



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**“COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS
PAVIMENTOS SEGMENTADOS EMPLEADOS EN LA
CIUDAD DE JULIACA – 2017”**

PRESENTADO POR BACHILLER:

ORESTES COAQUIRA PARICAHUA

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

JULIACA - PERÚ

2017

DEDICATORIA

Esta tesis se la dedico a mi Dios quién supo guiarme por el buen camino, darme fuerzas para seguir adelante y no desmayar en los problemas que se presentaban, enseñándome a encarar las adversidades sin perder nunca la dignidad ni desfallecer en el intento. A mi madre Lucrecia Paricahua Arizaca y familia quienes por ellos soy lo que soy.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a todos mis maestros ya que ellos me enseñaron valorar los estudios y a superarme cada día, también agradezco a mis padres porque ellos estuvieron en los días más difíciles de mi vida como estudiante. Y agradezco a Dios por darme la salud que tengo. Estoy seguro que mis metas planteadas darán fruto en el futuro y por ende me debo esforzar cada día para ser mejor sin olvidar el respeto.

RESUMEN

La evaluación del estado y la condición de una vía es parte fundamental en un sistema de gestión; para garantizar la continuidad de esa en el tiempo, brindan de un servicio cómodo, rápido, seguro y económico a los usuarios. Es por esta razón, que realizar la evaluación de una vía es una necesidad para poder determinar las posibles deficiencias y las labores de mantenimiento que esta requiera, y de esta forma, garantizar la buena prestación del servicio. El objetivo de este estudio fue evaluar el comportamiento estructural de los pavimentos segmentados que se emplean en la ciudad de Juliaca - 2017 y como objetivos específicos se ha estudiado los valores determinados mediante ensayos de las propiedades resistentes de las unidades de adoquinado de concreto. Metodológicamente el presente investigación asumió el diseño no experimental, transversal implica la evaluación a través de ensayos de laboratorio y observaciones directas, la recolección de datos se ha realizado con las técnicas de acuerdo a protocolos de la norma técnica peruana, para el procesamiento y análisis de la información se organizó e interpreto los certificados de los ensayos de laboratorio de las muestras y las fichas de observación directa. Los resultados evidencian que los valores obtenidos mediante ensayos presentan una deficiente conformación de la base y sub base así como presentan fallas en su estructura, así mismo se ha determinado las propiedades resistentes de los bloques segmentados en presentan propiedades a la resistencia a la rodadura transversal 29 N/mm, resistencia a la abrasión 48% (>40%) y la resistencia al deslizamiento es de 25 USRV..

Palabras clave: Adoquinado, comportamiento estructural, pavimentos segmentados, resistencia.

ABSTRACT

The evaluation of the condition and condition of an avenue is a fundamental part of a management system; To guarantee the continuity of that in the time, provide a comfortable, fast, safe and economic service to the users. It is for this reason, that performing the evaluation of a route is a necessity to be able to determine the possible deficiencies and the maintenance work that this requires, and in this way, guarantee the good service delivery. The objective of this study was to evaluate the structural behavior of the segmented pavements used in the city of Juliaca - 2017 and as specific objectives the values determined by tests of the resistant properties of concrete pavement units were studied. Methodologically, the present investigation assumed the non-experimental, transverse design implies the evaluation through laboratory tests and direct observations, the data collection has been performed with the techniques according to protocols of the Peruvian technical standard, for the processing and analysis of The information was organized and interpreted the certificates of the laboratory tests of the samples and the direct observation sheets. The results show that the values obtained by the tests show a poor conformation of the base and sub-base as well as failures in its structure, as well as the properties of the segmented blocks have been determined to have properties with respect to the transverse rolling resistance 29 N / mm, 48% abrasion resistance (> 40%) and slip resistance is 25 USRV.

Keywords: Cobblestone, structural behavior, segmented pavements, resistance.

INDICE

DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTO	III
RESUMEN.....	IV
ABSTRACT	V
LISTA DE TABLAS	X
INDICE DE FIGURAS.....	XI
INDICE DE ANEXOS.....	XII
INTRODUCCIÓN.....	8
CAPITULO I.....	9
PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO.....	9
1.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA	9
1.2. DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	10
1.2.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL	10
1.2.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL	10
1.2.3. DELIMITACIÓN SOCIAL/CONDUCTUAL.....	10
1.2.4. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL.....	10
1.3. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMAS DE INVESTIGACION.....	10
1.3.1. PROBLEMA GENERAL.....	10
1.3.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	11
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	11
1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....	11
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	11
1.5. FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	11
1.5.1. HIPÓTESIS GENERAL	11
1.5.2. HIPÓTESIS ESPECIFICO	12
1.6. VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN	12
1.6.1. VARIABLE INDEPENDIENTE	12
1.6.2. VARIABLE DEPENDIENTE.....	12
1.6.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	13
1.7. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	13
1.7.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN	13
1.7.2. DISEÑOS Y MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN	14
1.7.3. POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN.....	16
1.7.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	16
1.8. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	17

1.8.1.	JUSTIFICACIÓN.....	17
1.8.2.	IMPORTANCIA	17
1.8.3.	LIMITACIONES.....	17
CAPITULO II.....		18
MARCO TEÓRICO.....		18
2.1.	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	18
2.1.1.	ESTUDIOS ESPECÍFICOS	18
2.2.	MARCO TEÓRICO.	19
2.2.1.	EL TERRENO DE FUNDACIÓN DE LA VÍA.....	19
2.2.1.1.	TIPOS DE SUELOS EN EL TERRENO DE FUNDACIÓN.....	19
2.2.1.2.	TERRENOS DE FUNDACIÓN CONSTITUIDA POR ARENAS LIMPIAS. 21	
2.2.1.3.	TERRENOS DE CIMENTACIÓN CONSTITUIDA POR ARCILLAS MUY BLANDAS Y TURBAS.....	22
2.2.1.4.	ASENTAMIENTOS EN EL TERRENO DE FUNDACIÓN.....	25
2.2.1.5.	MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACIÓN.....	27
2.2.2.	LA BASE Y SUBBASE DE UN PAVIMENTO.	33
2.2.2.1.	FORMACIONES DE EXPLANADAS.....	33
2.2.2.2.	PRINCIPIOS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS.....	34
2.2.2.3.	FUNCIONES DE LAS DISTINTAS CAPAS DE UN PAVIMENTO.	35
EL TERRENO DE FUNDACIÓN DE LA VÍA.		35
2.2.2.4.	LA BASE Y LA SUB BASE DE UN PAVIMENTO.	39
2.2.2.5.	PRINCIPIOS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS.-.....	43
2.2.2.6.	LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS.....	44
2.2.2.7.	LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES.....	45
2.2.3.	FACTORES QUE AFECTAN EL DISEÑO DE LOS PAVIMENTOS.....	47
2.2.4.	CLASIFICACIÓN DE SUELOS.	50
2.2.4.1.	SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS.	50
2.2.4.2.	SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN SUCS.	52
2.2.4.3.	SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN AASHTO.	60
2.2.4.4.	IDENTIFICACIÓN DE SUELOS.....	63
2.2.4.5.	IDENTIFICACIÓN DE CAMPO DE SUELOS GRUESOS.	64
2.2.4.6.	IDENTIFICACIÓN DE CAMPO DE SUELOS FINOS.....	65
2.2.5.	COMPACTACIÓN DE SUELOS.	65
2.2.5.1.	VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS.	67
2.2.5.2.	ALGUNOS PROBLEMAS ESPECIALES DE COMPACTACIÓN EN EL CAMPO.	72

2.2.5.3.	PRUEBAS DE COMPACTACIÓN EN EL LABORATORIO.	75
2.2.5.4.	FUNCIONES DE LAS DISTINTAS CAPAS DE UN PAVIMENTO.	76
2.2.6.	PAVIMENTOS SEGMENTADOS.....	84
2.2.6.1.	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.....	84
2.2.6.2.	FABRICACIÓN.	85
2.2.6.3.	CONTROL DE CALIDAD DEL PRODUCTO.	94
2.2.6.4.	ENSAYOS FÍSICOS Y MECÁNICOS.....	96
CAPÍTULO III.....		101
PROPUESTA TÉCNICA DE LA INVESTIGACIÓN		101
3.1.	CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	101
3.2.	EVALUACIÓN DE SUELOS DEL TERRENO DE FUNDACIÓN EN EL JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA.	102
3.3.	EVALUACIÓN DE SUELOS DE LA SUB BASE EN EL JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA.....	102
3.4.	EVALUACIÓN DE SUELOS DE LA BASE EN EL JR. NICOLAS JARUFE DE JULIACA.....	103
3.5.	EVALUACIÓN DE BLOQUES SEGMENTADOS DE LA CAPA DE RODADURA EN EL JR. NICOLAS JARUFE DE JULIACA.	104
3.6.	EVALUACIÓN DE OBRAS DE DRENAJE EN LOS PAVIMENTOS SEGMENTADOS DEL JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA.....	105
3.7.	CATÁLOGO DE EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS SEGMENTADOS.....	106
CAPITULO IV		124
PRESENTACIÓN, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....		124
4.1.	EVALUACIÓN DE PATOLOGÍAS EN LA SUPERFICIE DE RODADURA EN PAVIMENTOS ARTICULADOS JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA.	124
4.2.	RESUMEN DE RESISTENCIAS DE UNIDADES DE ADOQUINADO EMPLEADO EN EL JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA.	126
4.3.	RESUMEN DE PATOLOGÍAS EN EL JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA. ...	126
4.3.1.	TERRENO DE FUNDACIÓN.	126
4.3.2.	ESTRUCTURA DE BASE.	126
4.3.3.	UNIDADES DE ADOQUINADO SEGMENTADO.....	126
4.3.4.	PROCESOS CONSTRUCTIVOS.	127
4.3.5.	OBRAS DE DRENAJE.	127
4.3.6.	CONSERVACIÓN MANTENIMIENTO.....	127
4.3.7.	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO.	127
4.4.	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.	128
4.5.	ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO.....	130
4.6.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	131

CONCLUSIONES.....	133
RECOMENDACIONES	134
REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA	135
ANEXOS	137

LISTA DE TABLAS

Tabla I 1	Operacionalización de variables.....	13
Tabla II 1	Métodos para cimentar terraplenes en terrenos muy blandos.....	25
Tabla II 2	:Aparato de vikat	91
Tabla II 3:	Grados de Ph del agua.....	93
Tabla II 4 :	Ensayo de forma	96
Tabla II 5 :	Esquema de ensayo de flexo compresión.....	97
Tabla III 2 :	Tipos de suelos del terreno de fundación en el jr. Nicolás Járufe de Juliaca.	102
Tabla III 3 :	Características granulométricas y límites de consistencia de	102
Tabla III 4 :	Cuadro comparativo de clasificación y compactación de suelos de la sub base en el jr. Nicolás Jarufe de Juliaca.	103
Tabla III 5 :	Características granulométricas y límites de consistencia de suelos de la base en el jr. Nicolas Jarufe de Juliaca.	103
Tabla III 6 :	Cuadro comparativo de clasificación y compactación de suelos .	104
Tabla III 7 :	Evaluación de resistencia en bloques segmentados del	104
Tabla III 8:	Clasificación general de los deterioros de pavimentos articulados	106
Tabla IV 1	Resumen de % de área afectada.....	124
Tabla IV 2 :	Resumen de resistencias de unidades de adoquinado	126

INDICE DE FIGURAS

Figura II 2 : Ensayo de aspectos visuales	95
Figura II 3 :Esquema de la máquina de ensayo de disco ancho	98
Figura II 4 Esquema de instrumental para ensayo de resistencia al deslizamiento	99
Figura III 1: Abultamientos.....	107
Figura III 2: Ahullamiento y depresiones	108
Figura III 3: Desgaste superficial y pérdida de arena	110
Figura III 4 : Desplazamiento de borde y desplazamiento de juntas	112
Figura III 5: Fractura miento y fractura miento de confinamientos externos...	114
Figura III 6: Fractura miento de confinamientos internos	117
Figura III 7: Escalonamiento entre adoquines y escalonamiento entre adoquines o confinamientos	119
Figura III 8: Juntas abiertas y vegetación en la calzada	121

INDICE DE ANEXOS

Anexo 1	MATRIZ DE CONSISTENCIA	137
Anexo 2	PANEL FOTOGRÁFICO	138
Anexo 3	ENSAYOS DE LABORATORIO	146

INTRODUCCIÓN

La evaluación del estado y la condición de una vía es parte fundamental en un sistema de gestión; para garantizar la continuidad de esa en el tiempo, brindan de un servicio cómodo, rápido, seguro y económico a los usuarios. Es por esta razón, que realizar la evaluación de una vía es una necesidad para poder determinar las posibles deficiencias y las labores de mantenimiento que esta requiera, y de esta forma, garantizar la buena prestación del servicio.

Con la aparición en 1824 del cemento “Portland”, así denominado por su inventor el inglés Joseph Aspdin, el mismo que posibilitó la producción de piedra artificial, como elemento constructivo que permite obtener piezas de formas muy diversas mediante procesos industrializados, mejorando el comportamiento de los productos de pavimentación y dando respuesta a las necesidades de un creciente mercado.

Con el desarrollo industrial en el sector de materiales de construcción, apareció una nueva tipología de maquinaria y proceso de fabricación, que sin perder las posibilidades creativas del mosaico hidráulico, permitieron mejorar las características mecánicas de las, posteriormente las unidades segmentadas de fabricación industrial de buena calidad, que permite el desarrollo de pavimentos segmentados, el que en la ciudad de Juliaca, es novedoso; como el caso del presente estudio; que toma en cuenta la cota de debilidad, del que se estudiará sus causas; para luego proponer su corrección y se tenga en adelante pavimentos segmentados durables.

Para ello en el desarrollo del presente trabajo de tesis hemos estudiado el terreno de fundación, la sub base y base, la superficie de rodadura segmentada y el funcionamiento de las obras de drenaje; en todo ello se ha logrado conocer sus causas y que nos ha permitido proponer sus correcciones.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA

El diseño de pavimentos es una disciplina que se inicia con la construcción de los primeros caminos, sin embargo, es a partir de la aparición de los primeros vehículos que cobra un impulso mayor, siendo cada vez más sofisticada en términos de los elementos de análisis y producción del comportamiento.

Los primeros métodos de diseño de pavimentos se basaban en relaciones similares a las desarrolladas en la mecánica de suelos, estableciendo cargas límites para mantener los esfuerzos cortantes bajo ciertos niveles que pudieran producir fallas. Estos métodos, por lo general, consideraban en el diseño una carga máxima a la que sería sometida la estructura y el diseño consistía en dimensionar los espesores para soportar esa carga de diseño.

Los primeros métodos caracterizaban los materiales en base a ensayos disponibles y desarrollados para la geotecnia, posteriormente fueron apareciendo ensayos exclusivos para la determinación de los materiales suelo de fundación y superficie de rodadura. Debido a que la base del conocimiento inicial fue la mecánica de suelos, los ensayos iniciales para determinar las propiedades estuvieron vinculados a ensayos similares a los practicados en la geotecnia.

Con el propósito de abordar este fenómeno, se plantea el siguiente cuestionamiento que direcciona esta investigación:

¿Cómo será el comportamiento estructural de los pavimentos segmentados que se emplean en la ciudad de Juliaca - 2017?

1.2. DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL

El presente trabajo investigación toma como delimitación espacial la Ciudad de Juliaca, toma muestra de estudio el Jr. Nicolás Jarufe, esta vía principal de la ciudad de Juliaca se encuentra pavimentada con bloques de adoquinado de concreto

1.2.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL

El presente trabajo de investigación se llevará a cabo a partir de enero del 2017 hasta junio del 2017, tiempo que permitirá desarrollar y mostrar los resultados de la investigación.

1.2.3. DELIMITACIÓN SOCIAL/CONDUCTUAL

La investigación se llevará a cabo en la ciudad de Juliaca, la misma que beneficiara a toda la población y el presente trabajo será un documento técnico que oriente la construcción de futuros pavimentos a realizarse en la ciudad de Juliaca.

1.2.4. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL

Esta investigación abarca dos conceptos fundamentales como es el comportamiento estructural y pavimentos segmentados, ambos conceptos direccionaran el presente trabajo de investigación.

1.3. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMAS DE INVESTIGACION

1.3.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cómo será el comportamiento estructural de los pavimentos segmentados que se emplean en la ciudad de Juliaca - 2017?

1.3.2.PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cuáles serán los valores determinados mediante ensayos de las propiedades resistentes de las unidades de adoquinado de concreto en pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca?
- ¿Cuáles serán los valores determinados mediante ensayos de las propiedades físicas mecánicas de la base y sub base de los pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca?
- ¿Cuáles serán las características de la cama y obras de drenaje en los pavimentos segmentados en la ciudad de Juliaca?

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1.OBJETIVO GENERAL

Evaluar el comportamiento estructural de los pavimentos segmentados que se emplean en la ciudad de Juliaca - 2017.

1.4.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar mediante ensayos los valores de las propiedades resistentes de las unidades de adoquinado de concreto en pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca.
- Determinar mediante ensayos los valores de las propiedades físicas mecánicas de la base y sub base de los pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca.
- Determinar las características de la cama y obras de drenaje en los pavimentos segmentados en la ciudad de Juliaca.

1.5. FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1.HIPÓTESIS GENERAL

El comportamiento estructural de los pavimentos segmentados que se emplean es deficiente en la ciudad de Juliaca - 2017.

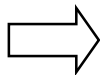
1.5.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICO

- Los valores de las propiedades resistentes de las unidades de adoquinado de concreto son deficientes en los pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca.
- Los valores de las propiedades físicas mecánicas de la base y sub base son deficientes en los pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca.
- Las características de la cama y obras de drenaje son inadecuados en los pavimentos segmentados en la ciudad de Juliaca.

1.6. VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN

1.6.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

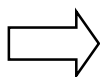
Variable
independiente



Pavimento segmentado

1.6.2. VARIABLE DEPENDIENTE

Variable
dependiente (Y)



Comportamiento estructural

1.6.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

Tabla 1 Operacionalización de variables

VARIABLES	DIEMNSIONES	INDICADORES
VARIABLE INDEPENDIENTE (x) Pavimento segmentado	pavimento	Fallas en pavimentos segmentados
VARIABLE DEPENDIENTE (y) Comportamiento estructural	Resistencia de las unidades de adoquinado	Resistencia a la compresión Fisuras Desgaste
	Propiedades físico mecánicas de la base y sub base	Granulometría Contenido de humedad Límites de consistencia Proctor modificado Valor relativo de soporte (CBR)
	Características de cama y obras de drenaje	Espesor Nivelación Durabilidad Bombeo de la sección transversal

Fuente: Elaboración propia

1.7. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

1.7.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

a) Tipo de investigación

El presente estudio es de tipo explicativo, asume el enfoque cuantitativo, se recolectará los datos con instrumentos estandarizados fichas de evaluación y protocolos de ensayos y por el propósito de

estudio es de tipo básico o fundamental está orientado a evaluar la unidad de adoquinado y el comportamiento del suelo de fundación, así como también las obras de drenaje, por la naturaleza de estudio es no experimental

b) Nivel de investigación

Asimismo, de acuerdo a las características y profundidad del estudio corresponde al nivel de investigación aplicativo porque explicara el comportamiento estructural del pavimento segmentado y se pretende aplicar los resultados a situaciones donde se presenten problemas similares, para validar la aplicación de la evaluación se realizarán protocolos de ensayos.

