saturada durante un prolongado periodo.
- Cambio de características físicas en la base y sub base debido a la constante humedad en estas capas, produciendo la degradación de la calidad del material del pavimento por hundimiento y fisuración a lo largo de la vía.

Las características del lugar en el cual se encuentra emplazada la vía de vinculación Ex Parada Al Norte – Posta Municipal, dan lugar a la existencia de problemas de drenaje dentro del paquete estructural y por ende el deterioro de ciertos tramos dentro de esta vía, por estar a una distancia corta del rio Guadalquivir.

1.3 PROBLEMA

¿Se puede minimizar los efectos del nivel freático en la zona de la Avenida Integración?

1.4 HIPÓTESIS

Si se realizan exploraciones y mediciones del nivel freático, para una evaluación de sus efectos en la Avenida Integración, entonces se pueden plantear soluciones ingenieriles para prevenir daños colaterales a la misma.

1.5 JUSTIFICACIÓN

Una de las causas más relevantes del deterioro prematuro del paquete estructural de una carretera es la presencia de aguas subterráneas, problema que se presenta específicamente en la vía de conexión Ex Parada Del Norte – Posta Municipal, lugar en el cual se ejecutó un diseño sin tomar en cuenta dichos aspectos.

La elección de este tema se plantea principalmente debido a la falta de un estudio de alternativas y la poca importancia que se da a las obras de drenaje de aguas subterráneas necesarias en este diseño, produciendo daños al pavimento de la vía.

Este exceso de agua afecta a las propiedades geomecánicas, los mecanismos de transferencia de carga, incrementos de presiones de poros, sub-presiones de flujo, presiones hidrostáticas y susceptibilidad a los cambios volumétricos.

Es por eso que debido a la presencia de agua por un alto nivel freático y/o caudales de infiltración es de gran importancia realizar un estudio preventivo a los daños que el nivel freático puede ocasionar en la Avenida Integración, enfocado en obras de drenaje que se adecúen de manera más conveniente para dicha vía, ya que mientras más rápido se evacue el agua, se garantiza una mayor durabilidad de la misma.

1.6 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.6.1 Objetivo General

Evaluar el comportamiento del nivel freático y agua infiltrada en la Avenida Integración, mediante exploraciones y mediciones normalizadas, para prevenir los potenciales daños, definiendo soluciones de ingeniería aplicables.

1.6.2 Objetivos Específicos

- Revisar el actual diseño del paquete estructural de la Avenida Integración, así como también la hidrología realizada en el proyecto y los caudales calculados en el mismo.
- Realizar un estudio de sistemas de drenaje sub superficial aplicado en vías y seleccionar los métodos que mejor se adecuen a la vía en estudio Avenida Integración.
- Calcular los caudales, tanto de infiltración como por abatimiento del nivel freático, para seleccionar un caudal crítico mediante, estudios hidrológicos y características de la vía a estudiar.
- Estimar mediante mediciones in situ, los niveles freáticos a lo largo de la vía, para definir los sitios más afectados en donde se requieran captar los fluidos.

- Efectuar un estudio a diferentes tipos de muestras granulares que conformarán las obras de drenaje sub superficial, para determinar la capacidad de evacuación de aguas filtrantes y aguas de nivel freático.
- Determinar costos de ejecución del paquete estructural con la implementación de las alternativas de drenaje aplicables a la Avenida Integración.
- Realizar un análisis comparativo de costos del paquete estructural de la Avenida Integración más las reparaciones ya ejecutadas, debido a los daños presentados por presencia del nivel freático elevado, con los costos del paquete estructural más las posibles alternativas de drenaje sub superficial.

1.7 ALCANCE

En el análisis general del tema en estudio, lo que se pretende es desarrollar conceptos básicos que en la vida profesional son de mucha importancia, como qué es un drenaje, una carpeta drenante, un sub-dren y un filtro, cuáles son sus finalidades ventajas y desventajas.

Se realizará una visita al proyecto y se apreciara los alrededores del mismo, determinando las cotas más bajas y los lugares que posiblemente sean los más críticos, ya que una distancia considerable de esta vía se encuentra al nivel mismo del rio Guadalquivir, motivo por el cual es de suma importancia la implementación de un sistema de drenaje sub superficial.

Se procederá a realizar un estudio acerca del comportamiento de las grabas y la relación que existe entre los tamaños de diferentes grupos de partículas y sus respectivas permeabilidades, una vez realizados los estudios se determinara que grupo de gravas es el más conveniente para usar en los métodos de drenaje sub superficial.

También se realizará un estudio hidrológico de la zona para determinar los caudales de filtración y de abatimiento por nivel freático, que intervienen en el paquete estructural de manera perjudicial.

Se hará una estimación del nivel freático existente en la Av. Integración mediante excavaciones realizadas a lo largo de la misma.

Se determinará cual o cuales son las soluciones más convenientes para evitar los daños en esta vía debido a la existencia abundante de agua en la misma, tanto por nivel freático como por infiltración.

Por último se realizará un análisis de costos tanto del proyecto elaborado y sus reparaciones como del proyecto elaborado incluyendo las posibles alternativas de drenaje sub superficial.

2.1 CONCEPTOS BÁSICOS DEL PAQUETE ESTRUCTURAL DE UNA VÍA

2.1.1 Tipos de pavimentos

Los pavimentos pueden dividirse en rígidos y flexibles. El comportamiento de los mismos es muy diferente.

En un pavimento rígido, debido a la rigidez de la losa de hormigón, se produce una buena distribución de las cargas de ruedas dando como resultado tensiones muy bajas en la subrasante. En un pavimento flexible, el concreto asfáltico, al tener menos rigidez, se deforma más que el hormigón y se producen tensiones mayores en la subrasante.

Debido a la rigidez y alto módulo de elasticidad del hormigón, los pavimentos rígidos basan su capacidad portante en la losa de hormigón más que en la capacidad de la subrasante. Los pavimentos rígidos pueden dividirse en tres tipos:

- Hormigón simple
- Hormigón armado con juntas
- Hormigón armado continuo

El pavimento de hormigón simple no contiene armadura en la losa y el espaciamiento entre juntas es pequeño (entre 3.7 a 9.1 metros o 12 a 30 pies). Las juntas pueden o no tener dispositivos de transferencia de cargas.

Los pavimentos de hormigón armado con juntas tienen espaciamientos mayores entre juntas (entre 6.1 y 36.6 metros o 20 a 120 pies) y llevan armadura distribuida en la losa a los efectos de controlar y mantener cerradas las fisuras de contracción.

Los pavimentos de hormigón armado continuo tienen armadura continua longitudinal y no tienen juntas transversales, excepto juntas de construcción. La armadura transversal es opcional en este caso. Estos pavimentos tienen más armadura que los de hormigón armado con juntas y el objetivo de esta armadura es mantener un espaciamiento adecuado entre fisuras y que estas permanezcan cerradas.

Los pavimentos flexibles se caracterizan por ser sistemas multicapa con las capas de mejor calidad cerca de la superficie donde las tensiones son mayores. La capa superior es de concreto asfáltico. Un pavimento flexible trabaja distribuyendo la carga hasta que llegue a un nivel aceptable para la subrasante. Por debajo de la capa de concreto asfáltico va una base que puede ser de piedra partida, grava bien graduada o materiales estabilizados (con cemento o con asfalto). Por debajo de esta base va una capa de menor calidad llamada sub base.

2.1.2 Definición de comportamiento del pavimento

El comportamiento de un pavimento puede definirse como la capacidad estructural o funcional mediable a lo largo de su periodo de diseño. El público usuario le asigna valores subjetivos de acuerdo a su calidad de rodadura, seguridad, aspecto y conveniencia.

La capacidad funcional comprende:

- Calidad aceptable de rodadura
- Adecuada fricción superficial
- Geometría apropiada para seguridad
- Aspecto estético

La capacidad estructural del pavimento implica soportar cargas impuestas por el tránsito y las condiciones ambientales.

Las capacidades estructural y funcional están íntimamente relacionadas. En efecto, el deterioro estructural de un pavimento se manifiesta por una disminución de su capacidad funcional ya que hay incremento en rugosidad, ruido y aun riesgo para los vehículos y ocupantes que lo transiten. No obstante hay otros tipos de fallas estructurales que pueden progresar sin que los usuarios lo noten hasta etapas muy avanzadas. También puede haber una pérdida de capacidad funcional sin que esto implique pérdida de capacidad estructural por ejemplo pérdida de fricción.

2.1.3 Indicadores de comportamiento

Hay características del pavimento que pueden medirse cuantitativamente y correlacionarse con las consideraciones subjetivas de los usuarios. Estas características se llaman indicadores de comportamiento y son:

- Fallas visibles
- Capacidad estructural
- Fricción superficial
- Rugosidad /servicialidad

Las fallas tienen lugar en los pavimentos como resultado de interacciones complejas de diseño, construcción, materiales, tránsito, medio ambiente y procedimientos de mantenimiento. Las fallas visibles deben ser cuantificadas de acuerdo a estos parámetros:

- Tipo
- Severidad
- Cantidad

De acuerdo a la severidad de una falla, esta puede ser de baja severidad, de severidad media o de alta severidad. La cantidad se mide de distintas formas de acuerdo al tipo de falla:

- Magnitud promedio en longitud en todo el tramo a estudiar.
- Cantidad total por longitud
- Cantidad total por área
- Porcentaje de área afectado
- Número de veces

2.1.4 Daños que provoca el nivel freático elevado en una vía

La humedad tiene una gran influencia sobre las propiedades de los materiales que constituyen el paquete estructural y sobre el comportamiento de los pavimentos en general.

El agua presente en los pavimentos puede provocar estos daños:

- Migración de partículas de suelo, creando problemas de erosión.
- Fallas producidas por un escurrimiento incontrolado que llevan a la saturación, exceso de subpresión o exceso de fuerzas de filtración.
- Ablandamiento de la subrasante cuando esta se satura y permanece saturada durante un prolongado periodo.
- Degradación de la calidad del material del pavimento por acción de la humedad.

En todo buen diseño de pavimentos debe buscarse que la base, sub base y subrasante estén lo más protegidos de la acción del agua. Hay tres formas de considerar el control o la reducción de los problemas causados por el agua:

- Sellar correctamente el pavimento y no permitir la entrada del agua a las distintas capas. Para ello se debe:
 - Usar materiales apropiados y técnicas especiales para sellado de juntas longitudinales, transversales y fisuras.
 - Diseñar pavimentos con membranas impermeables.
 - Usar capas de rodamiento, bases, sub bases y banquetas impermeables.
 - Instalar drenes interceptores para evitar la entrada de agua al paquete estructural.
- Usar materiales que sean insensibles a la humedad y que no provoquen daños relacionados con la humedad. Para ello se debe:
 - Usar materiales estabilizados para capas granulares (estabilización con cemento o productos bituminosos).
 - Seleccionar materiales granulares con bajo contenido de finos y baja plasticidad que puedan resistir los efectos de la humedad.

- Proveer un drenaje adecuado para remover efectivamente todo tipo de humedad que pueda entrar en el pavimento antes que se produzcan deterioros. Para ello se debe:
 - Diseñar un sistema de drenaje que mantenga el nivel freático por debajo del pavimento o que pueda evacuar fácilmente el agua que eventualmente pueda ingresar en el paquete estructural.
 - Usar bases y sub bases permeables, diseñadas no solo desde el punto de vista estructural, sino también como capas drenantes. Debido a esto, el agua que ingresa al pavimento drena en dirección horizontal para salir del camino, en lugar de continuar hacia abajo, hacia la subrasante.
 - Colocar mantos drenantes debajo de secciones en terraplén.

No siempre se pueden cumplir con las premisas mencionadas anteriormente, pero un buen diseño debe tratar de reunir la mayor parte de ellas y saberlas complementar bien. También es conveniente darle al pavimento una pendiente transversal de por lo menos el 2%.

2.1.5 Fallas inducidas por la humedad

La infiltración a través de la superficie, niveles freáticos altos, ascenso capilar y agua provenientes de infiltraciones contribuyen al desarrollo de fallas en los pavimentos. Las fallas en pavimentos flexibles están caracterizadas por excesiva deflexión, figuración, bajo valor soporte de la subrasante y desintegraciones. Es un hecho bien conocido que la presencia del agua es muy perjudicial para los pavimentos. Tanto es así que ya los métodos clásicos de diseño consideraban los parámetros resistentes de la subrasante en condición saturada como dato de entrada para el diseño. El agua libre en la interfase subrasante-pavimento es la responsable de muchos problemas.

2.2 MÉTODOS PARA ENCONTRAR LA ALTURA DE NIVEL FREÁTICO

Entre los estudios geotécnicos del suelo, uno de los puntos de fundamental importancia para la construcción de cualquier obra civil, es la determinación de

los posibles niveles de agua subterránea presentes en el terreno, para ello deben considerarse los siguientes aspectos:

- Análisis del empuje del agua sobre estructuras o elementos de contención.
- Cuantificar las subpresiones que inciden sobre los elementos de apoyo en el subsuelo.
- Considerar posibles agotamientos y/o impermeabilizaciones previo a la construcción de las cimentaciones.
- Ante variaciones de niveles de agua, tener en cuenta la posible modificación del estado tensional de terreno.
- En caso de su existencia, observar la influencia o consecuencia de dichas variaciones sobre obras civiles o instalaciones linderas.
- Tener en cuenta los riesgos posibles en zanjas, taludes, desmontes, ya que éstos, temporales o no, pueden poner en riesgo la estabilidad del terreno.

Un nivel freático es el lugar geométrico de los puntos de agua que poseen una presión igual a la atmosférica.

Estos niveles freáticos se encuentran en terrenos de material impermeable, son independientes del nivel freático general. Pueden ser producto de la presencia de acuíferos confinados, por la distribución de capas de arena intercaladas con materiales impermeables del suelo.

Las capas acuíferas pueden variar temporalmente de manera notable según las condiciones climáticas, por ello, ya sea el nivel freático general o colgado, debe determinarse éste antes de la construcción y a largo plazo.

Siempre es necesario medir el nivel freático, para ello se emplean diferentes métodos que a continuación serán citados.

2.2.1Sondeos

Dentro de este método de medición, la forma más usual se realiza mediante una sonda que detecta la presencia de agua y mide su profundidad respecto de la cota de perforación. La medida se realiza con el suficiente espacio de tiempo como para garantizar que la incidencia del agua usada en la perforación se haya

disipado. Deberán realizarse mediciones puntuales y considerar sus oscilaciones estacionales y la estabilidad del terreno.

2.2.2 Método de la Flauta

FIGURA 1. Detalle de flauta con cinta métrica



Fuente: GWE Pesa Engineering

Es un clásico en la tecnología de medición de aguas subterráneas por sus medidas fiables y precisas. El conjunto de medición completo consiste en una flauta y un tambor con cinta métrica de acero u, opcionalmente, cable de acero. Es una unidad de medición puramente mecánica para la detección y cálculo de niveles freáticos. La flauta, concebida para su uso en sondeos, es muy sencilla de utilizar y puede ser utilizada en cualquier lugar del mundo bajo cualquier circunstancia.

Las ventajas de este método son:

- Económico: método de medida puramente mecánico.
- Sin componentes consumibles: sin baterías, lámparas ni componentes electrónicos.
- De fácil lectura: excelente visibilidad.

- Respetuoso con el medio ambiente: fabricado con materiales reciclables 100%.
- Unidad muy resistente: bajo cualquier condición y para siempre.
- Supervisión y control periódico de los niveles de agua.
- Funciona en todos los lugares en los que es difícil el acceso de lámparas.

La flauta es de material de acero inoxidable y latón, sus tamaños disponibles son de Ø 20 mm – para profundidades de hasta 50 m, aproximadamente y de Ø 27 mm – para profundidades de hasta 100 m, aproximadamente.

El tambor con cable, consta de un tambor con freno de control y un cable de acero galvanizado de 2 mm / acero inoxidable opcional, el cable tiene marcas cada 1 ó 5 m, con un sólido bastidor triangular, de marco de latón la cinta métrica de acero inoxidable con cuenta con metros, decímetros y centímetros grabados en bajo relieve.

Principio de funcionamiento: Se introduce la flauta junto con la cinta métrica en la perforación. Al contactar con la superficie del agua la flauta emite un pitido. Se toma la medida en centímetros que marca la cinta métrica y se extrae la flauta. Para un cálculo preciso hay que leer el valor correspondiente a la muesca superior de la flauta que esté llena de agua. La diferencia entre el cero de la cinta métrica y la muesca anterior se añade a la medida de la cinta métrica, obteniéndose así la profundidad exacta del nivel freático.

2.3 SISTEMAS DE DRENAJE SUB SUPERFICIAL EN VÍAS

Una estructura de drenaje tiene un objetivo fundamental, el cual es controlar de manera superficial y subterránea el agua que llega a la carretera independientemente que las aguas hayan caído sobre o fuera de la vía.

En lo que consiste al estudio de un sistema de drenaje, es de mucha importancia conocer que existen dos fuentes de agua:

- El agua que existe en la zona de saturación a la altura del nivel freático (drenaje de aguas subterráneo).

- El agua de infiltración que ingresa al pavimento a través de fisuras que existen en la superficie del pavimento o a través de algunos elementos de drenaje como lo son las cunetas laterales del camino (drenaje de aguas superficiales).

El drenaje en carreteras lo podemos subdividir en dos partes:

- Drenaje Superficial.
- Drenaje Subterráneo.

En el diseño de un sistema de drenaje se deben considerar estos conceptos:

- Filtración: es el movimiento o flujo de agua a través de un medio poroso permeable.
- Porosidad: es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total.
- Permeabilidad: es la propiedad que tiene un medio para permitir el pasaje del agua. Esta depende del tamaño, forma y extensión de los poros o vacíos interconectados.
- Coeficiente de permeabilidad K, que es el volumen de agua que atraviesa una unidad de área en un medio poroso en una unidad de tiempo bajo un gradiente hidráulico unitario. Por ley de Darcy:

$$K = (Q/A) / i$$

El coeficiente de permeabilidad varía dentro de un rango muy alto y varia también según la dirección en que se escurra el agua.

El movimiento del agua dentro del paquete estructural depende de la permeabilidad de los materiales usados en el mismo y de las pendientes longitudinal y transversal del camino.

Un sistema de drenaje subsuperficial debe ser diseñado de acuerdo a los siguientes criterios:

- El pavimento, incluyendo banquetas y áreas adyacentes, debe ser diseñado y mantenido tan impermeable como sea posible para minimizar la infiltración de agua de superficie, como de agua por capilaridad o de agua freática.

- Para minimizar los efectos perjudiciales del agua, el sistema de drenaje debe ser diseñado de manera tal que evacue el agua lo más pronto posible.
- El sistema de drenaje debe ser diseñado como un componente estructural del paquete, sin que sus buenas propiedades drenantes impliquen una merma de sus cualidades resistentes.

2.3.1 Clasificación y funcionamiento de los Sistemas de Drenaje sub superficial de caminos

Un sistema de drenaje subterráneo de caminos puede clasificarse de acuerdo a:

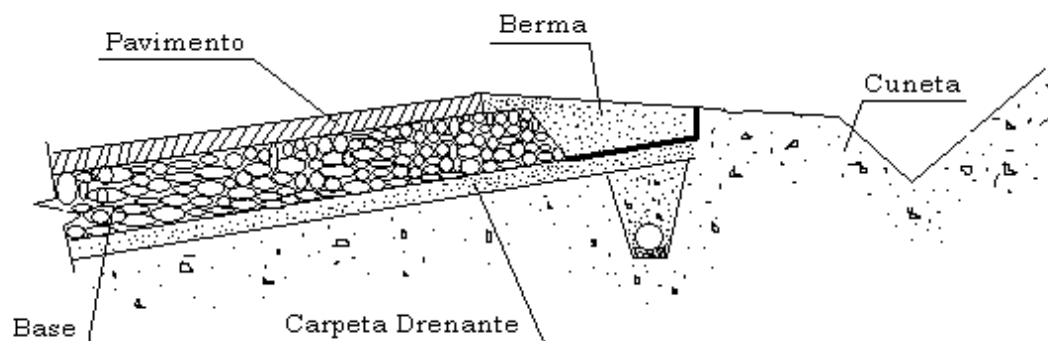
- La fuente de agua subterránea que deben controlar
- La función que cumplen
- Su ubicación y geometría

Estos sistemas pueden cumplir estas funciones:

- Intercepción del escurrimiento proveniente de un desmonte
- Abatimiento del nivel freático
- Captación de flujos de otros sistemas de drenaje

2.3.2 Carpeta Drenante

Gráfico 1: Esquema de una Carpeta Drenante



Fuente: Diseño de pavimentos AASHTO - 97

En general, los primeros elementos, cuya misión es captar el agua, tienen que ser al menos cien veces más permeables que los materiales contiguos y tener una superficie importante. Suelen consistir en *Capas Drenantes* sub-horizontales que desaguan a unas zanjas drenantes verticales; en otros casos basta con disponer directamente las zanjas drenantes. En estas es habitual colocar unos conductos o drenes que transportan el agua por gravedad a una velocidad mayor que la de filtración. Finalmente las zanjas y sus drenes desaguan a unos colectores a través de unas perforaciones, aunque a veces los drenes desaguan directamente al exterior del talud.

En la fase de proyecto, el espesor mínimo de una capa drenante se fija a partir de una permeabilidad mínima del material que la compone, de manera que se cumplan ciertas condiciones. El valor supuesto de la permeabilidad debe ser comprobado en la obra; si fuera inferior, hay que cambiar de material o aumentar el espesor de la capa drenante. Para lo cual hay que tener en cuenta:

- Algunos materiales (en particular, los de origen volcánico); pueden variar de manera muy importante su granulometría tanto durante su puesta en obra como al ser sometidos a los ensayos de laboratorio.
- Cuanto mayor sea el espesor de una capa drenante, a igualdad de las demás circunstancias, mayor también será el tiempo necesario para drenarla a partir de su saturación.

Las carpetas drenantes también se denominan bases permeables y son capas que forman parte del pavimento cuyo ancho y longitud son mucho mayores que su espesor. Si estas capas están correctamente diseñadas controlan eficazmente los problemas de infiltración y escurrimiento del agua dentro del paquete estructural.

Una carpeta drenante debe tener un espesor adecuado y estar construida con un material de alto coeficiente de permeabilidad. Debe poseer una salida bien diseñada para las aguas que serán colectadas y en muchos casos deben estar rodeadas con capas de filtro para protegerlas frente al taponamiento de capas vecinas más finas.

Es muy importante que una estructura de drenaje siempre sea protegida por otros materiales de características drenantes o por elementos geotextiles utilizados en la construcción de estas obras con la finalidad de proteger estas estructuras de la contaminación de materiales finos que llegan a la estructura provenientes de la capa subrasante del pavimento, taponando la capa drenante y evitando que esta trabaje eficazmente.

La presencia de material fino arcilloso en una estructura de drenaje puede provocar a la larga efectos secundarios muy significativos, que en algunos casos podrían llegar a provocar deterioros y fallas de gran magnitud, ya que como lo sabemos el material arcilloso al contacto con el agua comienza un proceso expansivo en su estructura y busca lugares de escape, lo cual puede provocar un sinfín de fallas en las demás capas que conforman el paquete estructural.

Las carpetas drenantes no sólo se las utiliza en obras de pavimentos, sino también son de suma utilidad en la conformación de fundaciones de puentes, pero su uso y clasificación de material varía según la magnitud de la obra que se debe proyectar.

El drenaje de la capa drenante se hace evacuando a una zanja drenante longitudinal o sub-dren normalmente provista de un dren (tubo).

Las capas drenantes están formadas por unos materiales granulares tratados o no con ligantes bituminosos o con cemento. Su permeabilidad no debe ser inferior a:

- 10 -3 cm/s si no están tratados. Para ello, el cernido por el tamiz de 1mm no debe ser superior al 10 por %.
- 1 cm /s si están tratados, lo cual permite disponer unos espesores menores.

En casos especiales puede formarse una capa drenante con mantos geotextiles, si bien esta solución plantea otros problemas en los firmes, como es el caso de su deformabilidad, es necesario garantizar tanto su resistencia como su capacidad drenante bajo las cargas permanentes y del tráfico.

El máximo recorrido del agua por la capa drenante no debe ser superior a 50 m. En caso contrario se debe aumentar la inclinación transversal de la capa drenante o bien desaguar a un sub-dren transversal.

El espesor de una capa drenante suele ser del orden de unos 15 cm. Para capas no tratadas y de orden de unos 8 cm. Para capas tratadas con ligantes asfálticos, cuya permeabilidad puede ser mayor. Los materiales utilizados en la construcción de una carpeta drenante tienen una permeabilidad claramente superior a la del terreno circundante. Estos materiales son granulares sin finos.

2.3.3 Filtros

FIGURA 2. Detalle de filtros



Fuente: Proyecto tramo La Mamora – km 18

Los filtros granulares se constituyen como un material cuyo objetivo es dejar pasar a través de él ciertas materias, normalmente fluidos, y al mismo tiempo impedir el paso de algunas partículas en suspensión. Para que un filtro sea eficaz, debe tener unos huecos de un tamaño suficiente para las materias que se desee dejar pasar; pero, a la vez suficientemente pequeños para impedir el paso de las demás partículas.

Donde sea previsible la contaminación de una capa drenante o de una zanja drenante por los finos procedentes de otro material contiguo, conviene protegerla mediante otra capa que actúe de filtro. De esta manera se evita:

- Que los materiales drenantes pierdan su permeabilidad al contaminarse con las partículas finas del material contiguo.
- Los daños provocados en el material contiguo por los arrastres de sus partículas finas por el agua.

Tradicionalmente los filtros se consiguieron con la disposición de unas capas granulares de granulometría especial, aunque modernamente el filtro suele estar constituido por un geotextil, casi siempre no tejido.

En el caso de tener tuberías de drenaje, el material circundante debe cumplir determinadas condiciones granulométricas con respecto a las aperturas de los tubos. Estos son:

- Para tuberías con ranuras rectangulares:

$$D_{85} / B > 1.2$$

Siendo:

D_{85} = Diametro equivalente a “pasa 85%” para el filtro

B = ancho de la ranura

- Para tuberías con orificios circulares

$$D_{85} / B > 1.0$$

Siendo:

D = diametro del orificio

- De acuerdo a Cedergreen, el Bureau of Reclamation aconseja:

$$D_{85} / \text{Max}_{\text{tubo}}^{\text{abertura}} > 2.0$$

2.3.4 Sub Drenes

Esta especificación está referida a los trabajos necesarios para captar y evacuar el agua proveniente de la sub base y base drenante conformantes de una estructura de pavimento en las zonas donde esta puede afectar al pavimento. Así mismo el sub-dren permitirá drenar el agua del subsuelo, filtraciones de taludes y flujos subterráneos.

Los sub-drenes pueden clasificarse en:

- Sub-drenes para pavimentos
- Sub-drenes profundos

Los Sub-drenes para pavimento tienen la función de drenar y evacuar el agua que afecta a las capas de base y/o sub-base (drenante) de pavimentos así diseñados, por lo que se ubican inmediatamente por debajo de la capa drenante más baja de la estructura del pavimento en contacto con la subrasante. Este tipo de dren no es adecuado para drenar flujos de corrientes de agua subterránea que se puedan hallar por debajo del nivel en que son colocados. Este sub-dren debe llevar tubería perforada de diámetro variable, filtro granular y/o geotextil de acuerdo al diseño.

Los sub-drenes profundos tienen la finalidad de drenar y evacuar el agua proveniente de flujos subterráneos. Este sub-dren puede o no llevar tubería en cuyo caso el proyecto debe indicar el dimensionamiento de los elementos que componen el sub-dren.

El material que se utiliza para la construcción de los sub-drenes consiste en:

- Material filtrante
- Geotextil
- Tubería

FIGURA 3. Detalle de drenes laterales



Fuente: SEPA 2001

El material filtrante podrá ser natural, provenir de la trituración de piedra o roca, o ser una mezcla de ambos y estará constituido por fragmentos duros y resistentes.