1.7.2. DISEÑOS Y MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN

a) DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

La presente es una investigación asume el diseño no experimental, transversal implica la aplicación del método Evaluación de pavimentos segmentados con la ayuda de fichas de observación estructurada donde se determinara a través de protocolos de ensayos de laboratorio las cuales evidenciaran la situación de los pavimentos segmentados.

FASE 1. Fase preparatoria. En esta fase se plantea el plan de trabajo, en el cual se definen los objetivos y la hipótesis.

FASE 2. Recolección de la información. En esta etapa de la investigación se realizara una recopilación de información bibliográfica y de internet para adquirir los conocimientos relacionados, con el tema objeto de investigación. Posteriormente se identificara la unidad de análisis, donde se tomara los datos en base a observación, esta recolección de datos se realizaran durante el periodo de 01 mes.

Para lograr la recolección de datos se utilizará los siguientes instrumentos:

Para lograr la recolección de datos se utilizará los siguientes instrumentos:

- Formatos de evaluación estandarizada (fichas).
- Trabajo de campo (observación estructurada directa).
- Cuaderno de apuntes.
- inventario de información (bibliotecas y centros de documentación).
- Planos de obra vectorizados.

FASE 3. Procesamiento y análisis de la información: En esta etapa se organizara e interpretara las fichas de observación. Con las variables obtenidas se procederá a la integración y búsqueda de los valores más representativos, con los cuales se lograra identificar las fallas o deterioros en las vías de bajo volumen de tránsito. Para la interpretación de datos se usara la estadística ANOVA a fin de determinar las comparaciones de las distintas metodologías de evaluación.

- Se empleará los siguientes medios de procesamiento y análisis.
- Autocad (software que se usara para vectorizar planos).
- SPSS 11 (software que se usara para probar la hipótesis a través de tabulación de datos y distribución de frecuencias).

FASE 4. Fase propositiva. Se planteara y se recomendara características técnicas de aplicación, las cuales podrán ser de gran utilidad como nuevos insumos para la ejecución de nuevos proyectos de infraestructura vial de urbana.

b) MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

En la investigación se utilizara todo los pasos del método científico y como método general se utilizará el método deductivo por que se asume teorías (métodos de evaluación) para explicar los deterioros en las vías urbanas de la ciudad de Juliaca.

1.7.3. POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN

a) POBLACIÓN

La población de estudio para la presente investigación son las vías de la ciudad de Juliaca, las cuales serán objeto de estudio para su análisis mediante las metodologías de evaluación.

b) MUESTRA

La muestra que presenta la presente investigación es no probabilístico, porque el investigador asume como muestra una vía el cual se asume como objeto de estudio. Para el presente estudio de investigación se evaluara la vía pavimentada con adoquines de concreto Jr. Nicolás Jarufe de la ciudad de Juliaca.

1.7.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

a) TÉCNICAS

- Observación:
- Mediciones
- muestras de ensayos

b) TÉCNICAS

- Ficha de observación
- Instrumentos de medición
- ensayos de laboratorio

1.8. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.

1.8.1.JUSTIFICACIÓN

La ingeniería de pavimentos representa retos importantes para el ingeniero ya que ahora están disponibles una mayor variedad de materiales producidos industrialmente como los modificadores y estabilizadores, cada vez existen menores materiales de cantera disponibles, el tráfico se ha incrementado sustancialmente en los últimos años, y cada vez existe una mayor presión por obtener diseños económicos y efectivos. Pero por otra parte los ensayos de laboratorio han evolucionado posibilitando simulaciones más realistas de las condiciones reales, por otra parte las herramientas de simulación son más potentes y permiten incorporar una mayor cantidad de variables.

1.8.2.IMPORTANCIA

Se hace necesario el estudio exhaustivo de los factores técnicos que originan la falla estructural en pavimentos segmentados con la finalidad de que estos parámetros de evaluación sean un referente para similares problemas existentes en la aplicación de proyectos futuros y no se lleguen a cometer estas deficiencias técnicas viales

1.8.3.LIMITACIONES

La poca información existente sobre la aplicación de estos métodos de evaluación en la región Puno es una limitante, ya que no se tiene referencias sobre estudios anteriores en nuestro medio, que permita tener una validación de los métodos, así mismo para realizar este tipo de estudios se requiere la coordinación con las instituciones pertinentes que muestran poco interés por realizar este tipo de estudios.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. ESTUDIOS ESPECÍFICOS

La importancia de la durabilidad de los pavimentos segmentados, es una preocupación permanente en la actualidad, sobre todo en vías de poco tránsito, zonas residenciales y zonas de descanso; sin embargo en la ciudad de Juliaca las técnicas de construcción de los referidos pavimentos no son adecuadamente difundido; es así que se tiene diversos trabajos que se han desarrollado , todo ellos orientados a conocer las causas de la poca durabilidad de los pavimentos segmentados construidos ; dentro de ellos se tiene el siguiente trabajo:

“Evaluación de patologías en pavimentos articulados de la ciudad de Sandía”. Realizado por Hemver Montealy Olvea (2013), cuyo trabajo tiene como objetivo establecer las características estructurales y las patologías más preocupantes en los pavimentos articulados de la ciudad de Sandía, de las conclusiones se indica:

1. Sandia es una ciudad que se ubica en la zona de ceja de selva; ubicada en una zona de poco espacio para la población por la que sus calles son angostas y la mayoría de sus vías está conformado por adoquinado de unidades de concreto, colocado sobre una base; por diversas razones este pavimento ha sido atacado por patologías de: abultamiento, ahuellamiento y depresiones, desgaste superficial, entre otros; por la baja calidad de fabricación de los adoquines y deficientes procesos constructivos.
2. Las unidades de adoquín empleados en las vías de estudio de la ciudad de Sandia son de forma artesanal de doce lados, fabricados de concreto de baja resistencia, donde sus unidades han registrado

desgaste de abrasión mayor del 65.56%; el material de base ha alcanzado valores de CBR de 14%, debiendo ser por lo menos de mayor al 50%; la estructura consta de terreno de fundación, base y adoquinado.

3. Los pavimentos articulados y/o adoquinado, es un pavimento apropiado para vías de poco y bajo tránsito y en el caso de la ciudad de Sandia se ha empleado en vías de mucho tránsito y de vehículos pesados, por lo que ha sido presa de patologías indicadas en la primera conclusión. Debo incidir que en todas las actividades de construcción no se ha logrado la calidad que se requiere en este tipo de pavimentos.
4. Las actividades de conservación y mantenimiento no son permanentes, las reparaciones de las zonas deterioradas no son oportunas; la falta de obras de drenaje apropiadas, facilitan el deterioro inmediato. Requiere que el gobierno local programe su mantenimiento permanente.

2.2. MARCO TEÓRICO.

2.2.1. EL TERRENO DE FUNDACIÓN DE LA VÍA.

2.2.1.1. TIPOS DE SUELOS EN EL TERRENO DE FUNDACIÓN.

Dentro del campo particular de las vías terrestres, los suelos se presentan con una variedad y complejidad prácticamente infinitas. Así, cualquier intento de sistematización científica, acompañado de la correspondiente tendencia generalizadora, debe ir precedido por otro, en que se procure clasificar a los suelos del modo más completo posible.

Los sistemas de clasificación de suelos son tan antiguos como la propia mecánica de suelos, pero con el escaso conocimiento que se tenía sobre los suelos los sistemas

que aparecieron en un principio estaban basados en características poco relevantes o muy difíciles de correlacionar con las fundamentales; estos sistemas están hoy superados.

La granulometría ofrece un medio sencillo y evidente para clasificar suelos. En verdad, basta dividir un suelo en sus fracciones granulométricas para tenerlo “clasificado”, si previamente se conviene en dar una denominación particular a las distintas fracciones, según queden comprendidas en una determinada gama de tamaños.

Los sistemas de clasificación granulométrica tan populares en el pasado, tuvieron esa génesis tan simple, y los términos grava, arena, limo y arcilla aún tienen para muchos ingenieros un significado relacionado únicamente con el tamaño de las partículas constitutivas de esos suelos o fracciones. Es evidente que un sistema de clasificación de suelos debe agruparlos de acuerdo con sus propiedades mecánicas básicas, por ser estas lo que interesa para las aplicaciones ingenieriles.

A la vez, el criterio clasificador ha de ser preponderantemente de naturaleza cualitativa, puesto que un sistema que incluyera relaciones cuantitativas resultaría excesivamente engorroso y complicado. Probablemente, lo menos que puede esperar un técnico de un sistema de clasificación es que sirva para normar su criterio respecto al suelo en cuestión, antes de que adquiera conocimientos más profundos y extensos de las propiedades del mismo; así, al usar el sistema será posible, entre otras cosas, obtener criterios para saber en qué direcciones es conveniente profundizar la investigación.

A pesar de su sencillez, los criterios de clasificación puramente granulométricos resultan hoy poco apropiados porque la correlación de la distribución granulométrica con las propiedades fundamentales resulta demasiado insegura y sujeta a excepciones y caso especiales.

2.2.1.2. TERRENOS DE FUNDACIÓN CONSTITUIDA POR ARENAS LIMPIAS.

El caso de interés especial que será tratado en, esta sección, corresponde al cruce de una vía terrestre por una zona de médanos. Si bien esta localización no es muy frecuente y probablemente deba evitarse en cuanto sea posible, existen casos de localización forzada que una vez ocurridos han sido fuente de problemas muy costosos y de difícil solución. Hay también algunas reglas de aplicación casi forzosa y algunos métodos de corrección de problemas que pueden rendir buenos resultados a todo ello se enfoca someramente la atención de este párrafo.

En términos generales el movimiento de los médanos, que es la principal fuente de problemas para la vía terrestre, varía inversamente con su tamaño, de manera que un gran médano, de por ejemplo 100 m de altura, puede avanzar tan poco como un par de centímetros por año, en tanto que médanos de 2 ó 3 m de altura pueden recorrer decenas de centímetros por hora, durante una tormenta violenta. Un médano de 10 m. de altura fácilmente puede desplazarse un metro por año. Lo anterior debe orientar el criterio del ingeniero en cuanto a la magnitud del problema que enfrenta.

2.2.1.3. TERRENOS DE CIMENTACIÓN CONSTITUIDA POR ARCILLAS MUY BLANDAS Y TURBAS.

Los depósitos de suelos blandos y turbas susceptibles de causar serios problemas tienen tres condiciones en común: son zonas planas, tienen mal drenaje superficial y están formados por suelos muy finos u orgánicos. El primer requisito para superar este tipo de problemas es, naturalmente, el detectarlos y ello debe suceder en la etapa de proyecto, antes de que se produzcan costosos daños a la vía terrestre y en momentos en que el ingeniero conserva toda su libertad de acción, incluyendo la capacidad de estudiar un cambio de trazo que lo aleje de la zona que se revele como crítica. Para esto es de singular ayuda la fotointerpretación de fotografías aéreas.

Pero una vez que por cualquier razón se decida a arrostrar los peligros y altos costos que significa cruzar una zona de suelos blandos u orgánicos, el ingeniero debe comprender que casi todos los métodos de proyecto y construcción de que dispondrá requieren de un buen conocimiento de las características de compresibilidad y resistencia de los suelos sobre los que se construirá la vía, así como de los que se utilizarán en la formación de la misma.

La exploración deberá hacerse separando muy claramente las dos etapas tradicionales; primeramente se realiza un muestreo preliminar, con procedimientos sencillos y económicos que proporcionan muestras alteradas para clasificación de suelos y, después, se hace la investigación definitiva, con métodos delicados y mucho más costosos, capaces de proporcionar muestras inalteradas. La orientación que se obtenga en la primera etapa, que debe llevarse hasta que se puedan formular perfiles de suelos razonablemente confiables, será fundamental para

planear la segunda con un costo de tiempo y dinero óptimos.

La información que se recabe sobre el terreno de cimentación deberá arrojar luz suficiente para estudiar los siguientes problemas principales:

- 1) Estabilidad del terraplén.
- 2) Asentamiento del terraplén.

En general, será deseable que todo el asentamiento significativo ocurra durante la construcción de la obra, pero esto no suele lograrse sin usar acelerantes del proceso de consolidación, tales como drenes de arena o sobrecargas (en rigor el tiempo de asentamiento no depende de la carga, pero la magnitud del asentamiento producido sí crece con ella, de manera que una sobrecarga producirá en menos tiempo el asentamiento final a que llegaría el terraplén no sobrecargado); si estos métodos son antieconómicos en un caso dado, deberá pensarse en obras de pavimentación provisional, sobre elevaciones, etc., pues el terraplén se hundirá en la etapa de operación de la obra. La magnitud y la naturaleza del problema que se pueda tener en cada caso quedan fuertemente influidas por algunas características que conviene mencionar a continuación.

- 1. Las dimensiones del terraplén.** - Su altura y ancho influyen mucho en la solución que haya que adoptarse. Un terraplén alto y estrecho se hunde por desplazamiento mucho más que otro bajo y ancho, por lo cual en los primeros puede ser mucho más efectivo un procedimiento de construcción a base de desplazar el material de cimentación.

-
- 2. Características de la cimentación.-** Influyen sobre todo el perfil de resistencia del suelo blando y su espesor.

 - 3. Materiales de construcción.-** Los criterios del ingeniero se ven muy influidos por la disponibilidad y el costo de los materiales con que hará su terraplén. Por ejemplo, si no hay material granular a distancia prudente no podrá pensarse en colocación bajo agua a volteo. La utilización de materiales ligeros, como tezontles o cenizas volcánicas, sólo será posible cuando las distancias de acarreo sean adecuadas, pero, por otro lado, la posibilidad de empleo de tales materiales abre oportunidades de utilizar muchas soluciones que de otra manera estarían vedadas.

 - 4. El programa de construcción.-** Los requerimientos de programa influyen mucho en los métodos de proyecto que puedan intentarse. En este sentido, es importante el momento en que haya de construirse el pavimento definitivo, como también lo es el que haya o no disponibilidad de tiempo para construcción por etapas, uso de sobrecarga, etc.

 - 5. Localización.-** Las condiciones topográficas del lugar, sean naturales o creadas por el hombre como consecuencia de otras obras, también influyen mucho en los métodos que puedan seleccionarse para resolver un problema dado. Por ejemplo, la existencia de población impone severas restricciones al uso de explosivos, o el disponer de un derecho de vía estrecho, al uso de bermas o a la formación de ondas de lodo. en la siguiente tabla se resume brevemente el conjunto de métodos para cimentar terraplenes en terrenos muy blandos.

Tabla II 1 Métodos para cimentar terraplenes en terrenos muy blandos

I.	Remoción por:
a)	Excavación.
1.	Completa.
2.	Parcial.
b)	Desplazamiento.
1.	Por el peso del terraplén, con o sin sobrecargas.
2.	Con explosivos.
II.	Tratamiento del terreno:
a)	Fundamentalmente por requerimientos de estabilidad.
1.	Construcción anticipada o por etapas.
2.	Uso de materiales ligeros.
3.	Bermas estabilizadoras.
4.	Drenaje interceptor.
b)	Fundamentalmente por requerimientos de asentamiento.
1.	Construcción por etapas.
2.	Sobrecargas.
3.	Compactación con equipos pesados.
c)	Por requerimientos de estabilidad y asentamiento.
1.	Construcción por etapas o con sobrecargas.
2.	Drenes verticales de arena.
3.	Combinación de cualquiera de los métodos anteriores.

Fuente: lambe, t.w. y whitman, r.v., (1982) mecánica de suelos (traducción j.a. jiménez salas y j.m. rodríguez), capítulo i. limusa. méxico, pág 128.

2.2.1.4. ASENTAMIENTOS EN EL TERRENO DE FUNDACIÓN.

Posiblemente el problema más grave que entraña un suelo de cimentación fino y compresible, es el que se refiere a los asentamientos que en él pueden producirse al recibir la sobrecarga que representan los terraplenes. Dichos asentamientos causan:

-
1. Pérdida de bombeo, pues la presión ejercida por el terraplén es mayor bajo el centro de la corona que bajo los hombros.
 2. Aparición de asentamientos diferenciales en el sentido longitudinal, por heterogeneidades en la cedencia del terreno de cimentación; éstos producen perjuicios en la funcionalidad del camino, en el pavimento, en el drenaje superficial, etc.
 3. Disminución de la altura del terraplén, grave cuando se atraviesan zonas inundables o inundadas.
 4. Perjuicios en el comportamiento de obras de drenaje menor, que adquieren una conformación hidráulicamente inconveniente y se agrietan, al hundirse más en el centro que en los extremos.
 5. Agrietamientos en la corona del terraplén, especialmente cuando ésta es muy ancha y cuando el terraplén tiene bermas.
 6. Pérdida de la apropiada transición entre los terraplenes de acceso y las estructuras, cuando éstas, cimentadas por ejemplo en pilotes de punta, no participan del asentamiento general.
 7. Independientemente de algunos casos especiales cuyo estudio se hace en páginas subsecuentes de este capítulo, en el departamento de Puno, no es raro encontrar regiones en que los asentamientos en el terreno de cimentación desempeñan un papel tan importante que todo el diseño de la obra vial, incluyendo la posibilidad de un cambio de trazo, debe quedar condicionado a ellos. Se llega así a proyectos que no son óptimos si se toman en cuenta únicamente los aspectos que tradicionalmente se contemplan para diseñar una vía terrestre.

2.2.1.5. Mejoramiento del terreno de fundación.

No se repetirá bastante que el terreno de fundación suele ser suficientemente bueno, tanto en lo que se refiere a resistencia como a compresibilidad, para soportar a las vías terrestres en condiciones normales, pues las presiones a él comunicadas son relativamente bajas y la estructura del terraplén se suele adaptar muy bien a pequeños movimientos que puedan producirse. Los problemas señalados y los métodos de mejoramiento que ahora se mencionarán se presentan normalmente en áreas restringidas y no pueden verse como de utilización común, por su alto costo.