Además, deberá cumplir los siguientes requisitos:

Granulometría: Para casos en que no utilice geotextil en el recubrimiento del sub-dren el material filtrante deberá estar constituido por partículas con tamaños comprendidos entre el tamiz de 100 mm (4") y el de 0,149 mm (Nº 100). Se requiere en este caso una gradación especial, para impedir el movimiento del suelo hacia el material filtrante debiendo cumplirse las siguientes condiciones:

$$\frac{D_{15} \text{ Del filtro}}{D_{85} \text{ del suelo}} < 5 \text{ y } \frac{D_{50} \text{ Del filtro}}{D_{85} \text{ del suelo}} < 25$$

En caso en que el terreno natural tenga granulometría uniforme se sustituirá la primera relación por:

$$\frac{D_{15} \text{ Del filtro}}{D_{85} \text{ del suelo}} < 4$$

Y para asegurar la capacidad del filtro:

$$\frac{D_{15} \text{ Del filtro}}{D_{15} \text{ del suelo}} > 5$$

Si el sub-dren va cubierto por un geotextil se permitirá granulometría con fragmentos de un solo tamaño.

En caso que el sub-dren lleve tubería con perforaciones circulares se deberá cumplir:

$$\frac{D_{15} \text{ Del filtro}}{\text{Diámetro del orificio}} > 1.0$$

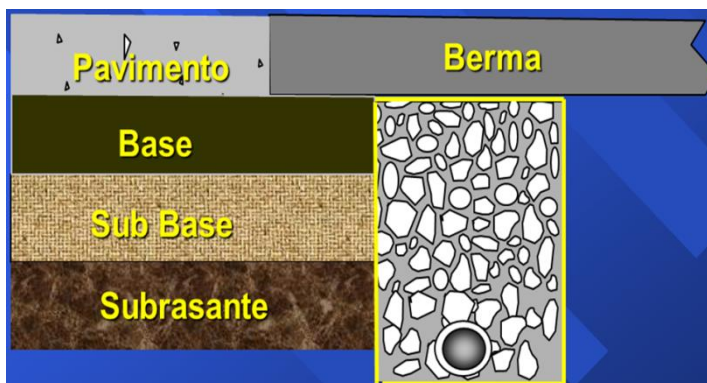
Donde dx es el tamiz por el que pasa el x% del material.

2.3.5 Material para drenaje

En todo diseño de un sistema de drenaje, los materiales deben ser seleccionados cuidadosamente para asegurar que el drenaje se vea favorecido. Todos los componentes de un sistema de drenaje deben funcionar en armonía para que cumplan con los objetivos propuestos en el diseño. Los componentes son aquellos que interceptan el agua, los que la colectan a un punto determinado y los que la evacúan del paquete estructural.

El material que formara parte del drenaje debe tener un coeficiente de permeabilidad elevado, ya que debe asegurar un rápido movimiento de agua a través de sus partículas, para poder garantizar así la calidad de la obra.

Gráfico 2. Detalle de dren lateral y material granular



Fuente: viayobra/NOT GVO(V)

2.4PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE AASHTO

2.4.1Criterios de Diseño de Pavimento Flexible

El desarrollo del presente documento hace referencia permanentemente al tipo de paquete estructural utilizado en el diseño final Avenida Integración. Es por esto, que a continuación se desarrollara el tema respetando el diseño original, el cual se refiere a la construcción de una carpeta a base de un pavimento flexible; a continuación se describirá las definiciones más necesarias para su comprensión, sus características y método de construcción, así como todas aquellas especificaciones necesarias de acuerdo a la Guía de Diseño de Estructuras de Pavimentos AASHTO.

2.4.2Caracterización del Tráfico

El tráfico es un factor básico en el diseño de un pavimento, su volumen acumulado define los espesores del proyecto y la mayor o menor precisión que se obtenga del mismo influirá en su vida útil.

Se mantiene la estructura de datos preparada en el Estudio de Tráfico y Transporte con sus tendencias de crecimiento, a fin de que el diseño tenga un horizonte de 20 años.

Para la conversión del tráfico mixto que transita por el proyecto se utiliza el concepto de los Factores de Carga Equivalentes (FCE) los cuales se pueden obtener de las tablas del apéndice de la Guía de Diseño AASTHO o mediante las ecuaciones que se detallan a continuación:

$$FCE = \frac{1}{10^{4.79 \log(18 + 1) - 4.79 * \log(L_x + L_2) + 4.33 * \log L_2 + \frac{G_t}{B_x} - \frac{G_t}{B_{18}}}}$$

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

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

SN = Número Estructural

Lx = Carga de eje simple, tándem o trídem en kip

L₂ = Código de eje:

1: Eje simple

2: Eje tándem

3: Eje trídem

Pt: Servicialidad final

B₁₈: Igual a β_x cuando L_x = 18 y L₂ = 1

El cálculo de los Factores de Carga Equivalentes (FCE), se realizan de acuerdo a la estratigrafía de tráfico presentada en el Estudio de Tráfico los vehículos de poco peso o que no tienen influencia en la determinación de Ejes Equivalentes están divididos en livianos y utilitarios. Los vehículos de influencia en la determinación de Ejes Equivalentes se constituyen en los siguientes grupos: buses de dos ejes

simples, camión mediano de dos ejes simples, Camión grande de un eje simple y un tándem y camión articulado de un eje simple, un tándem y un trídem.

Al no disponerse de datos de pesaje de los vehículos más representativos se asumen los siguientes pesos:

Tabla 1 : Pesos de ejes

TIPO DE EJE Y PESO MÁXIMO		
Ejes	Neumáticos	Kilogramos
Simple	2	6
Simple	4	11
Doble (Tándem)	6	15
Doble (Tándem)	8	18
Doble (no Tándem)	8	16
Triple (Trídem)	10	23
Triple (Trídem)	12	25

Fuente: Datos asumidos por el SNC para Proyectos de carpeta de pavimento

2.4.3Periodo de Diseño

Es el tiempo en el cual está previsto todo el desarrollo de la construcción de determinada carretera, dentro de esta planificación de tiempo debe estar previsto el tiempo de construcción, tiempo de servicio y refuerzos a la carpeta; siendo este el caso de una carpeta asfáltica.

2.4.4Determinación de Ejes Equivalentes Acumulados

Con la ecuación que se presenta a continuación, es posible determinar W_{18} para cada año.

$$W_{18} = 365(\text{Días/Año}) * \%TV * TPDA * FCE \text{ (ejes18 Kips/eje)}$$

Donde:

W_{18} = Número de reiteraciones de ejes equivalentes de 18000 Libras.

TV = Porcentaje de distribución del tráfico.

TPDA = Tránsito promedio diario anual.

FCE = Factor de Carga Equivalente.

2.4.5Serviciabilidad

La serviciabilidad de un pavimento se define con una curva de deterioro, debido a la acción combinada del tránsito y del clima. Se expresa en función del Índice de Serviciabilidad, el cual se obtiene a partir de medidas de la rugosidad y del deterioro del pavimento, tales como parcheo, fisuras y deformaciones en su estructura.

P_o = Serviciabilidad Inicial.

- Pavimentos Flexibles = 4.2
- Pavimentos Rígidos = 4.5

P_F = Serviciabilidad Final. (Depende de la importancia de la vía).

- Carreteras = 2.2
- Urbano Principal = 1.8

2.4.6Confiabilidad (R)

El índice de confiabilidad se define como la probabilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de su vida útil bajo las condiciones (medio ambiente) que tiene lugar en ese lapso. Cuanto mayor es la incertidumbre, mayor es el coeficiente de seguridad. La aplicación de

estos coeficientes de seguridad puede hacer que el pavimento resulte sobre o sub dimensionado.

Se adopta un nivel de confiabilidad de $R = 90 \%$ indicado para arterias principales

2.4.7 Desviación Estándar

La desviación estándar global (S_o) toma en cuenta todos los errores o variabilidad asociada con los datos de diseño y construcción, incluyendo la variabilidad en las propiedades de materiales, propiedades del suelo de fundación, estimaciones de tráfico, condiciones climáticas y calidad de construcción. Idealmente, estos valores deberían estar basados en condiciones locales. Sin embargo, en la ausencia de otros valores la Guía de Diseño AASHTO provee valores recomendados. Para el caso donde la variación del tráfico futuro proyectado no está considerada, la Guía de Diseño AASHTO recomienda un valor de 0.44. En situaciones donde se considera la variación del tráfico futuro proyectado, se recomienda un valor de 0.49.

2.4.8 Módulo de Resiliencia de la Subrasante

El módulo de resiliencia de la subrasante es la propiedad del material usado para representar las características de soporte del suelo natural en el diseño de pavimentos flexibles. En términos generales, es una medida de la deformación del suelo en respuesta a aplicaciones (cíclicas) de cargas mucho menores que la carga de falla.

El proceso de diseño de AASHTO, requiere la introducción del módulo resiliente efectivo del suelo de la carretera.

En la Guía AASHTO se menciona que ante la imposibilidad de contar con los equipos para realizar ensayos con el módulo resiliente, se puede utilizar la correlación establecida por el Corps of Engineers con el CBR:

$$M_R = 1500 \times CBR \text{ [psi]}$$

2.4.9 Ecuación de la AASHTO 93 para la Determinación de Espesores de Capas del Paquete Estructural

Para el cálculo de espesores de las capas del paquete estructural, es necesario determinar previamente el Número Estructural SN establecido en el método AASHTO versión 1993. La ecuación que se presenta a continuación se utiliza para la determinación del Número Estructural SN, referida a la cantidad acumulada de un eje estándar de 8,2 Tn. para un periodo de vida útil, es la siguiente:

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

Donde:

W_{18} = Número de ejes equivalentes a 18000 Libras que solicitaran durante el periodo de vida útil.

Z_r = Desviación normal estándar para el grado de confiabilidad R elegido.

S_o = Error estándar combinado de las predicciones de tránsito y de comportamiento

ΔPSI = Diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial y final.

M_r = Modulo Resiliente de la Subrasante.

SN = Número Estructural del Pavimento.

En el procedimiento de diseño AASHTO, el cálculo del diseño del pavimento produce un número estructural. Este número estructural expresa la resistencia estructural de un pavimento flexible. Este valor, que es resultado de la ecuación de diseño AASHTO, se convierte a espesores individuales de capas en el pavimento a través de la siguiente relación:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3$$

Donde:

a_i = Coeficientes estructurales de la capa i

m_i = Coeficientes de drenaje de la capa i

D_i = Espesor de la capa i

Cada una de las variables que conforman esta ecuación tiene varios posibles valores; pero, de acuerdo a la Guía de Diseño existen ciertas condiciones mínimas recomendadas que se deben cumplir para que una vez construidas unas protejan a las otras y viceversa.

Para la determinación de los espesores de las distintas capas utilizando el método de Análisis por Capas se deben seguir las ecuaciones que se mencionan a continuación:

$$D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN_1^* = a_1 D_1^* \geq SN_1$$

$$D_2^* \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 \times m_2}$$

$$SN_1^* + SN_2^* \geq SN_2$$

$$D_3^* \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 \times m_3}$$

Debe ser considerado que, en caso de que los espesores obtenidos a través de las expresiones matemáticas arriba indicadas resulten inferiores a los espesores mínimos mostrados en el método, dichos mínimos deberán ser adoptados, lo que obliga a la definición de nuevos valores de SN_1 y SN_2 , con base en los espesores adoptados y en los valores de los coeficientes estructurales.

2.4.10 Coeficientes Estructurales de las Capas (a_i)

El coeficiente estructural de una capa representa la relación empírica entre el número estructural SN y el espesor de dicha capa, siendo una medida de la capacidad relativa del material para actuar como componente estructural de un dado pavimento.

El método AASHTO, presenta diversas formas de obtener el valor del coeficiente estructural, en general a través de correlaciones con otras propiedades mecánicas de los materiales (CBR, módulo resiliente, etc.). Estos coeficientes es posible determinar a través de ábacos o expresiones matemáticas.

2.4.11 Coeficiente de Drenaje (m_1)

El método AASHTO propone la utilización de coeficientes modificados para las capas de pavimento, en función de las características de drenaje de los materiales. Para eso, la calidad del drenaje es definida en función del tiempo exigido para la remoción del agua del pavimento.

Se consideraron los coeficientes de drenaje en función del material empleado y de la posición de la capa en la estructura. Además de eso, en las tablas indicadas en la Guía de la AASHTO, se adoptó que la calidad de drenaje será regular, es decir, el tiempo de remoción del agua del pavimento será de cerca de una semana, y el porcentaje de tiempo a que el pavimento estará sujeto a condiciones de humedad próximas de la saturación será entre 5% y 25%.

En la aplicación práctica se podrá ver este punto con más detalle, es ahí donde se disponen las tablas mencionadas anteriormente.

2.4.12 Espesores de las Capas de Pavimento

Las estrategias del Servicio Nacional de Caminos en cuanto al periodo de análisis para el diseño de pavimentos es de 20 años. Sin embargo, es permitido el diseño de pavimentos en dos o más etapas. Se puede considerar para la carpeta de asfalto, 10 años de periodo de vida para la estructura inicial, y luego la ejecución de una sobrecarpeta adicional.

La ejecución de pavimentos por etapas permitirá la eliminación de pequeñas irregularidades que pueden ocurrir durante los primeros años de vida, debido a asentamientos diferenciales y a la compactación adicional de los materiales. Las capas ejecutadas posteriormente podrán corregir este tipo de desperfecto.

3.1 UBICACIÓN

La vía de vinculación denominada Integración se encuentra ubicada en el Nor-Oeste de la Ciudad de Tarija, capital de la Provincia Cercado del Departamento del mismo nombre, enlazando el barrio El Molino con la Ex Parada Al Norte ubicada en la intersección de la Av. Víctor Paz Estensoro y Av. Circunvalación.

Las características del lugar comprenden una temperatura media que oscila entre los 17 °C a 23 °C, siendo las zonas con temperaturas más bajas en directa razón proporcional a los aumentos de altitud y disminución de latitud. Actualmente la Capital cuenta con una población de aproximadamente 178.926 habitantes con una mancha urbana de 2.078 km².

FIGURA 4. Ubicación de la avenida de la integración



La región tarijeña suele tener inviernos muy fríos acompañados con nevadas merced a los surazos (especialmente durante el mes de julio) en los que la temperatura suele bajar de 0° C llegando a disminuciones térmicas increíbles para la latitud y altitud.

Las épocas de lluvia inician en el mes de Octubre hasta en algunos casos días de Marzo, reportándose casos de grandes intensidades de lluvia en ciertos años; es una

ciudad que posee un nivel freático relativamente alto y más aún en las zonas cercanas al río Guadalquivir.

Esta avenida inicia en la Ex Parada Al Norte, siendo esta la zona más alta con 1932,33 msnm. Bordeando las márgenes del río Guadalquivir y vinculándose al barrio el molino, punto con una altura de 1882,43 msnm. El proyecto tiene una extensión total de 2611,69 m clasificado en una única zona.

3.2ANÁLISIS DEL DISEÑO ORIGINAL DE LA AVENIDA INTEGRACIÓN

Debido a que se quiere demostrar que en carreteras con existencia del nivel freático alto y en zonas húmedas es necesaria la implementación de sistemas de drenaje sub superficial, es necesario tener conocimiento previo del diseño del paquete estructural y su sistema de drenaje.

3.2.1Diseño del paquete estructural

Para la realización del diseño estructural de la Vía Ex Parada del Norte-Posta Municipal denominada finalmente Avenida Integración, se determinó como conveniente el diseño de un pavimento flexible utilizando los parámetros de diseño según la AASHTO versión 1993 El desarrollo del presente documento hace referencia permanente a la Guía de Diseño de Estructuras de Pavimentos AASHTO 93 y al Suplemento del año 97.

Este Proyecto estuvo a cargo del Gobierno Municipal de la Provincia Cercado del departamento de Tarija.

Tabla 1: Espesores finales del diseño original de la avenida Integración

Tramo	Tipo suelo	Carpeta Asfalto (mm)	Base Granular (mm)	Subbase Granular (mm)
Ex Parada del Norte- Posta Municipal	4<CBR<6	60	150	200

Fuente: Proyecto original de la Av. Integración

3.2.2 Estudio Hidrológico

De igual manera, el diseño final del tramo en estudio contemplo el análisis hidrológico e hidráulico que permitió el diseño del sistema de drenaje de la carretera.

Para realizar el estudio Hidrológico, se procedió a utilizar la estación de El Tejar, la misma se encuentra en la provincia Cercado, cuya ubicación geográfica está dada por las coordenadas 21°32' de Latitud Sur y 64°44' de Longitud Oeste, a una altura de 1859 m.s.n.m. El periodo de observación de la Estación data desde 1973 hasta la actualidad, pero para los fines de cálculo de los parámetros necesarios, se tomaron como periodo de observación los años 1970-2002.

De manera posterior utilizando los valores de intensidad de lluvias determinados para el periodo de retorno y tiempo de concentración correspondientes, se determinaron caudales de escorrentía.

Tabla 2: Calculo de caudales método racional

PROGRESIVA	OBRA DE ARTE	UNICUENCA	C	T (años)	Tc (hrs.)	P ₂₄ (mm)	P _t (mm)	I(tc,T) (mm/h)	A (km ²)	QT (m3/seg)
PROG.1+800	APORTE DE Φ PARA CONDOC.	1	0,40	5	0,022	73,857	11,214	500,433	0,002	0,097
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 IZQ.		0,40	5	0,022	73,857	11,230	498,777	0,005	0,303
	ALCANT.ALIVIO TIPO 2		0,40	5	0,022	73,857	11,214	500,400	0,002	0,100
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 DER.		0,40	5	0,022	73,857	11,214	500,433	0,002	0,097
PROG.1+960	APORTE DE Φ PARA CONDOC.	2	0,40	5	0,027	73,857	11,805	443,906	0,002	0,099
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 IZQ.		0,40	5	0,027	73,857	11,821	442,532	0,006	0,319
	ALCANT.ALIVIO TIPO 2		0,40	5	0,027	73,857	11,806	443,860	0,002	0,105
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 DER.		0,40	5	0,027	73,857	11,805	443,906	0,002	0,099
PROG.2+060	APORTE DE Φ PARA CONDOC.	3	0,40	5	0,032	73,857	12,498	388,616	0,003	0,134
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 IZQ.		0,40	5	0,032	73,857	12,511	387,642	0,010	0,424
	ALCANT.ALIVIO TIPO 2		0,40	5	0,032	73,857	12,498	388,590	0,003	0,140
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 DER.		0,40	5	0,032	73,857	12,498	388,616	0,003	0,134
PROG.2+220	APORTE DE Φ PARA CONDOC.	4	0,40	5	0,019	73,857	10,650	564,432	0,002	0,098
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 IZQ.		0,40	5	0,019	73,857	10,664	562,763	0,005	0,303
	ALCANT.ALIVIO TIPO 2		0,40	5	0,019	73,857	10,650	564,403	0,002	0,100
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 DER.		0,40	5	0,019	73,857	10,650	564,432	0,002	0,098

PROGRESIVA	OBRA DE ARTE	UNICUENCA	C	T (años)	Tc (hrs.)	P24 (mm)	Pt (mm)	I(tc,T) (mm/h)	A (km2)	QT (m3/seg)
PROG.2+300	APORTE DE Ø PARACONDUC	5	0,40	5	0,022	73,857	11,212	500,628	0,002	0,103
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 IZQ.		0,40	5	0,022	73,857	11,226	499,215	0,006	0,330
	ALCANT.ALIVIO TIPO 2		0,40	5	0,022	73,857	11,213	500,581	0,002	0,109
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 DER.		0,40	5	0,022	73,857	11,212	500,628	0,002	0,103
PROG.2+300	APORTE DE Ø PARACONDUC	6	0,40	5	0,015	73,857	10,004	653,212	0,040	2,903
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 IZQ.		0,40	5	0,015	73,857	9,966	659,091	0,006	0,438
	ALCANT.ALIVIO TIPO 2		0,40	5	0,015	73,857	9,955	660,696	0,002	0,144
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 DER.		0,40	5	0,015	73,857	9,955	660,748	0,002	0,137
PROG.2+300	APORTE DE Ø PARACONDUC	7	0,40	5	0,017	73,857	10,383	598,924	0,002	0,161
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 IZQ.		0,40	5	0,017	73,857	10,408	595,532	0,019	1,263
	ALCANT.ALIVIO TIPO 2		0,40	5	0,017	73,857	10,38	598,88	0,003	0,167
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 DER.		0,40	5	0,017	73,857	10,383	598,924	0,002	0,161
PROG.2+300	APORTE DE Ø PARACONDUC	8	0,40	5	0,009	73,857	8,613	926,218	0,001	0,104
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 IZQ.		0,40	5	0,009	73,857	8,624	923,457	0,003	0,331
	ALCANT.ALIVIO TIPO 2		0,40	5	0,009	73,857	8,614	926,133	0,001	0,109
	ALCANT.ALIVIO TIPO 1 DER.		0,40	5	0,009	73,857	8,613	926,218	0,001	0,104

Fuente: Diseño original de la Av. Integración

3.3 IDENTIFICACIÓN DE LOS DAÑOS OCASIONADOS EN LA AVENIDA INTEGRACIÓN

La humedad tiene una gran influencia sobre las propiedades de los materiales que constituyen el paquete estructural y sobre el comportamiento de los pavimentos en general.

- Ablandamiento y disminución de la capacidad de soporte de la subrasante al permanecer esta saturada durante un prolongado periodo.
- Cambio de características físicas en la base y sub base debido a la constante humedad en estas capas, produciendo la degradación de la calidad del material del pavimento por hundimiento y fisuración en muchos sectores de la vía.
- El tipo de falla identificada en esta avenida es El Hinchamientos (Debido al aumento de volumen de la subrasante o alguna porción de la estructura del pavimento. Generalmente causado por la humedad en los suelos expansivos). El Nivel de Severidad es Alta (Produce alto efecto sobre la calidad de la rodadura).

FIGURA 5. Daños ocasionados en la Av. Integración



3.4 ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA CARACTERIZACIÓN DE SUELOS GRANULARES QUE SE UTILIZARÁN EN EL DRENAJE SUB SUPERFICIAL

Dentro del estudio de los suelos, las características de permeabilidad de un suelo son de mucha importancia, especialmente en el estudio de carreteras, en la conformación de las capas que forman parte del paquete estructural de una vía pavimentada.

En nuestra región no existen estudios reales exactos sobre el análisis de la incidencia de la granulometría en el coeficiente de permeabilidad de los suelos por lo que es necesario realizar ensayos de granulometría y permeabilidad para verificar alguna relación directa que se podría encontrar en el desarrollo del presente trabajo.

Es por eso que el objetivo de la ejecución de los siguientes estudios, es determinar valores de conductividad hidráulica de distintas clasificaciones granulométricas para determinar una relación posible entre la permeabilidad y la granulometría de suelos granulares.

En Tarija existe una gran variedad de suelos, los mismos que se identifican por sus características granulométricas siendo este un factor determinante en su permeabilidad y debido a los niveles freáticos en la región, el agua incide en el paquete estructural de un pavimento reduciendo su tiempo de vida útil.

Luego de concluir que es prácticamente imposible definir una relación entre estos dos factores (Granulometría y permeabilidad) se continuó con la investigación de este problema, encontrando un estudio de una tesis doctoral titulada “Estudio de los Materiales Granulares Utilizados en Capas de Base y Sub Base en Carreteras” por el Ingeniero en Caminos, Canales y Puertos “Manuel Rivas Cervera”, presentada en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de La Universidad Politécnica de Madrid-España (22 de Junio de 1988).

Las aportaciones más destacadas de este trabajo se resumen a continuación:

- Determinación de las características mecánicas de las capas granulares de granulometría continua.
- Clasificación de diversas secciones de distintos tipos de firme con capas granulares en su estructura en función de las categorías de la explanada y del tráfico.
- Definición del carácter impermeable de las capas granulares de granulometría continua.
- Determinación de varias granulometrías que confieren capacidad drenante a las capas granulares, y caracterización mecánica de éstas.

Estos datos mencionados son lo que se buscaba para definir en base a esta información y los ensayos realizados una posible relación directa entre la granulometría y la permeabilidad de un material granular.

Uno de los tantos puntos importantes que se mencionan en esta tesis es que en países de primer mundo, también se intentó obtener un valor de permeabilidad como parámetro para evacuar el agua infiltrada con una granulometría ya definida para ese dato de permeabilidad.

Es por eso que este autor acumula también información de otros autores que trataron de lograr lo mismo llegando a pobres resultados, como por ejemplo, que después de haber realizado numerosos ensayos a capas granulares que funcionan como base y sub base lo único que se logró afirmar es que en varios países de clima tropical o árido, en los que las precipitaciones son fuertes y concentradas en determinados períodos, se reconoce que es importante establecer un adecuado nivel de permeabilidad, añadiendo que las capas de sub base deban ser más permeables que los de la base. Es por eso que una de las conclusiones adoptadas por el “Comité Técnico de Firmes Flexibles de España”, es la exigencia de especificar las características de permeabilidad de las sub bases, sobre todo en las regiones tropicales.

“También se pone de manifiesto que la permeabilidad, como característica de los materiales granulares, sólo se determina de una manera indirecta por alguna de las siguientes propiedades”:

- Granulometría
- Índice de plasticidad
- Densidad

“No disponiéndose de un ensayo de permeabilidad de aplicación directa sobre el material”. Página 46 de la Tesis doctoral mencionada.

Es por estos motivos que se afirma con mayor seguridad que no existe una relación directa entre la permeabilidad y la granulometría. Siendo imposible determinar una ecuación o tabulación que permita determinar directamente una permeabilidad teniendo únicamente los datos de la granulometría o viceversa.

A pesar de que la permeabilidad de un determinado material depende de muchos factores, se realizaron ensayos de permeabilidad a cinco tipos de muestras granulares con tamaños de gravas que varían entre los tamices de 3/4”, 1/2”, 3/8”, N°4. Estos ensayos se encuentran en la parte de anexos (Anexo 2).

3.5 ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para el cálculo y ejecución de obras de drenaje subterráneo, es necesario obtener los caudales tanto de infiltración como los de nivel freático de la zona y para esto se requiere un estudio hidrológico, para el cual se utilizó la Estación Climatológica de El Aeropuerto (SENAHMI) misma que se encuentra en la Provincia Cercado. Estos datos se encuentran en Anexos. (Anexo 1).

El periodo de observación confiable de esta Estación data desde 1954 hasta el 2010; es por esta razón que para el presente trabajo se escogió esta estación a diferencia de la Estación Climatológica de El Tejar que consta de observaciones confiables sólo desde 1973 hasta el 2002.

Se debe proceder el cálculo sin tomar en cuenta los años en los que falten datos, de los años con datos completos se debe proceder a calcular los siguientes parámetros:

- MEDIA:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

Donde:

$\bar{X}$: Promedio de los datos trabajados.

X_i : Datos de muestra.

n: número de datos de la muestra

- DESVIACION TIPICA:

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

Donde:

S_x : Desviación típica.

$\bar{X}$: Promedio de los datos trabajados.

X_i : Datos de muestra.

n: número de datos de la muestra.

- MODA:

$$E_d = \bar{X} - (0,45 * S_x)$$

Donde:

E_d : Moda.

$\bar{X}$: Promedio de los datos trabajados.

S_x : Desviación típica.

- CARACTERISTICA:

$$K_d = \frac{S_x}{0,557 * E_d}$$

Donde:

K_d : Característica propia de cada estación.

S_x : Desviación típica.

E_d : Moda.

- COEFICIENTE DE VARIACION:

$$C_u = \frac{S_x}{\bar{X}} * 100$$

Donde:

C_u : Coeficiente de variación.

S_x : Desviación típica.

$\bar{X}$: Promedio de los datos trabajados.

Cuando se tienen varias estaciones para realizar el cálculo se deben ponderar los datos, como en este caso se está trabajando con una sola estación los resultados se mantienen, en la siguiente tabla se muestran los resultados a los anteriores cálculos.

Tabla 3: Resumen de datos calculados para estudio hidrológico

Media	Xmed	56,1057
Desviación	Sx	16,0558
Moda	Ed	48,8805
Característica	Kd	0,5897
Coeficiente de variación	Cu	28,6171

Fuente: Elaboración propia

3.5.1 Estimación Del Tiempo De Concentración

El tiempo de concentración está definido como el tiempo que tarda en llegar la gota más lejana de la cuenca hasta el punto de desembocadura, aforo o punto más bajo, momento en el cual se presentara el caudal máximo.

El tiempo de concentración (T_c) es independiente de la duración de la lluvia y además es constante para una cuenca determinada, se estima en función de parámetros de la cuenca y puede ser calculado por formulas semiempiricas.