Los principales métodos que se han seguido para mejorar las condiciones del terreno natural, ya sea en lo referente a resistencia o a compresibilidad, son los siguientes:

- 1. El uso de materiales ligeros.-** Se trata de conseguir, dentro de distancias de acarreo tolerables, bancos de materiales de bajo peso específico para la construcción de los terraplenes, a fin de lograr así que se reduzcan al máximo tanto las presiones comunicadas al terreno natural como la geometría de la sección que se construya, pues no debe olvidarse que el problema de asentamientos suele estar ligado al de falta de resistencia, de modo que si el terraplén se hace con materiales pesados requerirá taludes muy tendidos, bermas, etc., que podrán reducirse y quizá eliminarse con el uso de materiales ligeros; siendo el hundimiento menor a menor ancho de terraplén, esta última ganancia repercutirá favorablemente en el asentamiento final a que se llegue.
- 2. La sobre elevación de la rasante. -** Se trata ahora de sobre-elevar inicialmente la rasante del terraplén, de manera que quede en el nivel requerido después de producirse el

asentamiento. La efectividad de la solución depende de que el terreno natural soporte la sección sobre- elevada.

3. Construcción previa de terraplenes. - En este caso se construye el terraplén con suficiente anticipación a las obras de pavimentación, permitiendo que ocurra el asentamiento durante ese lapso disponible; después se conformará la corona, para pavimentar una estructura que ya no se deformará. En ocasiones, la falta de resistencia del terreno de fundación puede obligar a completar la sección definitiva por medio de sucesivos recargues, aprovechando la resistencia que se genere como consecuencia de la consolidación. Naturalmente que el número de recargues necesariamente tendrá que ser bajo, y el último tal, que produzca asentamientos que no sean de significación. La solución es muy ventajosa sobre todo en accesos y pasos a desnivel, pero está limitada por la disponibilidad de tiempo.

4. El uso de drenes verticales de arena. - Siendo el proceso de asentamiento un proceso de consolidación, todos los procedimientos que aceleren esta última servirán para que aquellos se produzcan con mayor rapidez, dando oportunidad a que ocurran durante el proceso de construcción, con lo que la estructura permanecerá prácticamente libre del problema durante su vida de servicio. Además, la aceleración de la consolidación sirve también para aumentar la rapidez de generación de resistencia al esfuerzo cortante consecuencia del proceso. Los drenes verticales de arena son un acelerador comprobado de los procesos de consolidación, cuya influencia en éstos puede ser establecida teóricamente. Son perforaciones verticales rellenas de material permeable, de pequeño diámetro y de longitud suficiente para que sus efectos alcancen a la

totalidad del manto compresible o, por lo menos, al espesor que vaya a producir la mayor parte del asentamiento.

5. La compensación total o parcial de la carga del terraplén. -

Si se logra por algún procedimiento de construcción adecuado que al penetrar el material del terraplén desplace lateralmente al suelo de fundación blando, se producirá una compensación del peso de aquél, que actuará únicamente con una presión correspondiente a la diferencia entre el peso del material colocado y el desplazado. El método es más factible cuando más fácil sea de desplazar lateralmente el terreno natural, por lo que rinde sus mejores resultados en suelos arcillosos orgánicos o en turbas. En ocasiones el desplazamiento del terreno natural se, ayuda con sobrecargas, explosivos, etc. En el caso particular de las aeropistas, estructuras de longitud más limitada que una carretera, se ha usado un procedimiento de auténtica compensación completa, pre-- excavando una caja de profundidad suficiente, la que se conforma estructuralmente construyendo en su fondo una losa delgada de concreto pobre y se rellena posteriormente con materiales ligeros, para producir una compensación total.

6. La remoción del material compresible.- En este caso se utiliza una idea tan sencilla como ésta: si el terreno de cimentación es malo y compresible, muévasele y póngase en su lugar otro de mejor calidad. Se considera que ésta es la mejor solución en suelos muy blandos y compresibles, que se presentan bajo los terraplenes en espesores no mayores que 4 o 5 m, añadiendo que el material sustituto debe ser granular cuando no esté garantizado su drenaje. Esta norma resulta quizá exagerada para países que disponen de menores presupuestos para la construcción de una obra dada; en nuestro medio, por ejemplo, se ha utilizado poco la

substitución de terrenos malos por suelos estables bajo terraplenes y la experiencia indica que cuando el espesor del terreno natural es inferior a 4 ó 5 m es posible obtener un comportamiento favorable a menor costo con el empleo de algún otro de los métodos descritos. Cuando el espesor de terreno malo es superior a 4 o 5 m, es universalmente reconocido que el costo de la substitución de materiales se hace prohibitivo. En resumen, la substitución de materiales debe verse como una alternativa más a disposición del ingeniero, que podrá sopesarse para ser empleada sólo cuando resulte ser la más económica o conveniente después de un cuidadoso balance.

- 7. Tratamiento físico-químico del terreno compresible.-** Aun cuando estas técnicas están todavía en sus comienzos, se sabe que al añadir ciertas substancias al suelo se producen en éste intercambios iónicos entre sus partículas minerales y las materias disueltas en el agua intersticial, de manera que se modifican los nexos estructurales, mejorando la resistencia del suelo y disminuyendo su compresibilidad. En cada caso se hará necesario un análisis físico-químico del suelo, a fin de definir la substancia o substancias que producirán los efectos más favorables; éstas pueden incorporarse al suelo haciéndolas circular por su interior disueltas en agua.
- 8. Calcinación del suelo.-** Consiste este método en calcinar literalmente hablando la estructura del suelo, con elevadas temperaturas provenientes de la combustión de gases. En algunos casos se han reportado disminuciones notables de la compresibilidad y, por consiguiente, de los asentamientos. El método debe considerarse en etapa experimental.
- 9. Colocación de entramados de ramas.-** palmas y otros materiales similares bajo el terraplén. Consiste este método

en fabricar una verdadera balsa de enramada bajo el terraplén, que reparte la carga y proporciona una especie de flotación al conjunto de la superestructura. El método se ha usado con excelentes resultados en diversos países.

10. La colocación de bermas o el uso de taludes muy tendidos.-

Con ello se logra uniformizar las presiones transmitidas al terreno bajo el terraplén, con lo que se uniformizan también los asentamientos, reduciendo los diferenciales. Por otra parte, conviene no olvidar que el asentamiento total es mayor cuanto mayor es el ancho del área cargada, por lo que las medidas objeto de este apartado tenderán a hacer crecer dichos asentamientos totales; naturalmente, la bondad de estas medidas estará supeditada al balance de estos factores contradictorios. Estos métodos carecerán de sentido en aeropistas, donde las coronas de los terraplenes son muy anchas en comparación con las de las carreteras.

11. Escalonamiento de laderas naturales.-

En terrenos naturales con pendiente transversal fuerte existe el peligro de que los terraplenes se deslicen ladera abajo, aun cuando los materiales involucrados no sean demasiado malos. Los escalones, de huella horizontal y peralte vertical, proporcionan al terraplén apoyo horizontal, eliminando la componente de su peso a lo largo de la superficie de contacto con el terreno natural y, por lo tanto, la causa de la posible falla. Los escalones deben tener peralte apropiado y huella suficiente para las maniobras del equipo de construcción. El proyecto deberá indicar al detalle la forma y las dimensiones de los escalones, siendo deseable que toda su sección se aloje en terreno firme.

12. Construcción de rellenos sobre apoyo irregular en roca.-

Al hacer cortes en roca es muy común que, como consecuencia del proceso de excavación con explosivos, la

cama del camino quede ríspida y llena de aristas irregulares y agudas. En este caso ha de colocarse entre esa roca y el pavimento una capa de suelo del suficiente espesor y apropiada resistencia, para impedir que las irregularidades señaladas se reflejen en el propio pavimento.

13. Compactación.- Frecuentemente se mejora la parte superior del terreno de cimentación con un proceso de compactación posterior al desmonte, deshierbe y desenraizado; el tratamiento es frecuente sobre todo en aeropistas y suele ser somero, alcanzando 85 a 90%, en relación a cualquier estándar usual.

14. Anclaje de bloques de roca fracturada.- En laderas rocosas inclinadas y cuando los planos de fracturamiento son desfavorables a la obra vial, se ha recurrido al anclaje de los bloques de roca con varillas de acero introducidas en perforaciones previas selladas posteriormente con concreto o lechada de cemento, de modo que literalmente se cosen los fragmentos cuya situación sea peligrosa.

15. Relleno de grietas.- Con frecuencia la superficie del terreno de cimentación aparece agrietada. Cuando ello suceda, la causa del agrietamiento deberá investigarse siempre, pues el fenómeno puede ser indicio tanto de la existencia de un estado de falla incipiente relativamente fácil de corregir, por ejemplo en una ladera inclinada, como de un verdadero estado de deslizamiento superficial generalizado o de un estado de tensión importante, del tipo descrito por Juárez Badillo.

2.2.2. LA BASE Y SUBBASE DE UN PAVIMENTO.

2.2.2.1. FORMACIONES DE EXPLANADAS.

La superficie de apoyo de un firme recibe la denominación de explanada (subrasante en los países iberoamericanos). Por tanto, la explanada es la parte superior del cimiento del firme. Este cimiento está constituido en general por los propios suelos o la roca de la traza, por un suelo de aportación o, al menos en su parte superior, por un suelo estabilizado in situ; ocasionalmente, el cimiento del firme puede ser el tablero de una estructura.

Tradicionalmente, se ha identificado el cimiento con la coronación del relleno o con la parte superior del fondo del desmonte, hasta una profundidad de unos 50 cm. En la actualidad, se tiende a englobar en el cimiento todo el espesor de materiales bajo la explanada cuyo comportamiento pueda influir en el del firme. Aunque este espesor depende tanto de la naturaleza de los materiales como de la del firme, puede admitirse que está entre 1 y 2 m. En la formación de una explanada, el objetivo debe ser conseguir una superficie:

- Sin excesivas irregularidades, de manera que el espesor de la capa inferior del firme pueda ser sensiblemente uniforme.
- Poco sensible a los cambios de humedad.
- Con unas pendientes que permitan desaguar las precipitaciones ocurridas durante la ejecución de las obras.
- Con una resistencia suficiente para soportar el tráfico de obra sin erosiones o de formaciones.

Por su parte, el cimiento del firme debe resistir tanto el peso propio de éste como las tensiones procedentes de las cargas

del tráfico sin deformaciones diferidas apreciables. Estas deformaciones tienen dos limitaciones: una para el asiento general y otra, mucho más estricta para los asientos diferenciales, que podrían afectar a la regularidad superficial del pavimento y, en definitiva, a sus condiciones funcionales

2.2.2.2. PRINCIPIOS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS.

El problema de la ejecución de obras de pavimentación que garantice la posibilidad de tránsito de vehículos de transporte es, en realidad, tan antiguo como el hombre mismo. Sin embargo el verdadero auge del pavimento, en el sentido actual de la palabra ha tenido lugar con la aparición del automóvil, en primer lugar y, más recientemente, con el advenimiento de la aviación en la escala en que hoy se conoce.

Las fuertes cargas actuales, su velocidad de tránsito, el número de sus repeticiones, etc. hicieron que en la actualidad las técnicas de construcción de pavimentos hayan sufrido una evolución muy rápida, con una definida tendencia, infortunadamente no siempre acompañada por el éxito, a adquirir cada vez mejores bases teóricas que refuercen, justifiquen y permitan aplicar con buen criterio, el ya muy grande conocimiento observacional que a la fecha se va teniendo. A este respecto ha de hacerse notar que la inversión nacional en obras de pavimentación constituye para cualquier país un renglón fundamental que justifica cualquier inversión realizada en búsqueda de un mejoramiento específico: baste decir que en muchos caminos la pavimentación puede suponer un 50% del costo total, para visualizar su importancia ingenieril.

2.2.2.3. Funciones de las distintas capas de un pavimento.

El terreno de fundación de la vía.

Los terrenos de fundación pueden estar constituidos por roca o por suelos. En general, la roca no plantea problemas como terreno de cimentación propiamente dicho, pues la obra vial le comunica esfuerzos que suelen ser de muy baja intensidad en comparación con la resistencia del material. La alterabilidad de la formación rocosa, por la acción de agentes mecánicos o químicos, tampoco desempeña un papel que deba ser fuente de inquietudes especiales desde el punto de vista de apoyo. Las rocas ígneas, por su dureza, pueden presentar problemas de costo de excavación muy elevado; por lo general permiten taludes verticales o muy próximos a la vertical, cuando están razonablemente sanas, y como apoyo de un pavimento requieren de la colocación de una capa de suelo intermedio en los cortes, para eliminar las irregularidades que quedan tras el proceso de conformación.

En las rocas sedimentarias es frecuente una dureza mucho menor que en las ígneas, lo que se traduce en una mayor facilidad de excavación; en este grupo abundan las rocas deleznable, especialmente las de estructura aglomerada. Las lutitas y las margas suelen ser relativamente fáciles de excavar; con frecuencia son poco estables ante el agua; al igual que los yesos y rocas similares, pueden ser expansivas al absorber agua y esto las hace peligrosas en los lechos de los cortes y como materiales de relleno en muros de retención.

Finalmente, conviene hacer notar que las aguas que han fluido a través de rocas margosas, yesos o anhidritas pueden ser muy peligrosas, pues en su recorrido se cargan

de sales cálcicas que pueden descomponer el cemento de los concretos utilizados en las diferentes estructuras de la obra vial. En las rocas sedimentarias relativamente sanas es también frecuente poder construir taludes seguros muy próximos a la vertical.

Los esquistos y las pizarras son quizá las rocas metamórficas más frecuentes en la tecnología de las vías terrestres; son fáciles de excavar, hasta el grado de que muchas veces no requieren explosivos y bastan los medios mecánicos para su extracción. Al tener planos de foliación muy marcados en la mayor parte de los casos, estas rocas rompen a lo largo de ellos, por lo que su echado es muy importante cuando aparecen en cortes y laderas. Son rocas bastante deleznable y como producto de alteración final producen, arcillas muy inestables, a veces en tiempos dentro de la vida útil de la obra.

Los terrenos de fundación constituidos por suelos también suelen proporcionar apoyo suficiente para las vías terrestres, aunque existen algunas condiciones que plantean grandes problemas de proyecto y construcción. Algunas de éstas se detallan por separado en páginas subsecuentes de este capítulo y constituyen quizá las contingencias más grandes a que ha de enfrentarse el ingeniero de obras viales, a tal grado que éste deberá considerar siempre como la mejor solución a estos problemas el cambio de trazo que lo aleje de ellos.

Dentro del campo particular de las vías terrestres, los suelos se presentan con una variedad y complejidad prácticamente infinitas. Así, cualquier intento de sistematización científica, acompañado de la correspondiente tendencia generalizadora, debe ir precedido por otro, en que se

procure clasificar a los suelos del modo más completo posible.

Los sistemas de clasificación de suelos son tan antiguos como la propia mecánica de suelos, pero con el escaso conocimiento que se tenía sobre los suelos los sistemas que aparecieron en un principio estaban basados en características poco relevantes o muy difíciles de correlacionar con las fundamentales; estos sistemas están hoy superados.

La granulometría ofrece un medio sencillo y evidente para clasificar suelos. En verdad, basta dividir un suelo en sus fracciones granulométricas para tenerlo “clasificado”, si previamente se conviene en dar una denominación particular a las distintas fracciones, según queden comprendidas en una determinada gama de tamaños.

Los sistemas de clasificación granulométrica tan populares en el pasado, tuvieron esa génesis tan simple, y los términos grava, arena, limo y arcilla aún tienen para muchos ingenieros un significado relacionado únicamente con el tamaño de las partículas constitutivas de esos suelos o fracciones.

Es evidente que un sistema de clasificación de suelos debe agruparlos de acuerdo con sus propiedades mecánicas básicas, por ser estas lo que interesa para las aplicaciones ingenieriles.

A la vez, el criterio clasificador ha de ser preponderantemente de naturaleza cualitativa, puesto que un sistema que incluyera relaciones cuantitativas resultaría excesivamente engorroso y complicado. Probablemente, lo menos que puede esperar un técnico de un sistema de

clasificación es que sirva para normar su criterio respecto al suelo en cuestión, antes de que adquiriera conocimientos más profundos y extensos de las propiedades del mismo; así, al usar el sistema será posible, entre otras cosas, obtener criterios para saber en qué direcciones es conveniente profundizar la investigación.

A pesar de su sencillez, los criterios de clasificación puramente granulométricos resultan hoy poco apropiados porque la correlación de la distribución granulométrica con las propiedades fundamentales resulta demasiado insegura y sujeta a excepciones y caso especiales.

Posiblemente el problema más grave que entraña un suelo de cimentación fino y compresible, es el que se refiere a los asentamientos que en él pueden producirse al recibir la sobrecarga que representan los terraplenes. Dichos asentamientos causan:

1. Pérdida de bombeo, pues la presión ejercida por el terraplén es mayor bajo el centro de la corona que bajo los hombros.
2. Aparición de asentamientos diferenciales en el sentido longitudinal, por heterogeneidades en la cedencia del terreno de cimentación; éstos producen perjuicios en la funcionalidad del camino, en el pavimento, en el drenaje superficial, etc.
3. Disminución de la altura del terraplén, grave cuando se atraviesan zonas inundables o inundadas.
4. Perjuicios en el comportamiento de obras de drenaje menor, que adquieren una conformación hidráulicamente inconveniente y se agrietan, al hundirse más en el centro que en los extremos.

-
5. Agrietamientos en la corona del terraplén, especialmente cuando ésta es muy ancha y cuando el terraplén tiene bermas.
 6. Pérdida de la apropiada transición entre los terraplenes de acceso y las estructuras, cuando éstas, cimentadas por ejemplo en pilotes de punta, no participan del asentamiento general.

Independientemente de algunos casos especiales cuyo estudio se hace en páginas subsecuentes de este capítulo, en el departamento de Puno, no es raro encontrar regiones en que los asentamientos en el terreno de cimentación desempeñan un papel tan importante que todo el diseño de la obra vial, incluyendo la posibilidad de un cambio de trazo, debe quedar condicionado a ellos. Se llega así a proyectos que no son óptimos si se toman en cuenta únicamente los aspectos que tradicionalmente se contemplan para diseñar una vía terrestre.⁵

2.2.2.4. LA BASE Y LA SUB BASE DE UN PAVIMENTO.

Una vez abordados el planteamiento general de los trabajos y la aplicación de las clasificaciones y de los ensayos de suelos en el proyecto de las explanaciones, es preciso tratar de su construcción. En este apartado se dedica una atención especial a los aspectos requeridos para llegar a obtener una adecuada superficie de apoyo del firme, es decir

- Con una suficiente regularidad longitudinal y transversal.
- Con una capacidad de soporte lo más elevada posible y uniforme en tramos de una longitud apreciable (del orden de algunos cientos de metros).
- Protegida contra la acción destructiva del agua.

Condicionantes externos.- Los condicionantes externos más evidentes son el grado de protección ambiental de la zona en la que se ubica la carretera y el desarrollo existente en su entorno. Ambos aspectos no tienen por qué estar condicionados entre sí, ya que cuando se decide proteger un paraje, hay dos posibles situaciones de partida: se trata de una zona no desarrollada o bien se impiden o dificultan nuevas actuaciones, manteniendo el grado de desarrollo y de construcción existentes. A veces, esta segunda posibilidad es la empleada por los residentes para impedir nuevos desarrollos viarios, mientras que en otras ocasiones son agentes externos a la zona los que limitan ese desarrollo. El grado de protección ambiental puede suponer:

- La dificultad o incluso la imposibilidad de contar con préstamos y vertederos.
- Unas eventuales limitaciones a la envergadura de las obras (es corriente, por ejemplo, limitar la altura máxima de los rellenos o de los desmontes o imponer la construcción de estructuras en lugar de rellenos).
- Condicionar todas las operaciones que es preciso ejecutar en las obras.

Además, existen otras limitaciones que pueden afectar a la producción, ya que pueden imponerse paradas obligatorias de los trabajos en ciertas épocas del año. En cuanto al entorno de la obra, cabe distinguir tres situaciones típicas, aunque por supuesto existen otras situaciones intermedias: nueva vía en un entorno rural, nueva vía en un entorno urbano y ampliación de una carretera existente. Las vías en entornos rurales ofrecen una gran libertad en cuanto a planificación de la obra, teniendo como condicionante más severo la topografía; no tienen muchas intersecciones o

accesos a propiedades colindantes (que requerirían alineaciones con visibilidad suficiente). Los entornos urbanos o periurbanos implican, por el contrario, la necesidad de numerosos desvíos de tráfico, y en la carretera abundarán las intersecciones y los accesos a propiedades colindantes. En el caso de una ampliación de una carretera existente, el principal condicionante es el necesario mantenimiento del tráfico si no se puede recurrir a desvíos provisionales (que suelen ser costosos o incluso inviables); por ello, deben considerarse limitaciones tales como:

- Conveniencia de no ensanchar más que a un solo lado a la vez en lugar de por ambos lados para, además, aprovechar los mayores rendimientos derivados de una menor cantidad de puntos de actuación.
- La longitud de excavación abierta junto a la calzada bajo tráfico debería limitarse a la que se pudiera rellenar durante la misma jornada con los materiales que fuesen a ser empleados en el ensanche.
- La profundidad de la zanja lateral debería ser limitada por razones de seguridad de la circulación.

Condicionantes internos.- Se pueden considerar condicionantes internos a la propia obra los que limitan su producción y, por tanto, intervienen decisivamente en el plazo de ejecución. Entre ellos, cabe destacar la meteorología y el ritmo de producción acorde con la organización de la obra.

En épocas de lluvia, los trabajos de explanación llegan a paralizarse, pues la mayoría de los suelos llega a tener una humedad que dificulta o imposibilita su puesta en obra; además, la propia humedad puede dificultar la circulación de

la maquinaria. Algunas recomendaciones para la ejecución de terraplenes tienen en cuenta estos factores para cada tipo de suelo indicando el modo de extracción, la acción eventual sobre la humedad del suelo y las posibles técnicas de mejora de suelos. Por otro lado, cuando la temperatura está próxima a 0°C casi todas las tareas de construcción deben detenerse. En todo caso, los períodos secos y con temperaturas medias o elevadas son los más adecuados para la ejecución de las obras.

El ritmo de producción es también un condicionante claro. Las operaciones que se aborden simultáneamente deben ser compatibles con el presupuesto disponible, contando con algún margen de maniobra. Si el plazo es reducido, y son obligados unos rendimientos elevados, la organización y el coste de los trabajos pueden llegar a ser totalmente diferentes.

Formación de explanadas.- La superficie de apoyo de un firme recibe la denominación de explanada (subrasante en los países iberoamericanos). Por tanto, la explanada es la parte superior del cimiento del firme. Este cimiento está constituido en general por los propios suelos o la roca de la traza, por un suelo de aportación o, al menos en su parte superior, por un suelo estabilizado in situ; ocasionalmente, el cimiento del firme puede ser el tablero de una estructura.

Tradicionalmente, se ha identificado el cimiento con la coronación del relleno o con la parte superior del fondo del desmonte, hasta una profundidad de unos 50 cm. En la actualidad, se tiende a englobar en el cimiento todo el espesor de materiales bajo la explanada cuyo comportamiento pueda influir en el del firme. Aunque este espesor depende tanto de la naturaleza de los materiales como de la del firme, puede admitirse que está entre 1 y 2

m. En la formación de una explanada, el objetivo debe ser conseguir una superficie:

- Sin excesivas irregularidades, de manera que el espesor de la capa inferior del firme pueda ser sensiblemente uniforme.
- Poco sensible a los cambios de humedad.
- Con unas pendientes que permitan desaguar las precipitaciones ocurridas durante la ejecución de las obras.
- Con una resistencia suficiente para soportar el tráfico de obra sin erosiones o de formaciones.

Por su parte, el cimiento del firme debe resistir tanto el peso propio de éste como las tensiones procedentes de las cargas del tráfico sin deformaciones diferidas apreciables. Estas deformaciones tienen dos limitaciones: una para el asiento general y otra, mucho más estricta para los asientos diferenciales, que podrían afectar a la regularidad superficial del pavimento y, en definitiva, a sus condiciones funcionales.

2.2.2.5. PRINCIPIOS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS.-

El problema de la ejecución de obras de pavimentación que garantice la posibilidad de tránsito de vehículos de transporte es, en realidad, tan antiguo como el hombre mismo. Sin embargo el verdadero auge del pavimento, en el sentido actual de la palabra ha tenido lugar con la aparición del automóvil, en primer lugar y, más recientemente, con el advenimiento de la aviación en la escala en que hoy se conoce.

Las fuertes cargas actuales, su velocidad de tránsito, el número de sus repeticiones, etc. hicieron que en la actualidad las técnicas de construcción de pavimentos

hayan sufrido una evolución muy rápida, con una definida tendencia, infortunadamente no siempre acompañada por el éxito, a adquirir cada vez mejores bases teóricas que refuercen, justifiquen y permitan aplicar con buen criterio, el ya muy grande conocimiento observacional que a la fecha se va teniendo. A este respecto ha de hacerse notar que la inversión nacional en obras de pavimentación constituye para cualquier país un renglón fundamental que justifica cualquier inversión realizada en búsqueda de un mejoramiento específico: baste decir que en muchos caminos la pavimentación puede suponer un 50% del costo total, para visualizar su importancia ingenieril.

Para los efectos del presente capítulo se entenderá por pavimento la capa o conjunto de capas comprendida(s) entre la subrasante y la superficie de rodamiento de una obra vial, cuya finalidad es proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, resistente al tránsito de los vehículos, el intemperismo producido por los agentes naturales y a cualquier otro agente perjudicial.

Como función estructural un pavimento tiene la de transmitir adecuadamente los esfuerzos a la subrasante, de modo que ésta no se deforme de manera perjudicial. Por subrasante se entiende la superficie de una terracería terminada, siendo ésta última el conjunto de cortes y terraplenes de una obra vial. Existen actualmente dos tipos básicos de pavimento: rígido y flexible.

2.2.2.6. LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS

Están formados por una losa de concreto hidráulico, con recubrimiento bituminoso o sin él, apoyada sobre la subrasante o sobre una capa de material seleccionado (grava y arena). Los concretos usados son de resistencia

relativamente alta, generalmente comprendida entre 210 kg/cm² y 350 kg/cm² a los 28 días. En general, se usa concreto simple y ocasionalmente, reforzado. Actualmente existe una tendencia al empleo de concreto presforzado. Las losas de concreto simple son de dimensiones pequeñas, del orden de 4 m a 8 m; estas dimensiones aumentan al usar algún refuerzo y llegan a los 100 m. en concretos presforzados. Los espesores usados para las losas son del mismo orden usando o no refuerzo.

2.2.2.7. Los pavimentos flexibles

Están formados por una carpeta bituminosa apoyada generalmente sobre dos capas no rígidas, la base la sub-base, la calidad de estas capas es descendente hacia abajo. En general, cualquier suelo natural es aprovechable para terracería se exceptúan los suelos muy orgánicos o aquellos cuyo rebote elástico sea importante y, por lo tanto, produzcan deformaciones excesivas a las capas supra yacentes. Cuando el material de la terracería sea de mala calidad puede hacerse necesario el empleo de una verdadera capa subrasante de material de mejor calidad que haga de transición entre él y el pavimento; cuando el material de terracerías sea de mejor calidad la capa subrasante está formada por el propio material de terracería con tratamiento constructivo algo mejor, sobre todo en lo referente a compactación.

De lo anterior se desprende que, en general, un pavimento está formado por diversas capas de mejor calidad y mayor costo cuanto más cercanas se encuentran a la superficie de rodamiento; ello es, principalmente, por la mayor intensidad de los esfuerzos que les son transmitidos.

Para cumplir sus funciones, un pavimento debe satisfacer dos condiciones básicas: ofrecer una buena y resistente superficie de rodamiento, con la rugosidad necesaria para garantizar buena fricción con llanta de los vehículos y con el color adecuado para evitar reflejos y deslumbramientos; en segundo lugar debe poseer la resistencia apropiada y las características mecánicas convenientes para soportar las cargas impuestas por el tránsito sin falla, y con deformaciones que no sean permanentes y que garanticen un tráfico en buenas condiciones. Obviamente un pavimento debe ser capaz de soportar los ataques del intemperismo.

Las características de resistencia y deformabilidad se satisfacen con una capa de material que se encargue de distribuir los esfuerzos de tal modo que a la subrasante lleguen en niveles tolerables que no produzcan falla ni asentamientos y otras deformaciones perjudiciales. Esta capa debe estar formada por materiales friccionantes que son los más adecuados para llenar esta función estructural; esta capa es la base en pavimentos flexibles. La losa de concreto en pavimentos rígidos cumple la misma función estructural.

La capacidad de carga de los materiales friccionantes es baja en la superficie por falta de confinamiento, razón por la que se requiere que sobre la base exista una capa de material cohesivo y con resistencia a la tensión: esta es la carpeta asfáltica que tiene además que cubrir las condiciones de buena superficie de rodamiento ya señaladas atrás. En los pavimentos rígidos la misma losa de concreto llena esta necesidad, por sus características de cohesión. Puede observarse entonces que en pavimentos flexibles la característica requerida en la superficie es la

cohesión, en tanto que, en el interior del mismo, la característica deseada es la fricción.

2.2.3. FACTORES QUE AFECTAN EL DISEÑO DE LOS PAVIMENTOS.

Los factores que independientemente del método y calidad del diseño de un pavimento afectan en forma predominante a éste, pueden considerarse comprendidos en los siguientes tres grupos:

a) Características de los materiales que constituyen la terracería y la capa subrasante.

Los materiales que constituyen la terracería y la capa subrasante de un camino o aeropista juegan un papel fundamental en el comportamiento y espesor requerido de un pavimento flexible e influyen poco en el espesor de la losa, pero bastante en su comportamiento, en un pavimento rígido. Por ello la determinación de las características del suelo que formará la terracería y la capa subrasante, en su caso, es vital. El fin se logra aplicando los principios y métodos de trabajo usuales en la Mecánica de Suelos y es precisamente en este sentido en el que los pavimentos caen dentro de la Especialidad objeto de esta obra y ello no sólo en lo que se refiere a terracería y subrasante, sino también a sub-base y base, cuyas propiedades mecánicas e hidráulicas definen en buena parte un problema de pavimentación.

En realidad ya han sido mencionados en esta obra una buena parte de los métodos a usar en pavimentos para determinar las propiedades de los suelos. En lo que sigue se hace referencia a algunas ideas respecto a exploración y muestreo y más adelante habrá oportunidad de tratar algunas pruebas específicas de este campo, que no han sido mencionadas previamente.

Los métodos de exploración y muestreo en una obra vial pueden dividirse en dos tipos, según los objetivos que se persigan. En primer lugar es preciso conocer las características de los materiales

con los que se formará la terracería. Hay dos modos clásicos de obtener material para este fin: por préstamo lateral y por préstamo de banco; en el primer caso el material de los terraplenes se obtiene de excavaciones laterales poco profundas a lo largo del camino y a relativa poca distancia de éste; en el segundo caso naturalmente casi siempre más costoso el material se acarrea de algún lugar donde exista en la cantidad y calidad requeridas (el caso de terracerías compensadas longitudinalmente, en el que se forma un terraplén con material que proviene de un corte próximo, para los fines de la presente explicación. puede considerarse una variante del segundo caso).

En el primer caso la exploración se circunscribe normalmente a la realización de pozos a cielo abierto en el número y profundidad adecuados, de los que se extraen muestras alteradas que permitan clasificar el suelo. A fin de establecer su posibilidad de utilización en el cuerpo de la terracería. Si no realizan estos estudios expertos capaces en Mecánica de Suelos en cuyo criterio se pueda confiar lo que es sin duda la mejor opción se podrá señalar un criterio rutinario para la separación de pozos (generalmente a cada 100 m).

En el segundo caso habrá que localizar el banco convenientemente y muestrear sus materiales a fin de fijar sus características. El segundo tipo de exploración consiste en conocer las características del terreno de cimentación en que la obra vial estará colocada. Se explorarán especialmente aquellas zonas en que se recele la presencia de fuentes de problemas específicos.

b) El clima.

El principal factor climático que afecta a los pavimentos suele ser la precipitación pluvial, ya por su acción directa o por elevación de las aguas freáticas. Frecuentemente el proyectista se ve obligado al diseño y construcción de estructuras adicionales de drenaje,

aparte del drenaje normal que nunca podrá faltar en la obra vial o al empleo de diseños especiales para el pavimento.

Las heladas en los climas rigurosos y en suelos susceptibles, pueden ser fuente de un gran número de problemas en pavimentos. La temperatura y sus variaciones abruptas afectan los diseños, sobre todo en losas de concreto pues inducen esfuerzos muy importantes en tales estructuras.

C) El tránsito.

El tránsito produce las cargas a que el pavimento va a estar sujeto. Respecto al diseño de los pavimentos interesa conocer la magnitud de esas cargas las presiones de inflado de las llantas, así como su área de contacto, su disposición y arreglo en el vehículo la frecuencia y número de repeticiones de las cargas y las velocidades de aplicación.

Una buena parte de estas características de las cargas son muy difíciles o imposibles de reproducir en los laboratorios confines de investigación y en ello radica una buena parte de la dificultad que se deja notar en este campo. A este respecto podría hacerse el siguiente comentario de carácter general. Por distintas razones, el estudio de los pavimentos es hasta hoy algo casi puramente empírico: en muy pocos casos, algunos de los cuales se mencionarán en lo que sigue, se ha logrado incorporar la Teoría en forma satisfactoria. Esto es, desde luego, una limitación del campo, que no guarda un balance correcto entre teoría y experiencia.

La magnitud de las cargas que se aplican a los pavimentos es bastante importante: llega de 8 ton (16,000 lb) por eje, en camiones, hasta las 150 ton (300,000 lb) que pesa aproximadamente en total un avión DC-8. Las presiones de inflado de las llantas son, del orden de 4 a 6 kg/cm² (60 a 90 lb/pulg²,

aproximadamente) en los camiones y llegan a 13 ó 14 kg/ cm² (aproximadamente 200 lb/pulg²), en los aviones más pesados.

2.2.4. CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

2.2.4.1. SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

Todo proyecto de construcción, bien sea carretera, puente o edificio, debe ser estudiado con todos sus datos completos, lo que supone tener un buen conocimiento del terreno de cimentación. El reconocimiento in situ es uno de los trabajos preliminares indispensables; para ello uno de los procedimientos más seguros es la toma de muestras, lo menos alteradas que sea posible. ¿Qué datos hay que recoger y qué ensayos conviene realizar para asegurar una buena descripción de estas muestras? He aquí un problema de identificación de suelos. En general, un simple examen visual permite dar un nombre al material: margas azules, arcillas amarillas, arena fina, etc. En todo caso, es necesario completar esta descripción con un análisis granulométrico (al menos simplificado) y una determinación de los límites de Atterberg. Todos los laboratorios deben estar equipados de forma que permitan la realización de estos dos ensayos básicos.

Es conveniente medir igualmente el índice de densidad o densidad relativa, en el caso de suelos incoherentes, la humedad natural y la resistencia a compresión simple, en el caso de suelos coherentes. Estas medidas implican, por otra parte, la determinación de la masa específica aparente.

Estas informaciones permiten al ingeniero identificar los suelos y, por consiguiente, hacerse una idea de su comportamiento. Sin embargo, se ha querido ir más lejos, agrupando los suelos en clases o categorías. A este

respecto reproduciremos unas líneas de Taylor que exponen perfectamente la filosofía de la cuestión.

"Un sistema sencillo de clasificación de suelos, utilizando métodos fáciles de identificación y dando una distribución aproximada pero suficientemente exacta en grupos o tipos de suelos, es de una gran comodidad en todos los problemas normales de la Mecánica del Suelo. Los estudios preliminares de suelos, de cara a la construcción de autopistas, son un ejemplo típico de tales problemas. Las clasificaciones basadas en la granulometría o en las características plásticas, por ejemplo, son profusamente utilizadas".

"No obstante, entre los ingenieros hay divergencia en la importancia de estas clasificaciones y la oportunidad de un acuerdo general para su utilización. Se trata, sobre todo, de una cuestión de puntos de vista, cuya respuesta depende principalmente del uso que debe hacerse de estas clasificaciones. Se ha dicho que las clasificaciones de suelos son intrínsecamente de una naturaleza tal, que no pueden clasificarse ni de correctas ni de incorrectas; son simplemente como todo sistema de clasificación, unos elementos de agrupación cómodos. Es cierto que en toda clasificación existen casos límites que se solapan. Igualmente, es inevitable que si un gran número de suelos están agrupados por tipos, según una clasificación, varios de ellos quedarán agrupados diferentemente según otra".

"Frecuentemente se pide la definición de una clasificación general, segura, que abarque un amplio campo de aplicación. Esta petición parece incluso implicar que un día u otro, siempre que haya que recurrir a la Mecánica del Suelo, bastaría con ejecutar un cierto número de ensayos sencillos para determinar unas constantes, que nos

permitiría entrar en la clasificación, y a partir de ahí, consultar el capítulo correspondiente de un manual para ver si el suelo interesa o no sea cual fuere el tipo de problemas estudiado. No es preciso tener un gran conocimiento del comportamiento de los suelos para darse cuenta del poco fundamento de esta opinión. Incluso suponiendo que se pudiera representar correctamente el comportamiento del suelo por coeficiente numérico, no es menos cierto que una definición completa del comportamiento de un suelo necesita de bastantes más coeficientes que los que generalmente se usan. Una clasificación no debe efectuarse más que con un número reducido de esos coeficientes. Por ello una clasificación no tendrá valor e incluso será peligrosa a menos que las características en que se apoya sean precisamente aquéllas que tienen importancia en el problema estudiado”.