Tabla 4: Parámetros de la cuenca

Punto	Punto	PROGRESIV		Dif.	Altura	Área	Long. De tub	Pend.
1	3	2+600	2+450	3,4		0,0047	150	2,267
2	4			4		0,0041	150	2,667
4	3			0,2		0,0036	14	1,429
3	17	Tub.		0,2		0,0000	20	1,000
4	6	2+450	2+300	3,6		0,0036	150	2,400

6	5			0,4	0,0034	14	2,857
3	5			0,8	0,0035	150	0,533
5	18	Tub.		0,8	0,0000	20	4,000
6	8	2+300	2+150	0,2	0,0038	150	0,133
8	7			0,2	0,0035	14	1,429
5	7			0,5	0,0032	150	0,333
7	19	Tub.		0,3	0,0000	20	1,500
8	10	2+150	2+000	8,99	0,0034	150	5,993
10	9			8,11	0,0035	14	57,929
7	9			16,4	0,0036	150	10,933
9	20	Tub.		0,2	0,0000	20	1,000
10	12	2+000	1+850	9,2	0,0028	150	6,133
12	11			0,13	0,0034	14	0,929
9	11			1,13	0,0043	150	0,753
11	21	Tub.		0,363	0,0000	20	1,815
12	14	1+850	1+700	1,25	0,0033	150	0,833
14	13			0,24	0,0035	14	1,714
11	13			1,36	0,0036	150	0,907
13	22	Tub.		0,46	0,0000	20	2,300

Fuente: Elaboración propia

Formulas para el cálculo de tiempo de concentración:

- Chereque (Alcantarillas): $t_c = \left(0,871 * \frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$
- Giandotti: $t_c = \frac{4*\sqrt{A}+1,5*L}{25,3*J*L}$
- Ventura – Hevas: $t_c = 0,05 * \sqrt{\frac{A}{J}}$
- U.S.C.E.: $t_c = 0,3 * \left(\frac{L}{\sqrt[4]{J}}\right)^{0.77}$
- California: $t_c = 0,066 \left(\frac{L}{\sqrt{J}}\right)^{0.77}$

- Kipich: $t_c = 0,000325 * \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$

Tabla 5: Tiempo de concentración calculado

tc (horas)	tc (min)
0,1026	6,1538
0,0368	2,2094
0,0759	4,5511
0,1026	6,1538
0,0659	3,9514
0,0553	3,3170

Fuente: Elaboración propia

3.5.2 Cálculo de Altura de Lluvia Máxima Diaria:

Utilizando la ley de distribución de Gumbel:

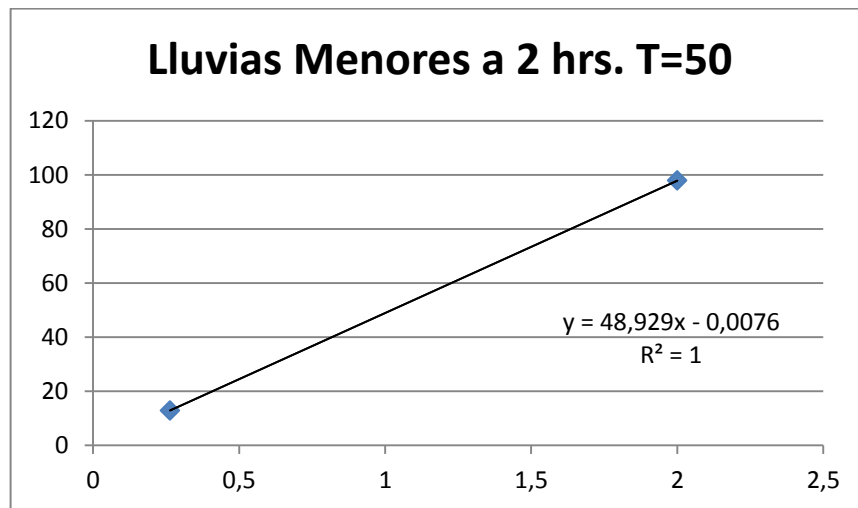
$$h_{dT} = E * (1 + K * \log T)$$

Moda	38,16
Característica	48.88
	6,1538
	2,2094
$\bar{T}c$ (horas)	4,5511
	6,1538

3,9514

3,3170

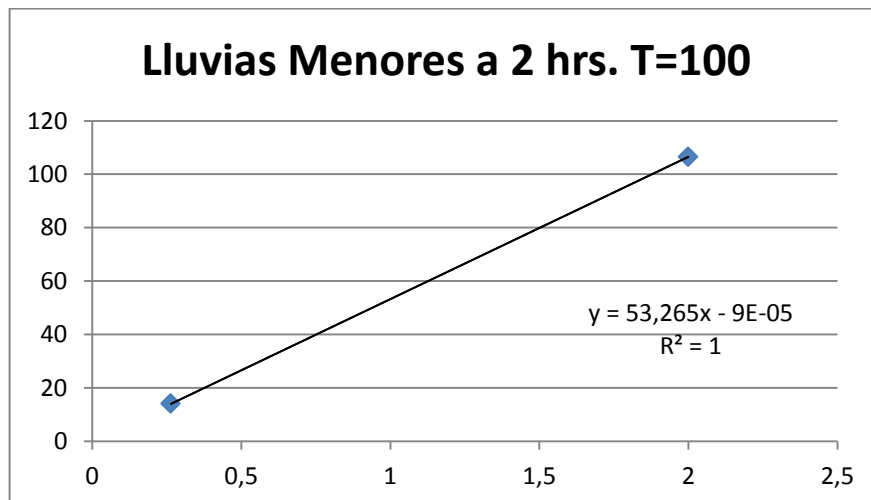
Gráfico 1: Lluvias menores a 2hrs. T=50 años



Para un periodo T=50 años:

$h_{dt} = 97.851 \text{ mm}$

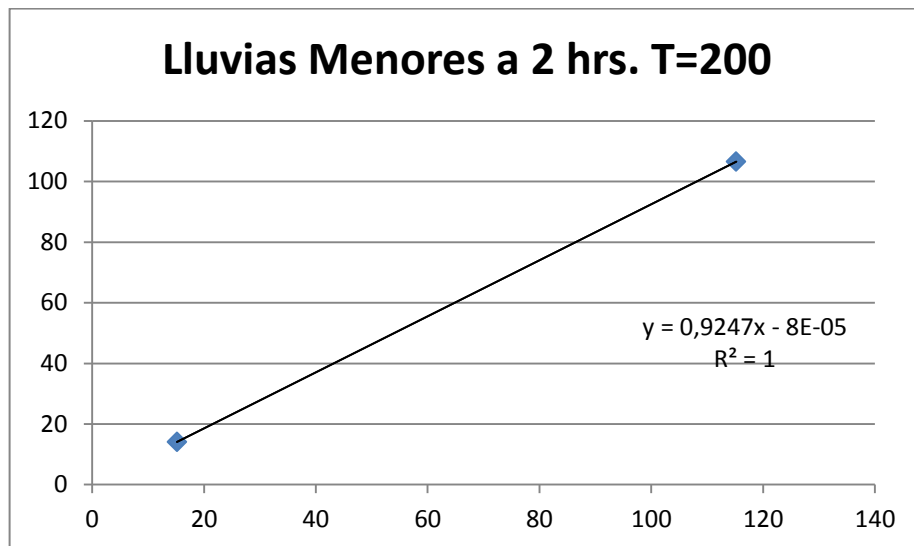
Gráfico 2: Lluvias menores a 2 hrs. T=100 años



Para un periodo $T=100$ años:

$$h_{dt} = 106.53 \text{ mm}$$

Gráfico 3: Lluvias menores a 2 hrs. $T= 200$ años



Para un periodo $T=200$ años:

$$h_{dt} = 115.20 \text{ mm}$$

3.5.3 Cálculo de Altura de Lluvia Máxima Horaria

Utilizando la ley de distribución de Gumbel modificada:

$$h_{tT} = Ed \left(\frac{t}{\alpha} \right)^B (1 + Kd * \log T)$$

Donde:

$$\beta = 0.2$$

$$\alpha = 2 \text{ (para cuencas Área } < 15 \text{ km)}$$

T =tiempo de concentración=0,386 horas

Nota: como nuestra cuenca tiene un tiempo de concentración menor a 2 horas y la formula está realizada para duración de lluvias mayores a 2 horas y menores a 24 horas obtenemos la altura de lluvia máxima diaria por interpolación suponiendo que la variación de la lluvia se comporta lineal obtenemos el valor de h_{dt} por interpolación.

Para un periodo $T=50$ años:

$$h_{tT} = 97.85 \text{ mm}$$

Para un periodo $T=100$ años:

$$h_{tT} = 106.53 \text{ mm}$$

Para un periodo $T=200$ años:

$$h_{tT} = 115.17 \text{ mm}$$

Altura de Lluvias Máximas para Diferentes Tiempos y Periodos de Retorno en mm:

$$h_{tT} = Ed \left(\frac{t}{\alpha} \right)^B (1 + Kd * \log T)$$

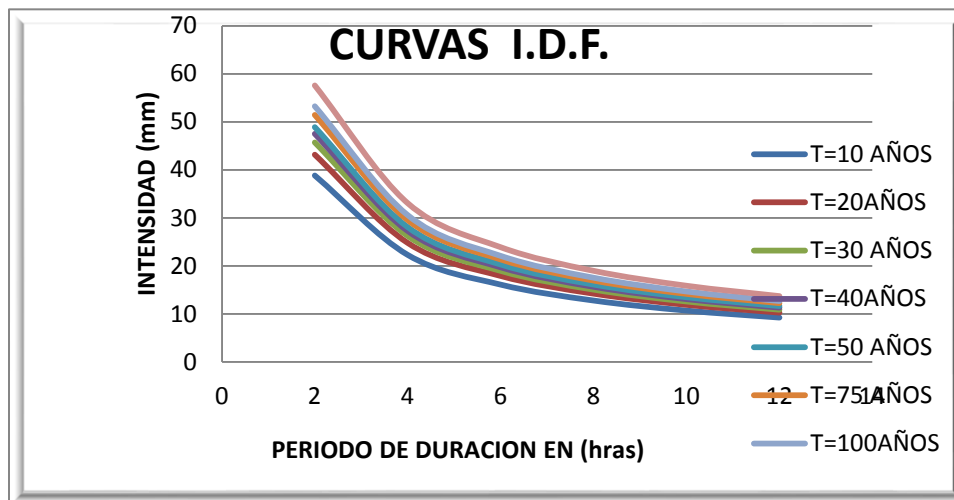
Tabla 6. Altura de lluvia máxima diaria

Periodo de retorno	Alturas de lluvias máximas diaria para diferentes tiempos y periodos de retorno (mm.) Duración de la lluvia en “t” hrs.					
T (años)	2	4	6	8	10	12
10	77,70539	89,26005	96,80001	102,5329	107,2124	111,194
20	86,38167	99,22648	107,6083	113,9813	119,1833	123,6095
30	91,45772	105,0573	113,9317	120,6792	126,1869	130,8732
40	95,05795	109,1929	118,4166	125,4297	131,1543	136,025
50	97,85108	112,4014	121,8961	129,1153	135,008	140,0219
75	102,9271	118,2322	128,2195	135,8132	142,0116	147,2855
100	106,5302	122,3711	132,708	140,5675	146,9829	152,4415
200	115,2065	132,3375	143,5163	152,0159	158,9539	164,857

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7: Intensidades máximas

Periodo de retorno	Intensidades máximas para diferentes tiempos y periodo de retorno Duración de la lluvia "t" hrs.					
T (años)	2	4	6	8	10	12
10	38,85269	22,31501	16,13333	12,81661	10,72124	9,266167
20	43,19083	24,80662	17,93472	14,24766	11,91833	10,30079
30	45,72886	26,26433	18,98862	15,0849	12,61869	10,9061
40	47,52897	27,29823	19,7361	15,67871	13,11543	11,33542
50	48,92554	28,10034	20,31602	16,13941	13,5008	11,66849
75	51,46357	29,55806	21,36992	16,97665	14,20116	12,2738
100	53,26512	30,59278	22,118	17,57094	14,69829	12,70346
200	57,60326	33,08438	23,91939	19,00199	15,89539	13,73808

Gráfico 4: Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

3.6 DISEÑO DEL PAQUETE ESTRUCTURAL DE LA AV. INTEGRACIÓN, INCORPORANDO LOS MÉTODOS QUE SE USARÁN COMO DRENAJE SUB SUPERFICIAL

3.6.1 Diseño de Paquete Estructural de la Avenida con la Inclusión de CARPETA DRENANTE

Habiendo revisado la pendiente del camino para demostrar que de acuerdo a la norma, que nos aconseja que “es conveniente usar este sistema de drenaje cuando existe gran diferencia entre pendientes longitudinales y transversales que provocan que el agua tienda ir paralelamente al eje del camino” es por esto que en nuestro caso es más beneficioso esta alternativa de drenaje subterráneo y para esto se requiere cambiar las características de la sub base, es decir, que el material granular será seleccionado de acuerdo a las características descritas anteriormente en el estudio de gravas e irá a formar parte del paquete estructural como la nueva sub-base para drenar los respectivos caudales que se hacen presentes en la carretera.

Para dar inicio al cálculo del paquete estructural con la inclusión de una carpeta drenante se debe tener en cuenta las siguientes variables:

- **Periodo de análisis:** Tiempo total que cada estrategia de diseño debe cubrir, puede ser igual que la vida útil, pero en casos en donde se prevén reconstrucciones a lo largo del tiempo, el periodo de análisis comprende varios periodos de vida útil, el pavimento original y el de los distintos refuerzos.

Es importante hacer notar que la metodología original de AASHTO usualmente consideraba periodos de diseño de 20 años; en la versión actual de 1993, recomienda los siguientes periodos de diseño en función del tipo de carretera.

Tabla 8: Periodos de análisis recomendados por la norma AASHTO

TIPO DE CARRETERA:	PERÍODO DE DISEÑO
Urbana con altos volúmenes de tránsito.	30 - 50 años
Interurbana con altos volúmenes de tránsito.	20 - 50 años
Pavimentada con bajos volúmenes de tránsito.	15 - 25 años
Revestidas con bajos volúmenes de tránsito.	10 - 20 años

Fuente: Diseño de Pavimentos AAHSHTO-93

Tomando en cuenta las características de este proyecto y respetando los valores usados en el proyecto original, se determinó que el valor de periodo de análisis es de 10 años.

- **Determinación de Ejes Equivalentes Pavimento de Asfalto - 10 años.**

Para el Diseño Original de la Avenida Integración se obtuvo el valor del W_{18} de las características y el tipo de circulación de vehículos de la Av. Víctor Paz Estensoro determinando el siguiente valor:

$W_{18} = 1926768$ ESALs. (Número de ejes equivalentes a 18000 libras que se solicitan durante el periodo de vida útil).

- **Confiabilidad “R”.** Con el parámetro “R”, se trata de llegar a cierto grado de certeza en el método de diseño, para asegurar que las diversas alternativas de la sección estructural que se obtengan, durarán como mínimo el período de diseño. Se consideran posibles variaciones en las predicciones del tránsito en ejes acumulados y en el comportamiento de la sección diseñada.

La norma AASHTO recomienda los siguientes valores.

Tabla 9: Valores de “r” de confiabilidad, con diferentes clasificaciones funcionales

Clasificación de Vía	Urbano (%)	Rural (%)
Autopista	88 - 99	80 – 99
Arterias principales	80 - 99	75 – 99
Colectores	80 - 95	75 – 95
Locales	50 - 80	50 – 80

Fuente: Diseño de Pavimentos AASHTO-97

Por tratarse de una avenida en la que se desea unir dos puntos importantes de la ciudad en los cuales el tráfico es relevante se decidió tomar un valor promedio del grupo urbano, en caso de cambios debidos al crecimiento de la circulación vehicular. $R=90$

- **Serviciabilidad.** Se adoptaron valores de serviciabilidad de acuerdo a lo que nos aconseja la norma AASHTO 97 la cual nos dice que es conveniente en el caso de la ejecución de una avenida de pavimento flexible tomar los siguientes valores:

$P_f = 2,2$ debido a las características del proyecto, ya que depende de la categoría del camino y $P_o = 4,2$ porque este último está en función de la calidad de la construcción del proyecto.

- **Pérdida de Serviabilidad (ΔPSI).** Este valor es la diferencia de los dos asumidos anteriormente.

$$\Delta PSI = P_o - P_t = 2$$

- **Desviación Estándar (So).** Este valor identifica todos los errores que se pueden suscitar pero la norma AASHTO nos dice que en situaciones donde se considera la variación del tráfico futuro proyectado, se recomienda un valor de 0.49.
- **Desviación Normal Estándar (Zr).** Para determinar este valor la norma AASHTO muestra una tabla en la cual la desviación Normal Estándar depende directamente del valor de confiabilidad adoptado al inicio de este cálculo.

Tabla 10: Valores de desviación normal estándar

Confiabilidad % (R)	Desviación Nor.Estándar	Confiabilidad % (R)	Desviación Nor.Estand.
50	0	92	1,405
60	0,253	93	1,476
70	0,524	94	1,555
75	0,674	95	1,645
80	0,841	96	1,763
85	1,037	97	1,881
90	1,286	98	2,054
91	1,34	99	2,327
		99,9	3,09

Fuente: Diseño de pavimentos AASHTO 97

Al tener en este proyecto un valor de confiabilidad de 90% la Desviación Normal Estándar (Zr) es de 1,286.

- **Módulo Resiliente Para la Sub Rasante.** Siguiendo con el procedimiento de Diseño de la Norma AASHTO 97 este valor fue calculado con la siguiente fórmula y para la cual se obtuvo un valor de CBR de la subrasante del proyecto original de la Avenida Integración $CBR_{SUBRASANTE} = 4 \%$.

$$Mr(\text{Subrasante}) = 1500 * (\text{CBR Subrasante})$$

$$Mr (\text{Subrasante}) = 6000 \text{ PSI}$$

- **Módulo Resiliente para Sub- Base Granular.** En esta capa del paquete estructural de la avenida se implemento el material de drenaje cuyas especificaciones y características del material se muestran a continuación.
- **Características del Material.** Para seleccionar el tipo de material a usar se tomaron las siguientes consideraciones:

Para la evacuación inmediata de aguas en el paquete estructural se tomó en cuenta los suelos cuyo material concentra dentro del mismo la mayor cantidad de partículas en sólo dos tipos de tamaños para mayor permeabilidad.

Para determinar qué tipo de partículas eran las correctas se tomó muy en cuenta que los estudios realizados a cada uno de los suelos, muestran que a mayor cantidad de partículas de mayor tamaño (1") la posibilidad de daño al paquete estructural es posible ya que al formar excesivos espacios vacíos que serán llenados por material circundante pueden modificar la estructura de la avenida.

La predominancia en partículas de 4,75 mm (tamiz N°4) y de 9,52 mm (tamiz 3/8") hacen que el material en corto tiempo dejen de ser tan

permeables como al inicio y aunque exista un manto geotextil de protección siempre existirán finos que logren filtrarse inutilizando el material drenante y dañando el paquete estructural.

Mientras que si concentramos la mayor cantidad de material en los tamaños de 1/2" y 3/4" contamos con un material con gran porcentaje de partículas de similar tamaño garantizándonos una buena circulación a grandes caudales y también una buena duración de la carpeta por tratarse de tamaños relativamente medianos y tamaños fáciles de conseguir.

Los suelos que se encuentran dentro de éstas características son:

Porcentaje retenido $>80\%$ (entre tamices $3/4''$ y $1/2''$)

Porcentaje retenido $\leq 20\%$ (entre tamices $3/8''$ y $N^{\circ}4$)

Porcentaje retenido = 0 tamiz 1"

El suelo escogido que cumple con estas características tiene una permeabilidad de $K = 0.046$ m/s.

Para esta capa se da un valor de $CBR=40\%$ y luego se determina el Módulo Resiliente de la misma.

$$Mr (\text{Sub base}) = 4326 * \ln (CBR \text{ SUB-BASE}) + 241$$

$$Mr (\text{Sub base}) = 19198 \text{ PSI}$$

- **Coefficiente Estructural de la Capa de Rodadura.** El coeficiente de la carpeta asfáltica (a_1) de acuerdo a la norma AASHTO recomienda el siguiente valor por tratarse de pavimento flexible. $a_1 = 0,44$.
- **Coefficiente Estructural de la Capa Base.** Este coeficiente depende del Módulo Resiliente de la capa base, y para el cálculo de este valor se obtuvo el CBR de esta capa del diseño original de la Avenida Integración. $CBR = 95\%$.

$$Mr \text{ (base)} = 4326 * \ln (\text{CBR Base}) + 241$$

$$Mr \text{ (base)} = 19941,07 \text{ PSI}$$

$$a2 = 0,249 * \log (Mr \text{ Base}) - 0,977$$

$$a2 = 0,094$$

- **Coefficiente Estructural de la Capa Sub base.** Siguiendo con el procedimiento de la norma se usó la siguiente expresión.

$$a3 = 0,227 * (\log Mr \text{ SB}) - 0,839$$

$$a3 = 0,13$$

Tabla 11: Coeficiente de drenaje de capa sub base (m3). Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles

Calidad de drenaje	% De tiempo en que la estructura está expuesta a niveles de Humedad cercanos a la Saturación.			
	< 1.0 %	1.0 - 5.0 %	5.0 - 25.0 %	> 25.0 %
Excelente	1,4 - 1,35	1,35 - 1,30	1,30 - 0,20	1,2
Bueno	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,15 - 1,00	1
Aceptable	1,25 - 1,15	1,15 - 1,05	1,00 - 0,80	0,8

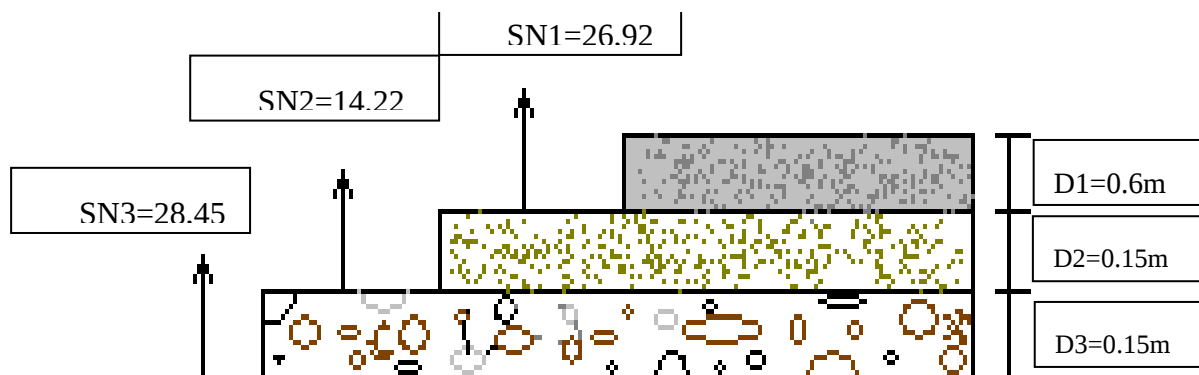
	1,15	-	1,08	-	0,80	-	
Pobre	1,05		0,80		0,60		0,6

Fuente: Diseño de pavimentos AASHTO 97.

Al usar una carpeta de drenaje subterráneo en esta avenida, se consideró que el drenaje en la sub base es excelente con 1% de tiempo en que la estructura está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación es por eso que el coeficiente de drenaje para la sub base es igual a $m_3=1,4$.

- **Coeficiente de drenaje de capa base (m_2).** Al igual que en la sub base este valor fue extraído de las tablas 22 y 23, y según el diseño original, las características de esta capa comprenden a un material bueno con un 25% de tiempo en que la estructura está a niveles de humedad cercanos a la saturación $m_2=1$.
- **Cálculo de espesores**

Gráfico 5: Distribución de Espesores con Inclusión de Carpeta Drenante



Fuente: Elaboración propia

3.6.2Diseño del Paquete Estructural con Inclusión de Drenes Laterales

3.6.2.1Caudal por Infiltración

Para determinar este caudal este método consta de coeficientes los cuales están basados en las características del paquete estructural de la avenida los cuales se muestran a continuación:

$$q \text{ (infiltración)} = I_r * B * L * F_i * F_r$$

Donde:

I_r = Precipitación máxima horaria de frecuencia anual (Intensidad, duración, frecuencia).

B = Para sub-drenes longitudinales, B es la semibanca de la vía. (Ancho de vía/2).
Para sub-drenes transversales, B es la distancia entre sub-drenes.

L = Longitud del tramo de drenaje.

F_i = Factor de infiltración

F_r = Factor de retención de la capa granular. (Refleja el hecho que la capa granular, dada su permeabilidad, entrega lentamente el agua al Sub Dren.

Por tratarse esta avenida nueva pero que ya sufrió cierto tipo de daños se la consideró como una carpeta asfáltica normal. $F_1 = 0,4$

Tabla 12: Valores del coeficiente F_1 para diferentes tipos de carpeta

TIPO DE CARPETA	F_1
Carpetas asfálticas muy bien conservadas	0.3
Carpetas asfálticas normalmente	0.4
Carpetas asfálticas pobremente conservadas	0.5
Carpetas de concreto de cemento Portland	0.67

Fuente: Diseño de Geodren (Método Colombiano)

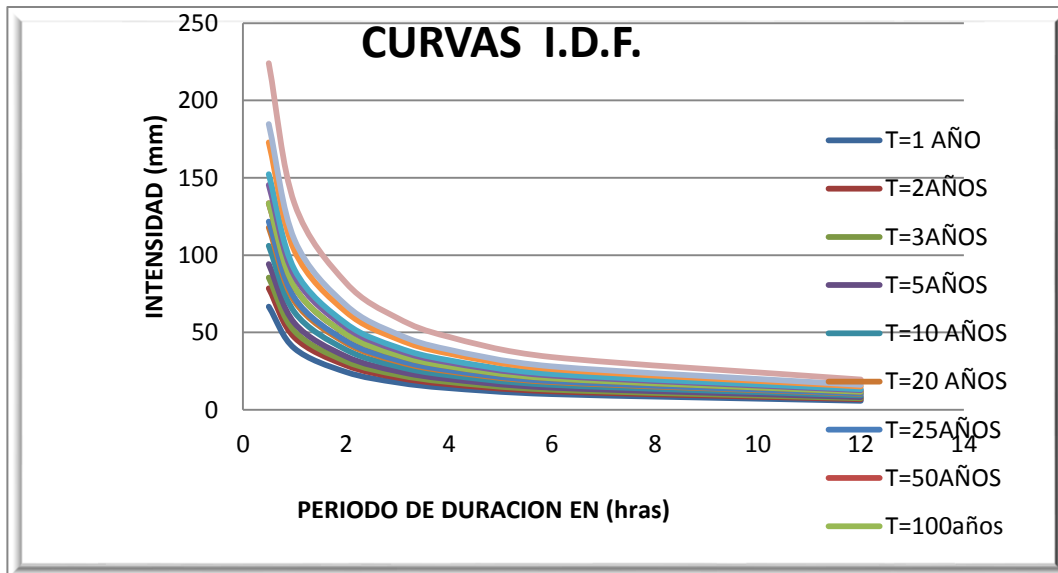
En este caso la avenida tiene menos de 5 años en servicio y por las características de la base. $F_r = 1/3$.

Tabla 13: Valores del coeficiente F_R según tipo de base

TIPO DE BASE	F_R
Bases bien graduadas, en servicio 5 años o mas	$\frac{1}{4}$
Bases bien graduadas, en servicio 5 años o mas	$\frac{1}{3}$
Bases bien graduadas, en servicio 5 años o mas	$\frac{1}{3}$
Bases bien graduadas, en servicio 5 años o mas	$\frac{1}{2}$

Fuente: Diseño de Geodren (Método Colombiano)

Gráfico 6: Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia



Fuente: Elaboración propia

Esta gráfica fue extraída luego de haber realizado el estudio hidrológico correspondiente al lugar. Para un tiempo de 2 horas de duración en la curva de 2 años se obtuvo una precipitación de $I_r = 28.77 \text{ mm/h}$ igual a $0,000799 \text{ cm/s}$.

Para estimar el valor de la semibanca de la vía se tomó en cuenta que al tratarse de una avenida doble vía es suficiente con un dren lateral por vía; es decir, que el dren irá ubicado lateralmente a todo el ancho de la doble vía; es por eso que el valor estimado será $B = 700 \text{ cm}$ para drenes laterales.

Para determinar la longitud de la tubería se consideró que la tubería desalojará cada 150 m , por este motivo nuestro valor de $L = 15000 \text{ cm}$ para drenes transversales.