2.2.4.2. SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN SUCS.

La base del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos es la Carta de Plasticidad, resultado de una investigación realizada por A. Casagrande en el laboratorio. En esta investigación se vio que, si se sitúan los suelos en un sistema coordenada que tenga el Límite Líquido en el eje de las abscisas y al Índice Plástico en el de las ordenadas, su agrupamiento no ocurre al azar sino que se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas; del mismo modo que los suelos vecinos poseen propiedades similares, los alejados las tienen diferentes. Con base en esta observación, Casagrande pudo establecer en la gráfica fronteras que separan a los materiales finos en diferentes grupos de propiedades afines.

A. SUELOS GRUESOS.

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:

- Gravas y suelos en que predominan aquéllas. Símbolo genérico G (gravel).
- Arenas y suelos arenosos. Símbolo S (sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla N° 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla N° 4, y es del grupo genérico S en caso contrario. Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos.

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (wellgraded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorlygraded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

1. GRUPOS GW Y SW.

Estos suelos son bien graduados y con pocos finos, o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5% en peso. En el laboratorio la graduación se juzga por medio de los coeficientes de uniformidad (C_u) y curvatura (C_c). Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto que el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

2. Grupos GP y SP.

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme, o presentan predominio de un tamaño o de un rango de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para ser considerados como bien graduados. Dentro de estos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médano y playas, y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes

de diferentes estratos obtenidos durante un proceso de excavación.

3. Grupos GM y SM.

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12% en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre "nula" y "media"; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla N° 40 abajo de la línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 6%. En su sistema, Casa grande fijó este último número en 4%. Cuando el porcentaje de finos está entre 5 y 12% deberá usarse un símbolo doble, por ejemplo GW-GM, para indicar una grava bien graduada con finos no plásticos, en porcentaje comprendido entre 5 y 12%.

4. Grupos GC y SC.

Por las mismas razones expuestas para los grupos GM Y SM, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12% en peso. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla N° 40 arriba de la línea A, teniéndose además la condición de que el índice plástico sea mayor que 6% (7% en el sistema original de Casagrande).

Cuando un material no se ubique claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el

símbolo GW-SW se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

B. Suelos finos.

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, lo que da lugar a las siguientes divisiones:

- Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y rnjala).
- Arcillas inorgánicas, de símbolo C (clay).
- Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico ó (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdivide en dos grupos, según su límite líquido. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), y por esta combinación se obtienen los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), y así se tienen los grupos MH, CH y OH.

Debe notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e Ip), mientras que en el caso actual sólo interviene el valor del límite líquido. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite

líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad, tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar parcialmente seco o pre consolidado. Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés Peat, turba).

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

1. Grupos CL y CH.

En estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 6\%$ ($I_p > 7\%$ en el sistema originalmente propuesto por A. Casagrande).

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por $LL > 50\%$. En este grupo CH se encasillan las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 50% .

2. Grupos ML y MH.

El grupo, ML comprende la zona bajo la línea A, definida por $LL < 50\%$, y la porción sobre la línea A con $I_p < 6\%$ ($I_p < 4\%$ en el sistema original). El grupo MH corresponde a la zona debajo de la línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limas arcillosos. Los tipos comunes de limas inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$, se ubican en el grupo ML. Los depósitos eólicos, del tipo del Loess, con $25\% < LL << 35\%$, usualmente aparecen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivadas de los feldspatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de dilatancia; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas tamaño de arcilla, comparable con el de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la línea A. En algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera ML-CL y MH-CH, dada su proximidad con dicha línea.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más, que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (MH). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML o MH.

3. Grupos OL y OH.

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los gruesos ML Y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que crezca el límite líquido de una arcilla inorgánica, sin apreciable cambio de su, índice plástico; esto hace que el

suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad pasando a ocupar una posición más alejada de la línea A.

4. Grupo Pt.

En la mayoría de los suelos turbosos las pruebas de límites pueden ejecutarse después de un completo remo Ideo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300 y 500%, quedando su posición en la Carta de Plasticidad notablemente abajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100 y 200%. Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, MH-CH representará un suelo fino con $LL > 50\%$ el índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la línea A.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca además una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En general, en los suelos gruesos deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico, además de cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material. En los suelos

gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico, aparte de cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material. Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados in alterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

2.2.4.3. SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN AASHTO.

De acuerdo con este sistema y con base en su comportamiento, los suelos están clasificados en ocho grupos designados por los símbolos del A-1 al A-8. En este sistema de clasificación los suelos inorgánicos se clasifican en 7 grupos que van del A-1 al A-7. Estos a su vez se dividen en un total de 12 subgrupos. Los suelos con elevada proporción de materia orgánica se clasifican como A-8.

DESCRIPCIÓN DE LOS GRUPOS DE CLASIFICACIÓN.

- a) Suelos granulares: Son aquellos que tienen 35% o menos, del material fino que pasa el tamiz No. 200. Estos suelos forman los grupos A-1, A-2 Y A-3.

Grupo A-1:

El material de este grupo comprende las mezclas bien graduadas, compuestas de fragmentos de piedra grava,

arena y material ligante poco plástico. Se incluyen también en este grupo mezclas bien graduadas que no tienen material ligante.

Subgrupo A-Ia: Comprende aquellos materiales formados predominantemente por piedra o grava, con o sin material ligante bien graduado.

Subgrupo A-Ib: Incluye aquellos materiales formados predominantemente por arena gruesa bien gradada, con o sin ligante.

Grupo A-2:

Comprende una gran variedad de material granular que contiene menos del 35% del material fino. Subgrupos A-2-4 y A-2-5: Pertenecen a estos Subgrupos aquellos materiales cuyo contenido de material fino es igual o menor del 35% y cuya fracción que pasa el tamiz número 40 tiene las mismas características de los suelos A-4 y A-5, respectivamente. Estos grupos incluyen aquellos suelos gravosos y arenosos (arena gruesa); que tengan un contenido de limo, o índices de Grupo, en exceso a los indicados por el grupo A-I. Así mismo, incluyen aquellas arenas finas con un contenido de limo no plástico en exceso al indicado para el grupo A-3. Subgrupos A-2-6 y A-2-7: Los materiales de estos subgrupos son semejantes a los anteriores pero la fracción que pasa el tamiz número 40 tiene las mismas características de los suelos A-6 y A-7, respectivamente.

Grupo A-3:

En este grupo se encuentran incluidas las arenas finas, de playa y aquellas con poca cantidad de limo que no tengan plasticidad. Este grupo incluye, además las arenas de río que contengan poca grava y arena gruesa. Suelos finos limo

arcillosos: Contienen más de 135% del material fino que pasa el tamiz número 200. Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

Grupo A-4:

Pertenecen a este grupo los suelos limosos poco o nada plásticos, que tienen un 75% o más del material fino que pasa el tamiz número 200. Además, se incluyen en este grupo las mezclas de limo con grava y arena hasta en un 64%.

Grupo A-5:

Los suelos comprendidos en este grupo son semejantes a los del anterior, pero contienen material micáceo o diatomáceo. Son elásticos y tienen un límite líquido elevado.

Grupo A-6:

El material típico de este grupo es la arcilla plástica. Por lo menos el 75% de estos suelos debe pasar el tamiz número 200, pero se incluyen también las mezclas arcilla-arenosas cuyo porcentaje de arena y grava sea inferior al 64%. Estos materiales presentan, generalmente, grandes cambios de volumen entre los estados seco y húmedo.

Grupo A-7:

Los suelos de este grupo son semejantes a los suelos A-6 pero son elásticos. Sus límites líquidos son, elevados.

Subgrupo A-7-5: Incluye aquellos materiales cuyos índices de plasticidad no son muy altos con respecto a sus límites líquidos.

Subgrupo A.7.6: Comprende aquellos suelos cuyos índices de plasticidad son muy elevados con respecto a sus límites

líquidos y que, además, experimentan cambios de volumen extremadamente grandes.

Índice de grupo: Aquellos suelos que tienen un comportamiento similar se hallan dentro de un mismo grupo, y están representados por un determinado índice. La clasificación de un suelo en un determinado grupo se basa en su límite de líquido, grado de plasticidad y porcentaje de material fino que pasa el tamiz número 200. Los índices de grupo de los suelos granulares están generalmente comprendidos entre 0 y 4; los correspondientes a los suelos limosos, entre 8 y 12 y los de suelos arcillosos, entre 11 y 20, o más. Cuando se indica un índice de grupo hay que colocarlo entre paréntesis. Así, por ejemplo, A-2-4 (1), quiere decir un suelo A-2-4 cuyo índice de grupo es.

2.2.4.4. Identificación de suelos.

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En este caso concreto, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; obviamente en el grupo que le corresponda según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe; naturalmente, según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.⁹

En el Sistema Unificado hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio; estos criterios .de tipo granulométrico y de investigación de características de plasticidad, ya han sido suficientemente descritos. Además

y ésta es una de las ventajas del Sistema, se ofrecen criterios para identificación en el campo, es decir, en aquellos casos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta. Estos criterios, simples y expeditos, se detallan a continuación.

2.2.4.5. Identificación de campo de suelos gruesos.

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño en cm como equivalente a la malla N° 4, Y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla N° 200 son aproximadamente las más pequeñas que puedan distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar los suelos bien graduados de los mal graduados median te un examen visual. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas con las obtenidas en laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad de hacerlo. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos que se detallarán más adelante, sobre la parte que pase la malla N° 40; si no se dispone de esta malla, el cribado puede substituirse por una separación manual equivalente.

2.2.4.6. Identificación de campo de suelos finos.

Una de las grandes ventajas del Sistema Unificado es, como ya se dijo, el criterio para identificar en el campo los suelos finos, si se cuenta con algo de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya la posea; a falta de tal apoyo, es aconsejable la comparación sistemática de los resultados de la identificación de campo realizada con los del laboratorio, en cada caso en que exista la oportunidad de hacerlo. La principal base de criterio para identificar suelos finos en el campo es la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

2.2.5. COMPACTACIÓN DE SUELOS.

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo - deformación de los mismos; por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, fundamentalmente ligados a pérdida de volumen de aire, pues por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación. No todo el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado.

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar de caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca

siempre; es menos frecuente, aunque a veces no menos importante, que también se compacte para obtener unas características idóneas de permeabilidad y flexibilidad. Finalmente, suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura térrea ante la acción de los agentes erosivos como consecuencia de un proceso de compactación.

De la simple enumeración de los objetivos de la compactación destaca un hecho importante, que debe hacer prever al ingeniero muchas de las dificultades y complejidades que después efectivamente encontrará en estas técnicas. En primer lugar, la compactación resulta ser un proceso de objetivos múltiples y ello propicia la complicación, pero, en segundo lugar, es evidente que muchos de esos objetivos serán contradictorios en muchos problemas concretos, en el sentido de que las acciones que se emprendan para cumplir con uno pudieran perjudicar a algún otro.

Por ejemplo, en términos generales puede ser cierto con frecuencia que una compactación intensa produce un material muy resistente, pero sin duda muy susceptible al agrietamiento; en este aspecto el número de ejemplos contrastantes que pudieran ocurrirse es prácticamente ilimitado. Estas posibles contradicciones se complican y amplían aún más si se toma en cuenta que los suelos compactados han de tener una vida dilatada y que es compromiso obvio que conserven sus propiedades en toda esa vida; bajo la acción del agua, de las cargas soportadas, etc. En esta perspectiva circunstancial y temporal pueden multiplicarse mucho los ejemplos de contradicciones entre los objetivos del proceso; la alta resistencia, obtenida con compactación muy enérgica, de que antes se habló, puede entrar en contradicción consigo misma, pues un suelo muy compacto podrá, en general, absorber mucha agua si se dan las condiciones propicias y al hacerlo su resistencia podrá descender drásticamente, en tanto que ese mismo suelo inicialmente compactado en forma menos enérgica, con menor

resistencia inicial, podrá resultar mucho más estable ante el agua, manteniendo en el tiempo una resistencia inicialmente menor que la del otro, pero probablemente suficiente.

Desde un principio el problema de la compactación de suelos resulta ligado al de control de calidad de los trabajos de campo; en efecto, después de realizar un proceso de compactación siempre es necesario verificar si con él se lograron los fines propuestos. Como quiera que las vías terrestres suelen construirse a contrato por parte de empresas especializadas, la verificación antes citada resulta ligada a problemas de pago, legales, etc. Esta multiplicidad de los problemas de compactación de suelos, que tantas veces los hace trascender de la esfera meramente técnica, se encuentra en el fondo de todo el manejo razonado de dichos problemas y le imprime a las conclusiones y soluciones a que se llegue un carácter distintivo que no puede ignorar quien los maneja. Para medir la resistencia, la compresibilidad, las relaciones esfuerzo-deformación, la permeabilidad o la flexibilidad de los suelos se requieren pruebas relativamente especializadas y costosas que, además.

2.2.5.1. VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS.

Como es natural, un suelo se puede compactar de varias maneras, y en cada caso se obtendrá un resultado diferente; por otra parte, una misma forma de compactación dará resultados distintos si se aplica a diversos suelos; por último, si una misma forma de compactación se aplica a un suelo determinado, podrán lograrse resultados muy diferentes si de un caso a otro se varían ciertas condiciones de las preexistentes en dicho suelo.

Las afirmaciones anteriores justifican la conclusión, obvia para quienquiera que tenga cualquier grado de familiaridad con estos problemas, de que los resultados de un proceso de compactación dependen de varios factores, unos que atañen al tipo de suelo, otros relativos al método de compactación que se emplee y, por último, varios más que se refieren a determinadas circunstancias que en ese momento pudieran prevalecer en el suelo con que se trabaja. Estos factores suelen denominarse las "variables" que rigen el proceso de compactación. Las principales de éstas se reseñan a continuación.

1. La naturaleza del suelo. Es claro que la clase de suelo con que se trabaja influye de manera decisiva en el proceso, de compactación; de hecho, a lo largo de este capítulo habrán de diferenciarse las técnicas que se empleen y los resultados que se obtengan precisamente con base en el tipo de suelo. Prevalece aún la distinción usual entre suelos finos y gruesos o entre suelos arcillosos y friccionantes, pero en el análisis de los procesos de compactación es muy común que tal distinción se detalle bastante más, tipificando los suelos de acuerdo con las normas.

2. El método de compactación. En el laboratorio resulta bastante fácil clasificar los métodos de compactación en uso en tres tipos bien diferenciados: la compactación por impactos, por amasado y por aplicación de carga estática. A reserva de detallar algo más estos métodos, baste por el momento la afirmación de que producen resultados diferentes tanto en la estructuración que adquiere el suelo como, en consecuencia, en las propiedades del material que se compacta. Además, ya se comienzan a utilizar algunos dispositivos de laboratorio para como pactar por

vibración, si bien su uso está menos extendido que el de los otros tres métodos.

3. La energía específica. Se entiende por energía específica de compactación la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso mecánico de que se trate. Es muy fácil evaluar la energía específica en una prueba de laboratorio en que se compacte al suelo por impactos dados con un pisón; de hecho, resulta claro que para tal caso queda dada por la expresión:

$$E_e = \frac{N W}{n h V}$$

Dónde:

E_e = Energía específica.

N = Número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.

n = Número de capas que se disponen hasta llenar el molde. W = Peso del pisón compactador.

H = Altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.

V = Volumen total del molde de compactación, igual al volumen total del suelo compactado

En las pruebas de laboratorio en que se compacta el suelo con la aplicación de presión estática, en principio la energía específica se puede evaluar de manera análoga en términos del tamaño del molde, el número de capas en que se dispone el suelo, la presión que se aplique a cada capa

y el tiempo de aplicación. Sin embargo, en este caso la evaluación no resulta ya tan sencilla y la energía específica se ve afectada por la deformabilidad del suelo y por el tiempo de aplicación de la presión.

4. El contenido de agua, del suelo. Ya en los primeros estudios de Proctor se puso de manifiesto que el contenido de agua del suelo que se compacta es otra variable fundamental del proceso. Proctor observó que con contenidos crecientes de agua, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos para el material compactado, si se usa la misma energía de compactación; pero observó también que esta tendencia no se mantiene indefinidamente, ya que cuando la humedad pasa de cierto valor, disminuyen los pesos específicos secos logrados. Es decir, Proctor puso de manifiesto que para un suelo dado y usando determinado procedimiento de compactación, existe un contenido de agua de compactación, llamado el óptimo, que produce el máximo peso volumétrico seco que es dable obtener con ese procedimiento de compactación.

5. El sentido en que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación. Este aspecto afecta sobre todo a las pruebas de compactación que se realizan en el laboratorio, en las que es común presentar resultados con base en gráficas $Y_d - W$ (peso volumétrico seco vs. humedad). Estas curvas son diferentes si las pruebas se efectúan a partir de un suelo relativamente seco al que se va agregando agua o si se parte de un suelo húmedo, que se va secando según avanza la prueba. Las investigaciones experimentales comprueban que en el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en el segundo, para un mismo suelo y con los mismos contenidos

de agua; este efecto parece ser particularmente notable en los suelos finos .plásticos con contenidos de agua inferiores al óptimo. La explicación del fenómeno podría ser que cuando el suelo está seco y se le agrega agua, ésta tiende a quedar en la periferia de los grumos, con propensión a penetrar en ellos, sólo después de algún tiempo; por otra parte, cuando el agua se evapora al irse secando un suelo húmedo, la humedad superficial de los grumos se hace menor que la interna. Se tienen entonces condiciones diferentes en los grumos del suelo con un mismo contenido de humedad; en el primer caso, en que se agregó agua; la presión capilar entre los grumos es menor por el exceso de agua, en comparación con el segundo caso, en que la evaporación hace que los meniscos se desarrollen más. Por lo tanto, en el primer caso será menor la ligazón entre los grumos y una misma energía de compactación será más eficiente para compactar el suelo que en el segundo caso.

6. El contenido de agua original del suelo. Se refiere este concepto al contenido natural de agua que el suelo poseía antes de añadirle o quitarle humedad para compactarlo, en busca del contenido óptimo o cualquier otro con que se hubiere decidido realizar la compactación.

En los procesos de campo el contenido de agua original no sólo ejerce gran influencia en la respuesta del suelo al equipo de compactación, sino que también gobierna en gran parte el comportamiento ulterior de la masa compactada. Aunque por lo general sólo pueden lograrse cambios relativamente pequeños al humedecer o secar el suelo extendido en la obra, es muy aconsejable buscar siempre condiciones de humedad natural que no se aparten mucho de la óptima para el proceso de compactación que vaya a usarse.