Primeramente calculamos caudal de infiltración para drenes laterales:

$$q (\text{infiltración}) = I_r * B * L * F_i * F_r$$

$$q (\text{infiltración}) = 1119 \text{ cm}^3/\text{s}$$

3.6.2.2 Caudal por Nivel Freático

Para este cálculo se debe considerar que si el caudal por abatimiento del nivel freático se presenta a los dos lados de la sección transversal del subdrén, el caudal de diseño (q_{NF}) debe ser duplicado. Es decir, que como en la Avenida Integración sufre infiltración de agua a ambos lados del subdrén, el nivel freático también existirá a ambos lados. Este fenómeno se produce debido a que esta avenida no consta con ningún tipo de obra de captación de agua o viviendas a los lados de esta, ya que debido a la topografía accidentada de este lugar se tuvo que realizar un corte por el centro de un cerro el cual imposibilita cualquier tipo de obras adyacentes a esta avenida.

Para el cálculo de este caudal se realizó el siguiente procedimiento.

Para la determinación del coeficiente de permeabilidad del suelo adyacente se obtuvieron los datos extrayendo muestras del lugar y del Diseño Original de la Av. Integración, valor el cual nos da como resultado que el suelo es un limo arcilloso (>20% arcilla) con un valor de permeabilidad de $K = 0,000001 \text{ cm/s}$.

El gradiente hidráulico viene dado por las características de los niveles del nivel freático y del subdrén. Es por eso que para obtener este valor se tomó en cuenta datos anteriores del lugar acerca del nivel del agua subterránea en esta zona. También se excavó 14 calicatas, 7 al margen derecho y 7 al izquierdo con una profundidad de excavación de 1,50 m, para verificación de características.

Gráfico 7: Croquis de avenida para excavación de calicatas

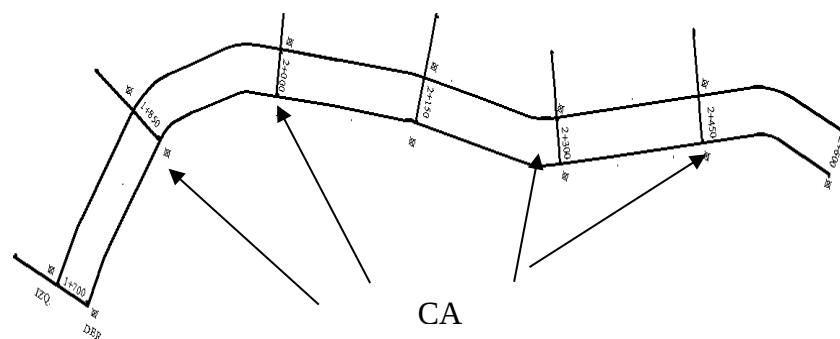


Tabla 14: Alturas de nivel freático

Profundidad de presencia de agua con referencia a la superficie.		
Progresiva de Ubic.	Izq. (cm)	Der. (cm)
2+600	71,4	72,5
2+450	71,9	72,2
2+300	70,6	50,2
2+150	65,3	50,23
2+000	77,35	68,7
1+850	75,8	77,6
1+700	49,9	50
Valor más crítico	49,9	50

Fuente: Elaboración Propia.

El nivel freático se encuentra a 50 cm por debajo de la superficie en las épocas más críticas es por eso que causó daños en la capa de rodadura. $N_f = 50$ cm.

Es por esto que el Dren o tubería de evacuación debe estar a una profundidad de 100 cm con respecto a la superficie del lugar. $N_d = 100$ cm.

Teniendo estos datos el gradiente hidráulico será igual a:

$$i = \frac{N_d - N_f}{B}$$

Drenes Longitudinales:

$$i = 0,0714$$

Para determinar el área efectiva se tiene la siguiente fórmula:

$$A_a = (N_d - N_f) * L$$

Drenes Laterales:

$$Aa = 750000 \text{ cm}^2$$

Los datos de B y L se mantienen con el mismo valor del cálculo del caudal de infiltración.

Finalmente determinados todos estos datos el valor del caudal por nivel freático se calculará de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$q(NF) = K * i * Aa$$

Donde:

K= Coeficiente de permeabilidad del suelo adyacente (subrasante).

i= Gradiente hidráulico.

Aa= Área efectiva para el caso de abatimiento del N.F.

Caudal de Nivel Freático para drenes longitudinales:

$$q(NF) = 0.107 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

Finalmente nuestro valor de caudal final será:

$$Qf = q(\text{infiltración}) + q(NF)$$

Donde:

Qf= Caudal final o caudal de diseño.

q(infiltración)= Caudal por infiltración.

q(NF)= Caudal por Nivel Freático.

Caudal para drenes longitudinales

$$Qf = 1119.1065 \text{ cm}^3/\text{s}.$$

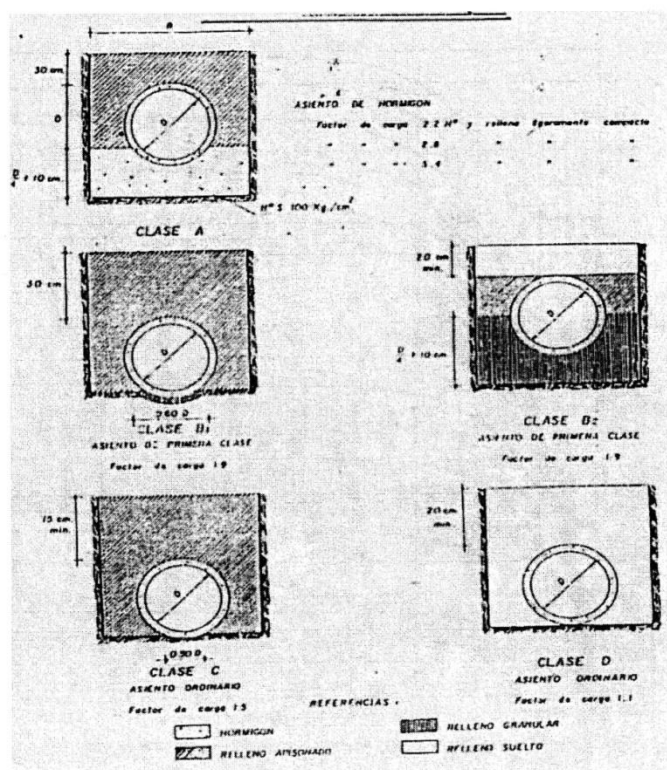
3.6.2.3 Diseño y Cálculo del Dren y Sub Dren

Para desarrollar este cálculo se tomó como referencia la guía de diseño de galerías de infiltración del Manual Diseño de Galerías de Infiltración, ya que al solo existir referencias de como dimensionar el subdrén y el dren fue necesario tomar un método de diseño como referencia para complementar este análisis. Cabe mencionar que una galería de infiltración y un sistema de drenaje como este, cumplen el mismo funcionamiento, con la única diferencia que el objetivo para el cual captan el agua tanto superficial y subterránea es completamente diferente.

En este método considera las siguientes cargas:

Inicialmente se determina que tipo de asiento se utilizará en el dren para obtener un factor de carga inicial, valor con el cual al final del cálculo se verificará la resistencia. Asiento Clase B2 (primera clase) F_c inicial=1,9.

Gráfico 8: Tipos de asientos



Fuente: Manual de Galerías de Infiltración

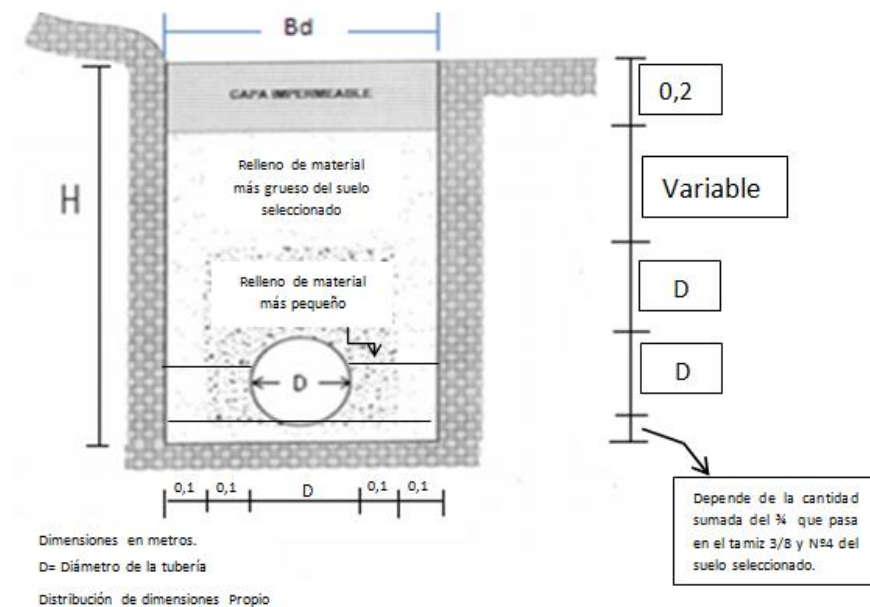
- **Cálculo de cargas muertas**

Para nuestro caso el subdrén irá constituido del material estudiado previamente en la “Caracterización de Suelos Granulares que se utilizarán en la carpeta drenante, drenes y sub-drenes de la Avenida Integración”. Los cuales tienen un peso unitario igual a 1900 Kg/m^3 .

Para este cálculo usamos por motivos prácticos para la excavación de la zanja. $D=450\text{mm}$.

Una vez determinado el diámetro se procedió a establecer el ancho de la base de la zanja el cual depende directamente del diámetro de la tubería. Y para este caso se diseñó un tipo de drenaje siguiendo referencias de la AASHTO-97.

Gráfico 9: Distribución de Espacios del Dren y el Sub Dren



Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a esta gráfica asumimos un valor de ancho de base igual a:

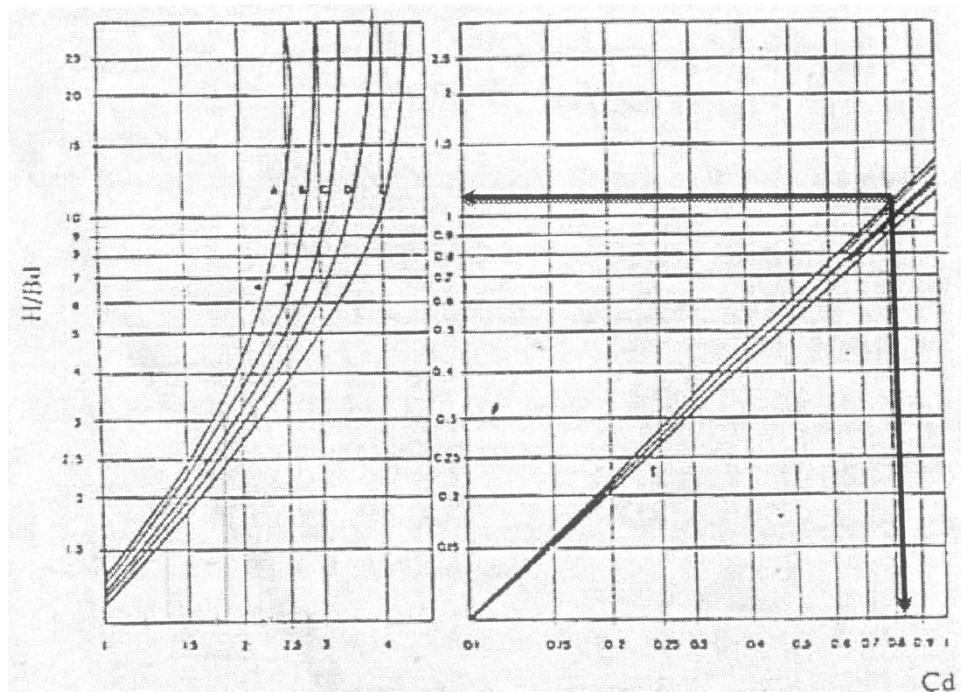
$$Bd = (0,10 * 4) + D$$

$$Bd = 0,85 \text{ m}$$

Para determinar la profundidad a la que debe estar el dren (H), se debe tomar en cuenta la altura del nivel freático que en nuestro caso se encuentra a 50 cm de profundidad, es por eso que se asumió un valor de $H=1\text{m}$.

Determinadas las dimensiones de la zanja, se determinó el valor de C_d .

Gráfico 10: valores para C_d en función del ancho y alto



Fuente: Manual de diseño de galerías

$$C_d = 0,837$$

Siguiendo con el procedimiento de galerías de infiltración se calculó el total de cargas muertas con la siguiente expresión.

$$Wd = C_d * w * Bd^2$$

Donde:

Wd = Carga Vertical por metro lineal

C_d = Coeficiente de carga en función de la relación profundidad ancho H/Bd y para diferentes clases de relleno

w = Peso unitario del material de relleno Kg/m³

B_d = Ancho de la zanja a nivel de la parte superior del conducto

$$W_d = 1149 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de Cargas Vivas

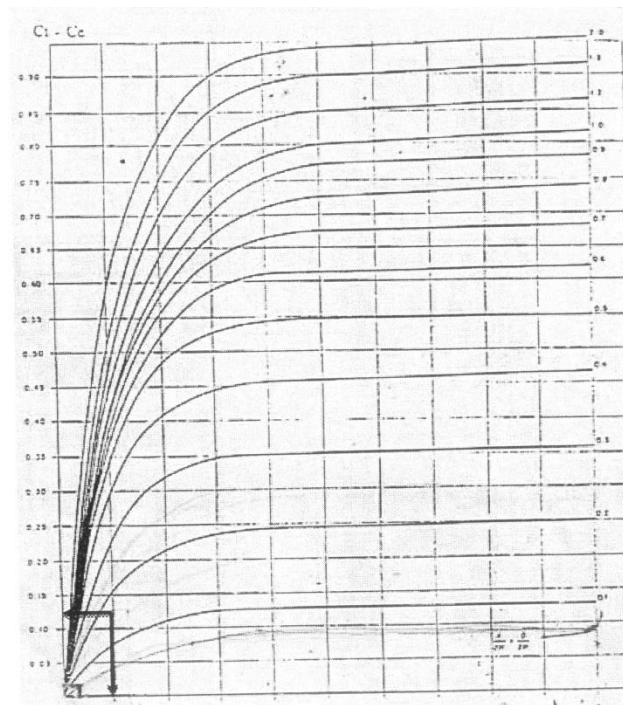
$$W_t = \frac{1}{L} * C_t * P_v * I_t$$

Donde:

L = longitud de alcantarilla sobre la que se transmite la carga (m)

C_t = Coeficiente de carga móvil que depende de la altura de relleno (H), longitud de la alcantarilla (L), ancho y longitud de distribución de carga.