2.2.5.2. ALGUNOS PROBLEMAS ESPECIALES DE COMPACTACIÓN EN EL CAMPO.

Se mencionan brevemente algunos problemas de naturaleza especial relacionados con el problema de compactación en el campo:

a) compactación de zonas difíciles, inaccesibles para los equipos convencionales.

Estas condiciones se presentan con cierta frecuencia y pueden demandar desde el uso ineficiente de equipos en distancias cortas hasta el empleo de equipos y métodos especiales de rendimiento reducido, a los que ya se ha hecho mención en páginas anteriores.

En la construcción de carreteras suele presentarse este problema, muy agravado, en el fondo de cañadas profundas y angostas, en que no se justifican los caminos de acceso al fondo de las mismas por los pequeños volúmenes que hay que compactar. Una práctica común en tales casos es rellenar a volteo el fondo hasta un nivel a partir del cual pueda trabajarse mecánicamente. Si se tiene cierto cuidado en la operación de relleno y no se abusa de ella en cuanto a altura de material colocado a volteo, este método no causa necesariamente efectos perjudiciales; el caso se complica cuando en el fondo de la barranca existe una obra de drenaje, lo cual es común; dicha obra, por su parte, impone condiciones al material que la rodea y la sobreyace. En el fondo de barrancas y de- presiones es común también, en el caso de carreteras y ferrocarriles, que el material colocado lo constituyan tamaños más o menos gruesos, incluyendo muchas veces fragmentos de roca. Las técnicas de compactación de estos materiales son las que corresponden a los pedraplenes.

b) Zonas próximas a puentes, alcantarillas, muros de retención, etc.

Ya se ha mencionado el buen resultado que proporcionan los equipos de compactación manuales en estos casos. Un caso especial lo constituyen los colchones de protección de las obras de drenaje, los cuales han de construirse dentro de los requerimientos especiales que estas obras imponen según su tipo, los que se detallarán más adelante, en el capítulo correspondiente.

c) Compactación en los bordes de los terraplenes.

A medida que la construcción de un terraplén progresa en altura, se va presentando el problema de la compactación en sus taludes, por el doble motivo de que el equipo de compactación no puede orillarse demasiado durante su operación y por la falta de confinamiento lateral que se tiene en las zonas de borde.

El problema suele resolverse dando un sobre ancho a ambos lados del terraplén (quizá sean suficientes 30 ó 40 cm en cada lado), el cual se puede recortar y afinar al fin de la construcción.

En terraplenes muy bajos el problema anterior puede justificar la adopción de taludes suficientemente tendidos como para que sobre ellos circule el equipo de compactación. Las obras complementarias de drenaje y las de protección con forestación u otros medios pueden ayudar mucho a paliar los efectos de una mala compactación en los taludes.

d) Compactación de las primeras capas de un terraplén sobre terrenos blandos.

Cuando un terraplén se va a construir sobre un suelo de cimentación muy blando, suele presentarse el problema de falta de apoyo suficiente para una buena acción del equipo de compactación sobre las primeras capas de base. El desmonte y despalle adecuados del terreno natural, seguidos de un oreado, cuando ello es posible, puede ayudar a resolver el problema; si no es éste el caso, podrá construirse en toda la zona de desplante una plantilla de trabajo, preferentemente de material granular fino, con 20 ó 30 cm de espesor; al compactar dicha capa se mejorará también la parte más superficial del suelo natural, mejorando las condiciones de conjunto. La plantilla de trabajo podrá ser bastante más potente cuando exista agua permanente, pues en tal caso deberá sobresalir algo del agua; si ésta tiene tirantes de importancia, ya será económico pensar en la construcción de pedraplenes u otro tipo de soluciones.

En relación con el problema presentado en el párrafo anterior ha de tenerse en cuenta que los suelos arcillosos blandos muchas veces poseen una costra relativamente más firme, producto del secado por evaporación; la remoción de esta capa o su debilitamiento contribuirá siempre a hacer más difíciles las condiciones de trabajo.

e) Suelos friccionantes que se tornan "movedizos".

La experiencia ha demostrado que algunos suelos, tales como limos no plásticos, arenas muy finas o polvo de roca, cuando se compactan en zonas de nivel freático alto atraen agua por capilaridad hasta su superficie y se vuelven movedizos, con pérdida casi total de su resistencia. El mismo efecto puede presentarse en tales suelos si se compactan con un excesivo contenido de agua. Al presentarse el problema, es muy fácil secar estos suelos por escarificación y oreo, si se logra eliminar la fuente de agua

que los ha saturado, pero es en este punto en donde pueden surgir problemas casi insolubles; en áreas pequeñas el problema se puede eliminar con la colocación de una capa de material granular grueso que rompa la capilaridad e impida la subida del agua; en otros casos podrá abatirse el nivel freático por medio de subdrenes laterales de zanja. Cuando todo lo anterior no sea posible, deberá procurarse no alterar al terreno natural y usar sobre éste materiales gruesos apropiados, modificando el proyecto cuando sea necesario.

2.2.5.3. Pruebas de compactación en el laboratorio.

Los procesos de compactación de campo son en general demasiado lentos y costosos como para reproducirlos a voluntad, cada vez que se desee estudiar cualquiera de sus detalles; no proporcionan un modo práctico de disponer de una herramienta de análisis, estudio e investigación, tal como lo requiere el problema de la compactación de suelos, con sus muchas complicaciones y complejidades. Así, la tendencia a desarrollar pruebas de laboratorio que reproduzcan fácil y económicamente aquellos procesos debió de ser obvio para cualquiera que se interesara (e interese) en racionalizar las técnicas de campo y en conocer más un proceso tan difícil e, importante.

Las mismas razones inducen a las pruebas de laboratorio a ser base de estudios para proyecto y fuente de información para planear un adecuado tren de trabajo de campo; la alternativa sería o establecerlo sobre bases únicamente personales, fundadas en la experiencia anterior, pero sin ningún estudio para el caso, a desarrollarlo en un modelo, a escala natural, verdadera duplicación de la estructura que se vaya a construir, llegando como límite al absurdo total de hacer algo para aprender a hacerlo (absurdo, naturalmente,

en el caso de que se habla, pero no en relación a otras actividades humanas).

A partir de 1933, en que Proctor desarrolló su prueba, la primera históricamente, han ido apareciendo otras muchas; todas ellas pueden agruparse en uno de los siguientes apartados:

A Pruebas dinámicas

B Pruebas estáticas

C Pruebas" por amasado

D Pruebas por vibración

E Pruebas especiales o en proceso de desarrollo.

2.2.5.4. FUNCIONES DE LAS DISTINTAS CAPAS DE UN PAVIMENTO.

EL TERRENO DE FUNDACIÓN DE LA VÍA.

Los terrenos de fundación pueden estar constituidos por roca o por suelos. En general, la roca no plantea problemas como terreno de cimentación propiamente dicho, pues la obra vial le comunica esfuerzos que suelen ser de muy baja intensidad en comparación con la resistencia del material. La alterabilidad de la formación rocosa, por la acción de agentes mecánicos o químicos, tampoco desempeña un papel que deba ser fuente de inquietudes especiales desde el punto de vista de apoyo. Las rocas ígneas, por su dureza, pueden presentar problemas de costo de excavación muy elevado; por lo general permiten taludes verticales o muy próximos a la vertical, cuando están razonablemente sanas, y como apoyo de un pavimento requieren de la colocación de una capa de suelo intermedio en los cortes, para eliminar

las irregularidades que quedan tras el proceso de conformación.

En las rocas sedimentarias es frecuente una dureza mucho menor que en las ígneas, lo que se traduce en una mayor facilidad de excavación; en este grupo abundan las rocas deleznales, especialmente las de estructura aglomerada. Las lutitas y las margas suelen ser relativamente fáciles de excavar; con frecuencia son poco estables ante el agua; al igual que los yesos y rocas similares, pueden ser expansivas al absorber agua y esto las hace peligrosas en los lechos de los cortes y como materiales de relleno en muros de retención.

Los esquistos y las pizarras son quizá las rocas metamórficas más frecuentes en la tecnología de las vías terrestres; son fáciles de excavar, hasta el grado de que muchas veces no requieren explosivos y bastan los medios mecánicos para su extracción. Al tener planos de foliación muy marcados en la mayor parte de los casos, estas rocas rompen a lo largo de ellos, por lo que su echado es muy importante cuando aparecen en cortes y laderas. Son rocas bastante deleznales y como producto de alteración final producen, arcillas muy inestables, a veces en tiempos dentro de la vida útil de la obra.

Los terrenos de fundación constituidos por suelos también suelen proporcionar apoyo suficiente para las vías terrestres, aunque existen algunas condiciones que plantean grandes problemas de proyecto y construcción. Algunas de éstas se detallan por separado en páginas subsecuentes de este capítulo y constituyen quizá las contingencias más grandes a que ha de enfrentarse el ingeniero de obras viales, a tal grado que éste deberá considerar siempre como la

mejor solución a estos problemas el cambio de trazo que lo aleje de ellos.

Dentro del campo particular de las vías terrestres, los suelos se presentan con una variedad y complejidad prácticamente infinitas. Así, cualquier intento de sistematización científica, acompañado de la correspondiente tendencia generalizadora, debe ir precedido por otro, en que se procure clasificar a los suelos del modo más completo posible. Los sistemas de clasificación de suelos son tan antiguos como la propia mecánica de suelos, pero con el escaso conocimiento que se tenía sobre los suelos los sistemas que aparecieron en un principio estaban basados en características poco relevantes o muy difíciles de correlacionar con las fundamentales; estos sistemas están hoy superados.

La granulometría ofrece un medio sencillo y evidente para clasificar suelos. En verdad, basta dividir un suelo en sus fracciones granulométricas para tenerlo “clasificado”, si previamente se conviene en dar una denominación particular a las distintas fracciones, según queden comprendidas en una determinada gama de tamaños.

Los sistemas de clasificación granulométrica tan populares en el pasado, tuvieron esa génesis tan simple, y los términos grava, arena, limo y arcilla aún tienen para muchos ingenieros un significado relacionado únicamente con el tamaño de las partículas constitutivas de esos suelos o fracciones.

Es evidente que un sistema de clasificación de suelos debe agruparlos de acuerdo con sus propiedades mecánicas básicas, por ser estas lo que interesa para las aplicaciones ingenieriles. A la vez, el criterio clasificador ha de ser

preponderantemente de naturaleza cualitativa, puesto que un sistema que incluyera relaciones cuantitativas resultaría excesivamente engorroso y complicado. Probablemente, lo menos que puede esperar un técnico de un sistema de clasificación es que sirva para normar su criterio respecto al suelo en cuestión, antes de que adquiera conocimientos más profundos y extensos de las propiedades del mismo; así, al usar el sistema será posible, entre otras cosas, obtener criterios para saber en qué direcciones es conveniente profundizar la investigación.

A pesar de su sencillez, los criterios de clasificación puramente granulométricos resultan hoy poco apropiados porque la correlación de la distribución granulométrica con las propiedades fundamentales resulta demasiado insegura y sujeta a excepciones y caso especiales.

Posiblemente el problema más grave que entraña un suelo de cimentación fino y compresible, es el que se refiere a los asentamientos que en él pueden producirse al recibir la sobrecarga que representan los terraplenes. Dichos asentamientos causan:

1. Pérdida de bombeo, pues la presión ejercida por el terraplén es mayor bajo el centro de la corona que bajo los hombros.
2. Aparición de asentamientos diferenciales en el sentido longitudinal, por heterogeneidades en la cedencia del terreno de cimentación; éstos producen perjuicios en la funcionalidad del camino, en el pavimento, en el drenaje superficial, etc.
3. Disminución de la altura del terraplén, grave cuando se atraviesan zonas inundables o inundadas.

-
4. Perjuicios en el comportamiento de obras de drenaje menor, que adquieren una conformación hidráulicamente inconveniente y se agrietan, al hundirse más en el centro que en los extremos.
 5. Agrietamientos en la corona del terraplén, especialmente cuando ésta es muy ancha y cuando el terraplén tiene bermas.
 6. Pérdida de la apropiada transición entre los terraplenes de acceso y las estructuras, cuando éstas, cimentadas por ejemplo en pilotes de punta, no participan del asentamiento general.

Independientemente de algunos casos especiales cuyo estudio se hace en páginas subsecuentes de este capítulo, en el departamento de Puno, no es raro encontrar regiones en que los asentamientos en el terreno de cimentación desempeñan un papel tan importante que todo el diseño de la obra vial, incluyendo la posibilidad de un cambio de trazo, debe quedar condicionado a ellos. Se llega así a proyectos que no son óptimos si se toman en cuenta únicamente los aspectos que tradicionalmente se contemplan para diseñar una vía terrestre.

Como fase previa a las operaciones constructivas propiamente dichas, la construcción de terracerías suele exigir una limpieza a fondo del terreno natural, que se denomina desmonte, en lo que se refiere a la eliminación de vegetación, incluyendo árboles, y despalme cuando se refiera a la eliminación de una capa superficial del terreno.

La base y la sub base de un pavimento.

Una vez abordados el planteamiento general de los trabajos y la aplicación de las clasificaciones y de los ensayos de

suelos en el proyecto de las explanaciones, es preciso tratar de su construcción. En este capítulo se dedica una atención especial a los aspectos requeridos para llegar a obtener una adecuada superficie de apoyo del firme, es decir:

- Con una suficiente regularidad longitudinal y transversal.
- Con una capacidad de soporte lo más elevada posible y uniforme en tramos de una longitud apreciable (del orden de algunos cientos de metros).
- Protegida contra la acción destructiva del agua.

Condicionantes externos.- Los condicionantes externos más evidentes son el grado de protección ambiental de la zona en la que se ubica la carretera y el desarrollo existente en su entorno. Ambos aspectos no tienen por qué estar condicionados entre sí, ya que cuando se decide proteger un paraje, hay dos posibles situaciones de partida: se trata de una zona no desarrollada o bien se impiden o dificultan nuevas actuaciones, manteniendo el grado de desarrollo y de construcción existentes. A veces, esta segunda posibilidad es la empleada por los residentes para impedir nuevos desarrollos viarios, mientras que en otras ocasiones son agentes externos a la zona los que limitan ese desarrollo.

En cuanto al entorno de la obra, cabe distinguir tres situaciones típicas, aunque por supuesto existen otras situaciones intermedias: nueva vía en un entorno rural, nueva vía en un entorno urbano y ampliación de una carretera existente. Las vías en entornos rurales ofrecen una gran libertad en cuanto a planificación de la obra, teniendo como condicionante más severo la topografía; no tienen muchas intersecciones o accesos a propiedades colindantes

(que requerirían alineaciones con visibilidad suficiente). Los entornos urbanos o periurbanos implican, por el contrario, la necesidad de numerosos desvíos de tráfico, y en la carretera abundarán las intersecciones y los accesos a propiedades colindantes. En el caso de una ampliación de una carretera existente, el principal condicionante es el necesario mantenimiento del tráfico si no se puede recurrir a desvíos provisionales (que suelen ser costosos o incluso inviables); por ello, deben considerarse limitaciones tales como:

- Conveniencia de no ensanchar más que a un solo lado a la vez en lugar de por ambos lados para, además, aprovechar los mayores rendimientos derivados de una menor cantidad de puntos de actuación.
- La longitud de excavación abierta junto a la calzada bajo tráfico debería limitarse a la que se pudiera rellenar durante la misma jornada con los materiales que fuesen a ser empleados en el ensanche.
- La profundidad de la zanja lateral debería ser limitada por razones de seguridad de la circulación.

Condicionantes internos. - Se pueden considerar condicionantes internos a la propia obra los que limitan su producción y, por tanto, intervienen decisivamente en el plazo de ejecución. Entre ellos, cabe destacar la meteorología y el ritmo de producción acorde con la organización de la obra. En épocas de lluvia, los trabajos de explanación llegan a paralizarse, pues la mayoría de los suelos llegan a tener una humedad que dificulta o imposibilita su puesta en obra; además, la propia humedad puede dificultar la circulación de la maquinaria. Algunas recomendaciones para la ejecución de terraplenes tienen en

cuenta estos factores para cada tipo de suelo indicando el modo de extracción, la acción eventual sobre la humedad del suelo y las posibles técnicas de mejora de suelos. Por otro lado, cuando la temperatura está próxima a 0°C casi todas las tareas de construcción deben detenerse. En todo caso, los períodos secos y con temperaturas medias o elevadas son los más adecuados para la ejecución de las obras. El ritmo de producción es también un condicionante claro. Las operaciones que se aborden simultáneamente deben ser compatibles con el presupuesto disponible, contando con algún margen de maniobra. Si el plazo es reducido, y son obligados unos rendimientos elevados, la organización y el coste de los trabajos pueden llegar a ser totalmente diferentes.

Formación de explanadas. - La superficie de apoyo de un firme recibe la denominación de explanada (subrasante en los países iberoamericanos). Por tanto, la explanada es la parte superior del cimiento del firme. Este cimiento está constituido en general por los propios suelos o la roca de la traza, por un suelo de aportación o, al menos en su parte superior, por un suelo estabilizado in situ; ocasionalmente, el cimiento del firme puede ser el tablero de una estructura.

Tradicionalmente, se ha identificado el cimiento con la coronación del relleno o con la parte superior del fondo del desmonte, hasta una profundidad de unos 50 cm. En la actualidad, se tiende a englobar en el cimiento todo el espesor de materiales bajo la explanada cuyo comportamiento pueda influir en el del firme. Aunque este espesor depende tanto de la naturaleza de los materiales como de la del firme, puede admitirse que está entre 1 y 2 m.

2.2.6. PAVIMENTOS SEGEMENTADOS

Los elementos empleados en la ciudad de Juliaca tienen diferentes formas, y se ha producido de manera artesanal, descuidándose las técnicas de producción que están establecidas para este tipo de elementos

2.2.6.1. Características físicas.

Resistencia al impacto:

Este tipo de pavimentación es muy resistente a los golpes fortuitos que puedan producirse al caerse objetos sobre él, resistiendo sin dañarse, la caída de una bola de 1 kg de masa, desde una altura mayor de 400, 500 o 600 mm (según los tipos).

Resistencia y reacción al fuego:

Los adoquinados de concreto al no contener ningún tipo de sustancia orgánica son altamente resistentes al fuego, no siendo reactivas frente a él, por lo que son muy adecuadas para su utilización en interior. De hecho según las normas se considera que este tipo de pavimentos poseen una resistencia al fuego de clase A1 sin necesidad de comprobarlo con ningún ensayo, siempre y cuando no se añadan aditivos como puedan ser hidrofugantes, en cuyo caso deberemos recurrir a algún tipo de comprobación.

Facilidad de mantenimiento:

El pavimento, una vez que sus juntas han sido selladas, presenta una superficie continua, evitando la acumulación de agua o residuos en ningún punto.

Antideslizamiento:

Presentan una buena resistencia al deslizamiento. En general, el buen comportamiento de cualquier pavimento está ligado a una correcta ejecución, así como a las características del soporte (solera, forjados, etc.) y a una adecuada disposición de las juntas para absorber movimientos producidos por efectos térmicos y deformaciones bajo acción de cargas.

2.2.6.2. FABRICACIÓN.

MATERIAS PRIMAS.

Los adoquines de concreto de terrazo se fabrican dosificando de forma adecuada las siguientes materias primas:

- Cemento pórtland.
- Agua.
- Agregado fino.
- Agregados gruesos.
- Aditivos.

DOSIFICACIÓN Y AMASADO.

Los sistemas para la dosificar cada materia prima varia, de esta manera para los cementos se emplean medios mecánicos muy exactos, con el fin de conseguir la mayor uniformidad posible. Para el agua se emplea un sistema volumétrico dependiendo de la fase de fabricación, la capa vista tiene la cantidad suficiente para extender la pasta en el molde durante la fase de vibrado pero no más, mientras la capa de revés tiene la suficiente para conseguir el equilibrio de humedad durante el prensado.

La cantidad de agregado a utilizar en la cara vista debe oscilar entre un 50 y un 75% del peso del total de materiales secos. Es importante que el mortero usado en la composición de la cara vista no tenga, en ningún caso, un volumen inferior al de los huecos que dejan entre sí los granos de agregados.

Cuando se usa exceso de agregado, el mortero no alcanza a llenar los huecos que dejan entre si los granos del agregado usado, quedando grandes hormigueros, que se manifiestan durante el pulido del terrazo. Además, si la fuerza de compresión de la prensa es mayor que la resistencia del agregado, éste se rompe, agravándose el defecto citado. Una vez que tengamos la dosificación deseada para el terrazo comienza el proceso de amasado, el cual se realiza en mezcladoras de eje vertical, apropiadas para conseguir un mezclado homogéneo de la masa, uniforme y sin burbujas de aire. La homogeneidad de la masa deberá mantenerse a lo largo de la descarga de la amasadora.

Durante el proceso de amasado se añade el agua para conseguir una plasticidad constante de la masa. Las mezcladoras de contracorriente tienen unas paletas o álabes diseñados especialmente para no dejar espacios libres en el fondo y paredes de la máquina. El tiempo de mezclado se ajusta para conseguir una mezcla homogénea.

VIBRO PRENSADO.

Esta es la primera fase en la fabricación del producto y en ella se define la pieza en cuanto a tamaño y demás características geométricas. A continuación, existen varias estaciones en las que el material contenido en el molde

experimenta una vibración, con el fin de que la pasta quede bien repartida y sin burbujas de aire en su interior, con lo que se elimina la posibilidad de que existan poros producidos por la salida del aire. En la operación del vibrado se deben tener presentes los siguientes cuidados:

Los moldes de la prensa y el sistema de vibrado deben estar bien nivelados para que al accionarlas no se acumulen los agregados, el mortero o ambos, en alguna esquina del molde.

El llenado manual de la pasta blanca o la pasta de la cara vista en el molde hay que hacerlo con medidas siempre iguales evitando la segregación. El dosificador automático es la maquinaria más empleada para esta operación, porque mezcla y dosifica siempre en forma constante. Cuando se usa agregado grueso, hay que poner primero el agregado, cuidando de que esté limpio de polvo. Posteriormente se añade el mortero de cemento, esto se hace así para poder controlar el espesor alcanzado por los áridos ya que en caso de sobrepasar un límite producirá un punto débil en la baldosa. En el asentamiento de la pasta blanca actúa la fuerza de inercia y, en contra de ella, la fricción de las partículas de la pasta. Para obtener un perfecto asentamiento es necesario bajar la viscosidad (disminución de la fricción) sin aumentar el contenido de agua. Ello se consigue disminuyendo los impalpables del polvo de mármol y aplicando la vibración adecuada en el molde. El exceso de cemento también aumenta la viscosidad.

La vibración es más efectiva cuando se aplica en dos fases de distinta amplitud: Una previa de 50 períodos por segundo, para distribuir y allanar la pasta en el molde, y otra posterior de 100 períodos por segundo, para vencer la

fricción y perfeccionar el asentamiento. Lógicamente, cada fabricante de maquinaria tiene su propia tecnología y puede variar tanto el número de estaciones como el número de ciclos en cada estación.

El asentamiento es completo cuando se forma en la superficie de la pasta una ligera capa de agua. Así se consigue:

- Una homogénea distribución del granulado.
- Un gradual asentamiento de la pasta.
- Reducción de la presencia de burbujas de aire.
- Un espesor uniforme.

En la siguiente estación de la mesa se realiza el vertido del mortero de la cara de revés. Se debe asegurar que el mortero quede bien repartido y llene completa o parcialmente el molde, a fin de que el material tenga, una vez fabricado, el mismo espesor en toda su superficie y no presente defectos de origen que podrían influir notablemente en el resto de las etapas de la fabricación.

El siguiente paso es el prensado del material, el cual es conveniente realizarlo en dos etapas: Un prensado previo a unos 5MPa de presión y un segundo prensado que se debe realizar a partir de 16 MPa. El prensado se efectúa entre 16 y 18 MPa de presión, según el tamaño de los moldes. Cuando se usa una compresión previa, ésta se efectúa a 5 MPa. La pre compresión ayuda notablemente al perfecto formado del terrazo y evita los defectos de pegado "escurrido" por el borde inferior del molde.

El prensado debe durar como mínimo de cinco a seis segundos, al igual que la vibración en cada una de las

estaciones. En el caso del vibrado, se da tiempo a un perfecto asentamiento de la pasta, y en el caso del prensado, se da tiempo al paso del agua excedente de la pasta blanca al mortero del revés quedando el terrazo perfectamente formado, sobre todo en sus cantos. En ambos casos es necesario para dejar salir las burbujas de aire.

CURADO.

Esta operación consiste en dejar que la pieza endurezca para obtener una resistencia suficiente que le permita ser colocada sin alteraciones y soportar las tensiones a las que se verá sometida posteriormente. Es necesario que el terrazo esté continuamente húmedo hasta el momento de efectuar el pulido. Se debe empezar a regar el terrazo cuando el endurecimiento inicial esté completo y el terrazo aún fresco (más o menos 8 horas después de prensado). No se debe olvidar que uno de los principales componentes es el cemento y que, por lo tanto, debe realizar su reacción de hidratación de forma adecuada para obtener las características precisas. El curado es muy importante y determina en gran medida la calidad y dureza posterior del terrazo, e influye en el tiempo necesario para efectuar el pulido.

El curado de los adoquines de concreto se puede realizar por medios naturales o artificiales de acuerdo con las facilidades de cada fabricante. El secado natural consiste en dejar que el material endurezca de forma espontánea sin someterlo a ningún procedimiento. Hay que evitar las corrientes de aire, las bajas temperaturas, la sequedad del ambiente y los cambios bruscos de temperatura, (es muy importante que tenga siempre una humedad adecuada). Con ello se consigue un curado óptimo del producto.

CONTROL DE CALIDAD.

Resistencias mecánicas.- Se realiza una probeta de mortero de cemento de dimensiones de 4x4x16 cm con una relación en peso de 1:3:0,5 para ello el mortero debe hacerse de una forma un tanto especial, en un principio debe verterse el cemento y el agua en la amasadora y poner ésta en un modo de amasado lento durante 30 segundos posteriormente seguimos con un amasado lento durante otros 30 segundos durante el cual añadimos la arena, pasamos a un amasado rápido, realizamos una pausa de 90 segundos y finalizamos con un amasado rápido de 60 segundos.

Para compactarlo el hormigón debe verterse en dos capas y realizar 60 golpes por capa para asegurar el compactado, 24 horas después puede desmoldarse e introducirlo en agua hasta la fecha de rotura. Las probetas se someten a un ensayo de flexión y a otro de compresión, el resultado de ensayo se defina como la media aritmética de seis determinaciones de resistencia a compresión sobre una serie de tres prismas. En caso de que uno de los resultados difiera en más de un 10% se rechaza el resultado y se toma la media de los 5 restantes, si son varios resultados los que difieren se rechaza toda la muestra.

Determinación de los tiempos de fraguado y de la estabilidad de volumen.- Se pesan en una balanza 500 g de cemento con una precisión de ± 1 g y una cantidad de agua, por ejemplo 125 g. Cuando el agua se mide en volumen utilizando la bureta o la probeta graduada se debe medir con precisión de ± 1 ml. Se mezcla mecánicamente cada lote de pasta de cemento utilizando la amasadora. La duración de las diferentes etapas de mezclado se refiere al

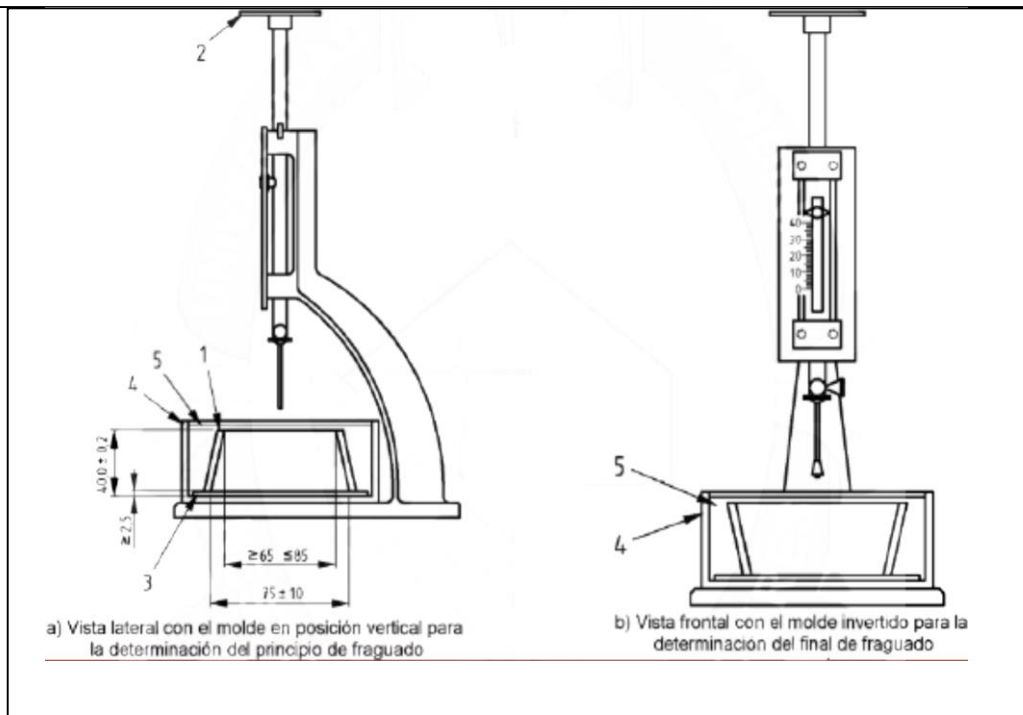
tiempo en el cual se conecta/desconecta la amasadora y se debe mantener durante ± 2 seg.

Con la amasadora en posición de funcionamiento:

- a) Se colocan el agua y el cemento en el cazo teniendo cuidado de no perder agua o cemento; se completa la adición en los 10 s posteriores.
- b) Inmediatamente se enciende la amasadora a velocidad lenta mientras empieza el tiempo de las etapas de amasado. Además, se anota el tiempo al minuto más cercano como tiempo cero.
- c) Tras 90 seg. se detiene la amasadora durante 30 seg., tiempo durante el cual se elimina con un rascador de plástico o caucho adecuado toda la masa adherida a las paredes y al fondo del caso y se coloca en medio del mismo.
- d) Se pone en marcha nuevamente la amasadora a velocidad lenta durante otros 90seg. El tiempo total de amasado debe ser de 3 min

La pasta obtenida se dispone en el aparato de Vicat, donde dicha pasta es penetrada por una sonda de 10mm de diámetro, a una profundidad de 34mm, a los 4 minutos de iniciar el amasado de la pasta.

Tabla II 2 :Aparato de vicat



Fuente: Ministerio de obras públicas. (1977) Estudio de Suelos y Materiales de las Carreteras. Fundación- Río Iriguani-Bosconia, Pág. 89.

Con el mismo aparato de Vicat observamos la penetración de una aguja. Para ello se contabiliza el tiempo desde que se amasa una pasta de consistencia normal hasta que la aguja penetra 36mm y hasta que se produzca una penetración de 0,5mm. Finalmente para determinar la estabilidad de volumen se usa el método de Le Chatelier, con el empleo de dos agujas. Para ello se llenan los recipientes de las agujas con pasta de consistencia normal y se introducen en armario húmedo (20°C y 98% humedad relativa) durante 24 horas se mide la distancia entre las puntas de las agujas dando una primera medida, posteriormente se introduce en ebullición durante 3 horas dando una segunda medida. La expansión se considera la diferencia entre ambas medidas. Deben realizarse dos determinaciones.

Determinación de humedad y densidad del agregado fino.- En primer lugar es necesario conocer los volúmenes con los que

trabajamos, esto lo hacemos pesando tanto en la grava como en la arena la masa de una muestra saturada con la superficie seca, para ello emplearemos métodos distintos. En el caso de las gravas empleamos la balanza hidrostática para pesaremos una vez con la muestra en el aire, y una segunda vez con la muestra sumergida en el agua, el volumen será la diferencia entre ambos resultados dividida por la densidad del líquido.

Determinación del pH del agua.- En primer lugar es necesario determinar el pH del agua que debe ser mayor o igual a 5, para ello sumergiremos papel indicador dentro del agua de muestra, secaremos el exceso de agua y después de 15 a 30 segundos compararemos con la escala de colores del fabricante. Pueden darse los siguientes casos:

Tabla II 3: Grados de Ph del agua

PH	Grado
1 a 3	Muy ácida
4	Ácida
5 a 6	Moderadamente ácida
7	Neutra
8	Moderadamente básica
9 a 10	Básica
11 a 14	Muy básica

Fuente: ministerio de obras públicas. (1977) Estudio de Suelos y Materiales de las Carretera. Fundación- Río Iriguani-Bosconia, Pág 147.

Determinación de la presencia de sulfatos en el agua.- Para este ensayo verteremos 100cm³ en un vaso de precipitados de 200cm³. Si el pH es mayor de 7 lo bajaremos con ácido clorhídrico, posteriormente calentaremos el agua y paralelamente prepararemos 10cm³ de cloruro bórico en un vaso de 50cm³ que calentaremos, cuando comience a hervir el

agua añadiremos el cloruro bórico mientras removemos con una varilla. Si se forma un precipitado blanco significa que contiene sulfatos. Determinación de la presencia de cloruros en el agua.- Para este ensayo mezclaremos nitrato de plata con 15 cm³ de agua, si se forma un precipitado blanco significa que contiene cloruros.

Determinación de la presencia de hidratos de carbono en el agua.- En un tubo de ensayo con 15cm³ de agua añadiremos una disolución alcohólica α - naftol y finalmente añadiremos ácido sulfúrico concentrado. Si el agua contiene sacarosa se formará un anillo violeta en la línea de separación del agua y el ácido sulfúrico. Determinación de la presencia de sustancias orgánicas en el agua.- En un vaso de 100cm³ ponemos 50cm³ de agua sobre la cual rallamos una pastilla de alcanfor. Si el agua tuviera cualquier tipo de grasa o aceite las partículas de alcanfor permanecerán quietas si el agua es limpia darán vueltas sobre la superficie.

2.2.6.3. CONTROL DE CALIDAD DEL PRODUCTO.

El control de calidad en fábrica nos interesa sobretodo porque es el que se sigue a la hora de otorgar el sello de calidad, en él se realizan los ensayos tipo iniciales, y los adicionales en el caso de realizar cambios en la fabricación de adoquines de concreto como pueda ser el cambio de gravas o cambios en el cemento, además deben mantener un estricto control de calidad tanto en las materias primas como en el sistema de fabricación, incluyendo el estado de la maquinaria.

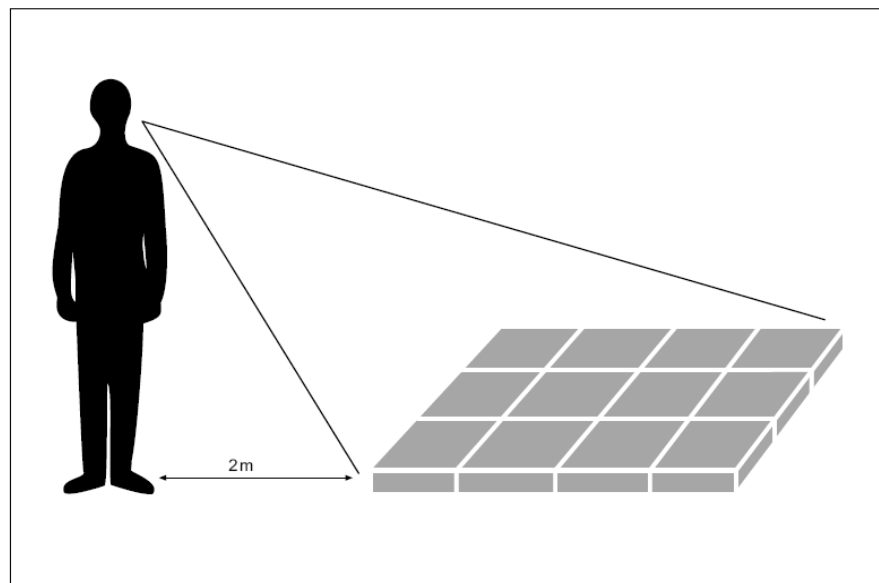
Si bien el sello de calidad sólo realiza un ensayo tipo de las baldosas y una auditoría, en la que comprueba el laboratorio de control de calidad de la fábrica, así como el sistema de almacenamiento tanto de las materias primas

como del producto acabado, y realiza inspecciones anuales una vez otorgado el sello.

Comprobación visual y dimensional.

Es la comprobación más sencilla, se colocan las muestras en el suelo formando un cuadrado, posteriormente en condiciones normales y a la luz del día, se debe colocar un observador a dos metros de cada lado y comprobar que ninguna baldosa tiene grietas o exfoliaciones en caso de ser bicapa, y en ningún caso cambios notables de coloración.