Gráfico 11: Coeficiente de carga móvil



Fuente: Manual de diseño de galerías

I_t = Factor de Impacto.

*Para calles y avenidas $I_t = 1 + 0,3/H$.

*Cargas estacionarias $I_t = 1$.

P_v = Carga máxima en la rueda del vehículo kg/m^2 (ver tabla).

Tabla 15: Carga máxima p_v kg/m^2

Símbolo	Peso de la rueda (Kg)	Profundidad de la zanja (m)												
		0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
Lt6	1000	5000	3000	1700	1000	800	600	500	450	400	300	200	150	100
Lt12	2000	9000	6500	4500	3000	1700	1100	1000	700	600	500	400	300	200
Lt26	6500	12700	8000	5800	4000	3000	2500	2000	1900	1700	1300	1100	800	700

Fuente: Galerías de Infiltración

Para longitud de la tubería se tomó un metro, distancia suficiente para reflejar el comportamiento de este elemento. $L=1$.

Se determinó el siguiente valor del coeficiente de carga móvil. Pero, para entrar a este gráfico se tomó el diámetro de la tubería transversal más débil que está sometida a cargas vivas, para estar dentro de la seguridad. ($D=300\text{mm}$).

$$C_t = 0,121$$

Debido a que la tubería irá a una profundidad de 1m aproximadamente y asumiendo la peor carga.

$$P_v = 4500 \text{ kg/m}^2$$

Como resultado de carga viva se obtuvo lo siguiente:

$$W_t = 1/L * C_t * P_v * I_t$$

$$W_t = 707.85 \text{ Kg/m}$$

Factor de Carga. Determinamos este valor para verificar la resistencia a las cargas posibles dadas en el dren.

$$F_c = (R_c * F_s) / R_s$$

Donde:

R_c = Resistencia de soporte del conducto en campo en Kg/m. ($W_d + W_t$).

F_s = Factor de seguridad.

R_s = Resistencia de soporte del tubo determinado en el ensayo de las 3 cuchillas en Kg/m.

F_c = Factor de carga que depende del tipo de apoyo que requiere el conducto.

Para esta verificación final se escogió el dren transversal ya que es el que se encuentra bajo peores condiciones en campo. ($D = 300$ mm). Para el presente proyecto se determinó por motivos económicos que la tubería sería de hormigón simple de menor clase (Clase 1) de espesor mínimo de 25 mm y una resistencia 26,5KN/m.

La resistencia de soporte del conducto en campo resulta la suma de la carga viva y la carga muerta.

$$R_c = W_t + W_d$$

$$R_c = 1856,85$$

Para determinar el factor de seguridad este método aconseja un valor entre 1,2 a 1,25, es por eso que para el presente proyecto se escogió un $F_s = 1,25$.

Calculados todos estos valores procedemos a determinar el valor de Factor de Carga.

$$F_c = (R_c * F_s) / R_s$$

$$F_c = 0,88 < F_c \text{ inicial} = 1,9 \text{ verifica}$$

Las características del dren y el subdrén cumplen con las condiciones del lugar y con los elementos a usar.

Cálculo del número de perforaciones. Continuando con el método del Manual de Diseño Galerías, se deben calcular los siguientes valores.

$$A = Q / (V_e * C)$$

Donde:

A= Área abierta o área de perforación.

V_e = Velocidad de entrada

$0,05\text{m/s} \leq V_e \leq 0,10\text{m/s}$.

C_c = Coeficiente de contracción del orificio.

q_m = Caudal por metro lineal. (Q/L).

Q= Caudal Máximo acumulado para cada tubería.

Tabla 16: Determinación del Área Abierta de la Tubería de Drenaje Lateral

D	Q _{max} (m ³ /s) para	Long	q _m (m ³ /S)	V _e (m/s)	C _c	Área (m ²)
(mm)	Q _d	Tub.(m)	Q _{max} /LongTub	$0,05 \leq V_e \leq 0,10$		Abierta
200	0,02981	150	0,000198	0,1	0,65	0,00304
250	0,05897	150	0,000393	0,1	0,65	0,00604
300	0,1155	150	0,00077	0,1	0,65	0,0118
350	0,1344	150	0,000896	0,1	0,65	0,0137
400	0,1619	150	0,00108	0,1	0,65	0,0166

Fuente: Elaboración Propia.

- **Cálculo del diámetro de las perforaciones.** Para calcular el diámetro de perforación se determinó el D85 del material escogido anteriormente para utilizarlo como Sub Dren y despejar la siguiente expresión:

$$\frac{D85 \text{ grava}}{\phi \text{ perforaciones}} \geq 2$$

$$\phi \text{ perforaciones} = \frac{D85 \text{ grava}}{2}$$

$$\phi \text{ perforaciones} = \frac{24.034}{2}$$

$$\phi \text{ perforaciones} = 12 \text{ mm}$$

- **Área de Perforación.** Este valor de área corresponde al área que tendrá una perforación.

$$A_{\text{perforacion}} = \frac{\pi * \phi \text{ perforaciones}^2}{4}$$

$$A_{\text{perforacion}} = \frac{\pi * 12^2}{4}$$

$$A_{\text{perforacion}} = 1.13 * E - 4 \text{ m}^2$$

- **Numero de Perforaciones.** Para determinar el número de perforaciones en un metro de tubería se tiene la ecuación siguiente.

$$N^{\circ} \text{ perforaciones} = \frac{\text{Area abierta}}{A_{\text{perforacion}}}$$

- **Distribución de Perforaciones (L*).** Este valor nos permite definir la longitud donde las perforaciones irán distribuidas en dirección del perímetro de la tubería, de este valor depende el número de perforaciones que asumiremos por diámetro y tiene la siguiente expresión:

$$* L = 2 * \pi * r$$

- **Longitud de Orificio (Lorif).** Corresponde a la longitud que ocupa una perforación por diámetro de la tubería. Su ecuación es la siguiente:

$$Lorif = N^{\circ} \text{ de perforaciones por } D * \emptyset \text{ perforacion (m)}$$

- **Espaciamiento a lo largo del perímetro (e).** Determinado tanto la longitud del diámetro como la longitud ocupada por una perforación se calcula la distancia entre perforaciones con la siguiente ecuación:

$$e = \frac{* L - Lorif}{N^{\circ} \text{ de perforaciones por } D}$$

- **Numero de Filas.** Determina el número de filas a lo largo de un metro de tubería.

$$N^{\circ} \text{ de filas} = \frac{N^{\circ} \text{ de perforaciones total}}{N^{\circ} \text{ de perforaciones por } D}$$

- **Longitud Total (Lt).** Con esta ecuación se determina la longitud que ocuparan las perforaciones en 1 metro de tubería.

$$Lt = 1 - (N^{\circ} \text{ perforaciones por fila} * D \text{ perforación})$$

- **Espaciamiento entre orificios.** Este espaciamiento corresponde a la distancia entre perforaciones a lo largo de un metro de análisis de tubería.

$$E = (Lt / N^{\circ} \text{ filas} - 1)$$

- **Área abierta en 1 metro de tubería (verificación).** Determina el área que corresponde todas las perforaciones que tendrá la tubería.

$$Aabie \text{ (verificacion)} = N^{\circ} \text{ de perf por } D * N^{\circ} \text{ de filas final} * \frac{\pi}{4} * \emptyset \text{ perforacion}^2$$

$$A1m = 2 * \pi * r * 1$$

- **Porcentaje de Seguridad (%).** Esta ecuación determina que porcentaje del área total de la tubería quedara perforada. Esta debe ser menor al 5 % para mantener la rigidez de la tubería.

$$\% = (A \text{ abierta} / A_{1m}) * 100$$

Tabla 17: Cálculo de Espaciamientos a lo largo del diámetro

D (mm)	Φ perf. (mm)	A. Abierta (mm ²)	A. de perf. (mm ²)	Perforaciones en 1 m	Distribución en 1m	Distribución en 1m	L. Orif (m)	e (m)
200	12	3,04E-03	1,13E-04	27	0,314	3	0,036	0,0926
250	12	6,04E-03	1,13E-04	53	0,393	8	0,096	0,0371
300	12	1,18E-02	1,13E-04	104	0,47	12	0,144	0,0276
350	12	1,37E-02	1,13E-04	121	0,55	14	0,168	0,0272
400	12	1,66E-02	1,13E-04	147	1,63	16	0,192	0,0273

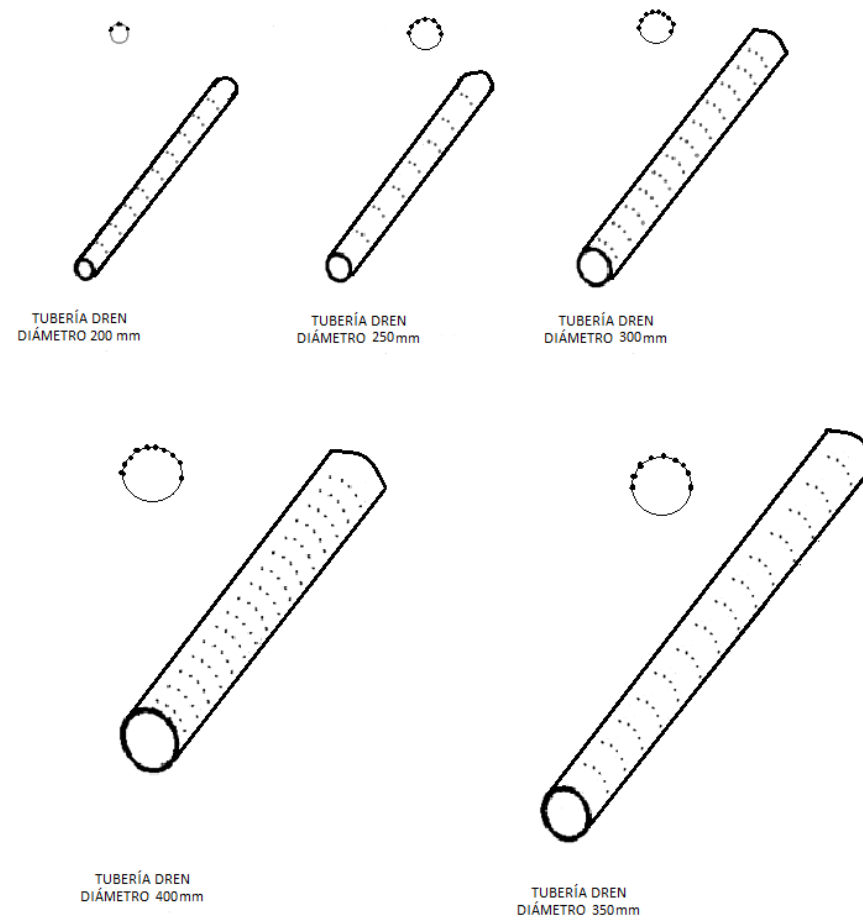
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 18: Cálculo de Perforaciones a lo largo de la Tubería

Esp. Perf.(m)	Nº Perf.	Lt (m)	A.en 1m.	A. Abierta (m ²)	% de área < 5%
0,11	9	0,892	0,618	0,00305	0,48
0,15	7	0,916	1,57	0,0059	0,37
0,11	9	0,892	1,885	0,0117	0,62
0,11	9	0,892	2,199	0,0136	0,61
0,097	10	0,88	2,513	0,0166	0,66

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 14. Detalle de las perforaciones de las tuberías de drenaje lateral



Fuente: Elaboración propia

3.6.3 Manto Geotextil

Tabla 19: Características de los Mantos Geotextiles

ENSAYOS	Geotextil Sika® U-14	Geotextil Sika® OP-20
Densidad Superficial (g/m ²)	≥ 150 g/m ²	≥ 200 g/m ²
Espesor (presión 2kPa)	$\geq 1,45$ mm	$\geq 2,1$ mm
Resistencia a la tracción (ABNT NBR 12824)	≥ 7 kN/m	≥ 10 kN/m
Elongación	$\geq 60\%$	$\geq 60\%$
Resistencia al punzonado (ABNT NBR 13359)	$\geq 1,4$ kN/m	$\geq 2,1$ kN/m
Permeabilidad Normal (AFNOR G 38016)	$0,4 \pm 0,1$ cm/s	$0,4 \pm 0,1$ cm/s
Permetividad	$2,7 \pm 0,6$ s ⁻¹	$1,9 \pm 0,5$ s ⁻¹
Porosidad (DIN 53855)	90 ± 3 %	90 ± 3 %
Tamaño de Abertura (AFNOR G 38017)	100 ± 20	80 ± 15
Aspecto	Según descripción	Según descripción

Fuente: GeotextilSika®

Al tener ya una buena granulometría en el subdrén, se escogió el tipo de geotextil con mayor tamaño de aberturas y por mayor simpleza en sus características debido a que este manto no requiere que tenga gran espesor ni gran resistencia a la tracción o al punzonado. (GeotextilSika® U-14).

3.6.4 Análisis de costos

En este punto se hizo el presupuesto total de la obra con la inclusión de Carpeta Drenante y con la inclusión de Drenes Laterales, los precios unitarios y computos métricos se encuentran detallados en la parte de Anexos de proyecto.

**Tabla 20: Comparación Técnica del Paquete Estructural de la Av.
Integración**

Paquete Estructural de la Avenida Integración					
Tipo de Diseño		SN	Espesores (mm)		
	m3	mm	Sub Base	Base	Capa de rodadura
Diseño Original	1	66	200	150	60
Con Inclusión de Drenes y Sub Drenes	1,15	67	150	150	60
Con Inclusión de Carpeta Drenante.	1,4	70	150	150	60

Fuente: elaboración propia

Tabla 21: Comparación económica del paquete de la Av. Integración

	Costo total (Bolivianos)
Diseño Original de la Av. Integración	17.960.308,49
Diseño de la Av. Integración con implementación de Carpeta Drenante	17,411,186.24
Diseño de la Av. Integración con implementación de Drenes Laterales	17,584,568.39

Fuente: elaboración propia