Figura II 1 : Ensayo de aspectos visuales

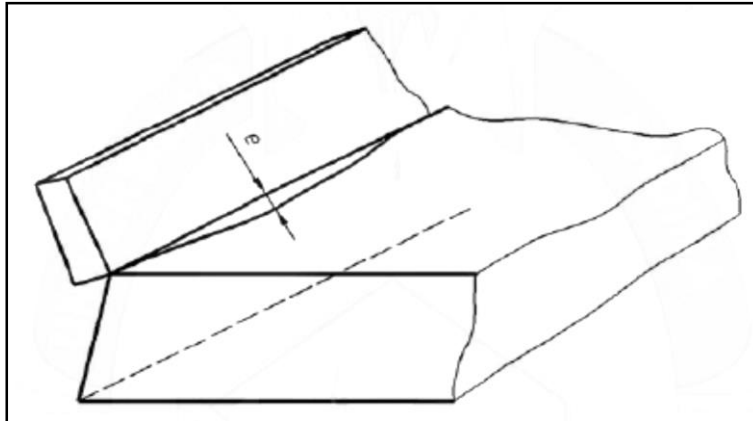


Fuente: ministerio de obras públicas. (1977) Estudio de Suelos y Materiales de las Carreteras. Fundación- Río Iriguani-Bosconia, Pág. 163.

Forma y dimensiones.- Para la comprobación de los bordes necesitamos una regla con una precisión de 0"5mm y un calibre de 0"1mm. El ensayo consiste en comprobar la longitud del lado con la regla, posteriormente con el calibre mediremos la mayor distancia entre la regla y el borde de

forma que comprobaremos su rectitud según los límites establecidos.

Tabla II 4 : Ensayo de forma



Fuente: ministerio de obras públicas. (1977) Estudio de Suelos y Materiales de las Carreteras. Fundación- Río Iriguani-Bosconia, Pág 169.

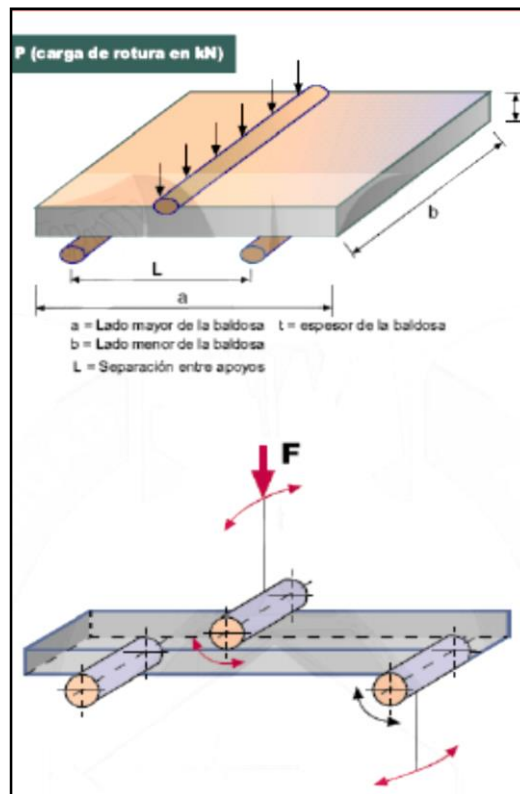
A la hora de comprobar la planeidad de la cara vista debemos hacer algo semejante, ya que se miden las dos diagonales, y se comprueba la distancia de la regla a la cara plana del adoquín, anotando todas las medidas.

2.2.6.4. Ensayos físicos y mecánicos.

Medida de la resistencia a flexión y carga de rotura.- La resistencia mecánica del adoquín se determina sometiendo a rotura por flexión, apoyándola sobre rodillos y aplicando la carga sobre la cara vista del adoquín. El adoquín, durante el ensayo no deberá estar sometida a torsión, por lo que, al menos, uno de los soportes inferiores y la barra de carga deberán ser pivotantes. Se deberá medir la carga de rotura de las

baldosas (KN) y calcular su módulo resistente a flexión (MPa). La siguiente figura muestra el esquema de este ensayo.

Tabla II 5 :Esquema de ensayo de flexo compresión



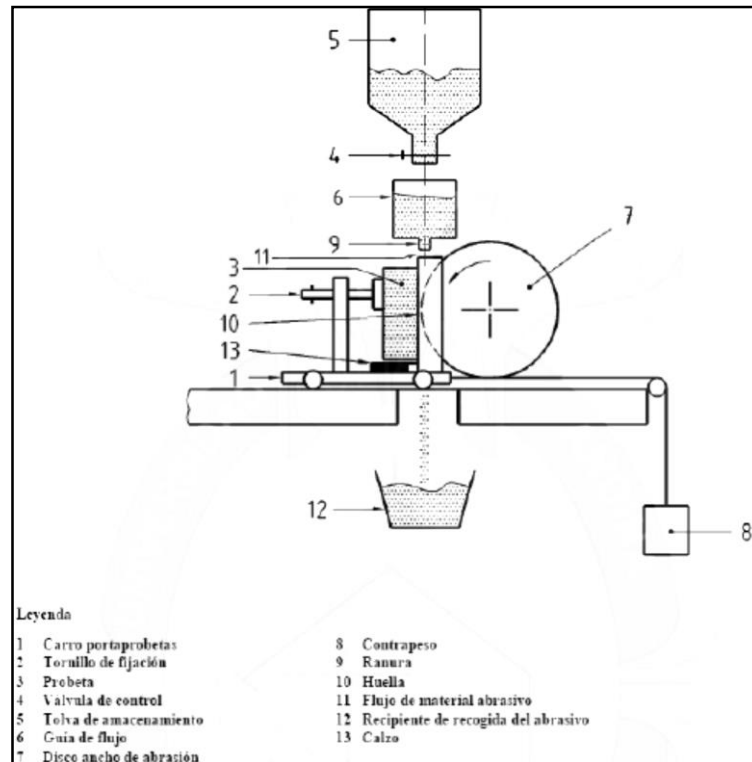
Fuente: ministerio de obras públicas. (1977) Estudio de Suelos y Materiales de las Carretera. Fundación- Río Iriguani-Bosconia, Pág 172.

Resistencia al desgaste y la abrasión.

Ensayo del disco ancho.- La resistencia a la abrasión se determina midiendo el desgaste producido en la cara vista de la probeta, sometida a rozamiento mediante un disco de acero de 70 mm de anchura, y material abrasivo. El material abrasivo debe ser corindón blanco de grano 80 según Norma ISO 8486

La máquina de ensayo se compone los elementos que aparecen en la figura.

Figura II 2 :Esquema de la máquina de ensayo de disco ancho



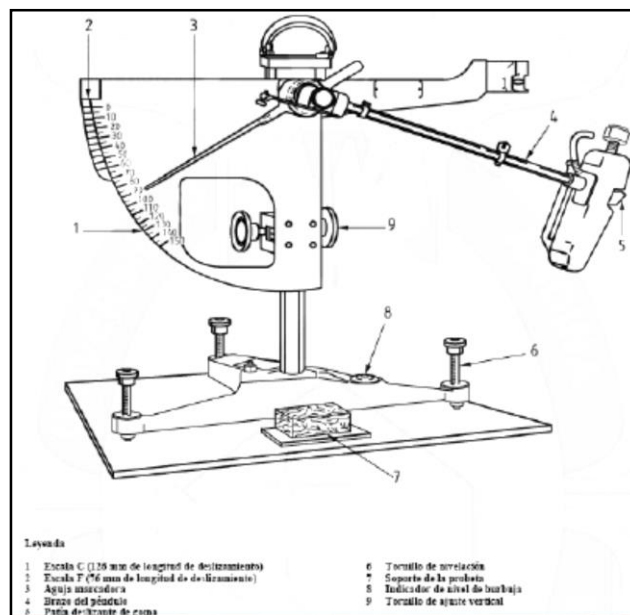
Fuente: ministerio de obras públicas. (1977) Estudio de Suelos y Materiales de las Carreteras. Fundación- Río Iriguani-Bosconia, Pág. 194.

RESISTENCIA AL RESBALAMIENTO.

La medida del valor USRV de una probeta se obtiene mediante el ensayo con el péndulo de fricción, evaluando las características de rozamiento de la cara vista de la probeta. Este ensayo aún hoy en día es experimental aunque el CTE nos obliga a cumplir unos valores mínimos no lo hace ninguna de las normas UNE, sin embargo si es más fiable que otros métodos de ensayo como el de plataforma inclinada o el de pies descalzos, los cuales a

pesar de dar unos valores mucho más reales no son ni con mucho tan fiables como el sistema del péndulo. En el caso de un adoquín interior, es importante considerar que, como material para acabar en obra, los procesos de acabado pueden influir, según su configuración y calidad de ejecución, en el refuerzo o menoscabo de esta característica intrínseca del material. Observar las técnicas y productos idóneos para cada material, uso y aspecto final deseado, garantizará una óptima condición antideslizante, independientemente de que hayamos logrado un acabado mate o brillante de la superficie.

Figura II 3 Esquema de Instrumental para ensayo de resistencia al deslizamiento



Fuente: ministerio de obras públicas. (1977) Estudio de Suelos y Materiales de las Carreteras. Fundación- Río Iriguani-Bosconia, Pág 211.

El péndulo de fricción dispone de un patín deslizante, sometido a tensión mediante un muelle, dotado de una lámina de goma normalizada, fijado al final del péndulo.

Durante la oscilación del péndulo, se mide la fuerza del rozamiento entre el patín y la superficie de la probeta a ser ensayada mediante la reducción de la longitud de oscilación, empleando una escala calibrada.

CAPÍTULO III

PROPUESTA TÉCNICA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO.

La ciudad de Juliaca, es una de las más importantes del sur del país, de topografía plana, donde sus servicios públicos tienen problemas para su normal funcionamiento. En lo que se refiere a pavimentos, sus vías tienen pavimentos rígidos y pavimentos flexibles; que tienen corta durabilidad por diversas razones. En lo que respecta a pavimentos segmentados, es decir adoquinados, tienen poco uso; como es la pavimentación del Jr. Nicolás Jarufe.

Esta vía consta de cuatro cuadras, ubicada en la parte central y antigua de la ciudad, se inicia en el mercado de Santa Bárbara, teniendo un recorrido hacia el norte de la ciudad, hasta interceptar la línea férrea que se dirige a la ciudad de Arequipa.

El tránsito en esta vía es regular, en casos específicos circula vehículos pesados que descargan frutas y mercaderías al mercado Santa Bárbara; se construyó en el año 2007; teniendo a la fecha solo un uso de más de seis años, sin embargo ya se registra deterioros; es decir se prevé corta durabilidad. En el presente trabajo se efectuará un estudio de los siguientes aspectos:

- El terreno de fundación.
- La base y sub base.
- La superficie de rodadura segmentada.
- Funcionamiento de obras de drenaje.

Todos estos aspectos, se abordará en el desarrollo del presente trabajo.

3.2. EVALUACIÓN DE SUELOS DEL TERRENO DE FUNDACIÓN EN EL JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA.

Tabla III 1 : Tipos de suelos del terreno de fundación

en el jr. Nicolás Járufe de Juliaca.

N°	UBICACIÓN	CALICATA N°	CLASIFIC AASHTO	LÍMITES DE CONSISTENCIA		
				LL (%)	LP (%)	IP (%)
1	Jr. Nicolas Jarufe	1	A-5	31	18	13
2	Jr. Nicolas Jarufe	2	A-5	28	17	11
3	Jr. Nicolas Jarufe	3	A-5	33	16	17

Fuente: ensayos efectuados en laboratorio.

- los suelos A-5, de acuerdo a la clasificación ASSHTO son pésimos.

3.3. EVALUACIÓN DE SUELOS DE LA SUB BASE EN EL JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA.

Tabla III 2 : Características granulométricas y límites de consistencia de
suelos de la sub base en el jr. Nicolás Jarufe de Juliaca.

N°	UBICACIÓN	CALICATA N°	GRANULOMETRÍA		LÍMITES DE CONSISTENCIA		
			Cu	Cc	LL (%)	LP (%)	Ip (%)
1	Jr. Nicolas Jarufe	1	5	14	27	15	12
2	Jr. Nicolas Jarufe	2	6	12	28	14	14
3	Jr. Nicolas Jarufe	3	7	10	26	12	14

Fuente: ensayos efectuados en laboratorio.

NOTA:

- El Ip; debe ser menor a 10%, por recomendación de ASSHTO.
- Cu; debe ser menor de 5, por recomendación de ASSHTO.

- Cc; debe ser menor de 3, por recomendación de ASSHTO.

Tabla III 3 : Cuadro comparativo de clasificación y compactación de suelos de la sub base en el jr. Nicolás Jarufe de Juliaca.

N°	UBICACIÓN	CALICATA N°	CLASIFICACIÓN		COMPACTACIÓN	
			AASHTO	JR	AASHTO	JR
1	Jr. Nicolas Jarufe	1	A-3	A-4	1.90	1.70
2	Jr. Nicolas Jarufe	2	A-3	A-3	1.90	1.85
3	Jr. Nicolas Jarufe	3	A-3	A-4	1.90	1.88

Fuente: ensayos efectuados en laboratorio

NOTA:

- La clasificación AASHTO en suelos debe ser mejor que A-3.
- La densidad seca máxima debe ser mayor de 1.9 gr/cm³, por recomendación de ASSHTO.

3.4. EVALUACIÓN DE SUELOS DE LA BASE EN EL JR. NICOLAS JARUFE DE JULIACA.

Tabla III 4 : Características granulométricas y límites de consistencia de suelos de la base en el jr. Nicolas Jarufe de Juliaca.

N°	UBICACIÓN	CALICAT A N°	GRANULOMETRÍ A		LÍMITES DE CONSISTENCIA		
			Cu	Cc	LL (%)	LP (%)	Ip (%)
1	Jr. Nicolas Jarufe	1	4	9	23	14	9
2	Jr. Nicolas Jarufe	2	4	8	22	15	7
3	Jr. Nicolas Jarufe	3	3	7	23	14	9

Fuente: ensayos efectuados en laboratorio.

NOTA:

- El Ip; según AASHTO debe ser menor de 8%.
- El Cu; según AASHTO, debe ser menor de 3%.
- El Cc; según AASHTO, debe ser menor de 2%.

Tabla III 5 : Cuadro comparativo de clasificación y compactación de suelos
de la base en el jr. Nicolás Jarufe de Juliaca.

N°	UBICACIÓN	CALICATA N°	CLASIFICACIÓN		COMPACTACIÓN	
			AASHTO	JR	AASHTO	JR
1	Jr. Nicolas Jarufe	1	A-2	A-3	1.95	1.87
2	Jr. Nicolas Jarufe	2	A-2	A-2	1.95	1.90
3	Jr. Nicolas Jarufe	3	A-2	A-3	1.95	1.92

Fuente: ensayos efectuados en laboratorio.

NOTA:

- La clasificación AASHTO de suelos indica que debe ser mejor de A-2.
- La densidad seca máxima debe ser de mayor de 1.95 gr/cm³, por recomendación de ASSHTO.

3.5. EVALUACIÓN DE BLOQUES SEGMENTADOS DE LA CAPA DE RODADURA EN EL JR. NICOLAS JARUFE DE JULIACA.

Tabla III 6 : Evaluación de resistencia en bloques segmentados del

jr. Nicolás Jarufe – Juliaca

VERIFICACIÓN RESIS	DE	AASHTO	MUESTRAS				OBS
			1	2	3	4	
RES. A LA ROT TRANSVERSAL		30 N/mm	25	26	27	30	
RES. A LA ABRASIÓN		40%	45	50	55	47	

RES.	AL						
DESLIZAMIENTO		45 USRV	38	35	40	42	

Fuente: Elaboración propia.

3.6. EVALUACIÓN DE OBRAS DE DRENAJE EN LOS PAVIMENTOS SEGMENTADOS DEL JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA.

Uno de los aspectos más importantes en la construcción de una vía es el drenaje. El drenaje puede ser la causa de muchas fallas aun cuando el diseño geométrico y estructural del pavimento haya sido bien efectuado.

Uno de los aspectos que debe ser tomado en cuenta es el drenaje superficial de la vía, para evita que el agua proveniente de las precipitaciones pluviales ingrese a la estructura o se quede en esta.

El sistema de drenaje en una vía está compuesto por varios elementos que varían de acuerdo a las condiciones topográficas, el nivel de precipitación pluvial y la existencia de agua subterránea.

En general el sistema de drenaje está compuesto por cunetas, alcantarillas, zanjas de coronación, bordillos y sub drenes. La superficie de rodadura y las bermas forman parte del sistema de drenaje por lo que requiere una pendiente transversal y longitudinal que facilite la evacuación del agua.

El principal efecto de la presencia del agua es la reducción de la resistencia del pavimento, por lo que se debe evitar el ingreso del agua a los elementos estructurales del pavimento, y los métodos del control de la presencia del agua, son:

- Prevención.
- Remoción.
- Cunetas.
 - Reforzamiento contra el efecto del agua.

En el caso específico de la evaluación del drenaje en el Jr. Nicolás Jarufe es deficiente caracterizado por:

- Adolece e cunetas.
- No se ha tomado en cuenta el bombeo transversal de la vía.
- No tiene relación lógica el nivel de calzado y el de las veredas; estas en dos cuadras están al mismo nivel.
- El drenaje del agua en la intersección de vías no es posible; se ha constatado estancamiento de agua.

3.7. CATÁLOGO DE EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS SEGMENTADOS.

A continuación, se propone los cuadros correspondientes que se necesitan para la evaluación de patologías de pavimentos segmentados


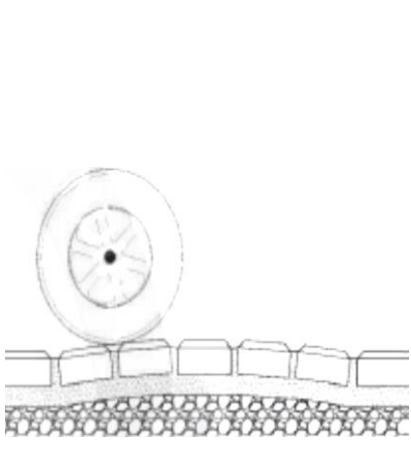
Tabla III 7: Clasificación general de los deterioros de pavimentos articulados

CLASE	TIPO DE DETERIORO	SÍMBOLO	UNIDAD
DEFORMACIONES	Abultamiento.	BA	m ²
	Ahuellamiento.	AH	m ²
	Depresiones.	DA	m ²
DESPRENDIMIENTOS	Desgaste superficial.	DS	m ²
	Pérdida de arena.	PA	m ²
DESPLAZAMIENTOS	Desplazamiento de borde.	DB	m ²
	Desplazamiento de juntas.	DJ	m ²
FRACTURAMIENTOS	Fracturamientos.	FA	m ²
	Fracturamientos de confinamientos externos.	CE	m ²
	Fracturamientos de confinamientos internos.	CI	m ²
OTROS DETERIOROS	Escalonamiento entre adoquines.	EA	m ²

	Escalonamiento entre adoquines y confinamientos.	EC	m2
	Juntas abiertas.	JA	m2
	Vegetación en la calzada.	VC	m2

Fuente: Revista ingenierías de Medellín- Colombia, vol. 9

Figura III 1: Abultamientos

ABULTAMIENTO, BA		Unidad: m2
DESCRIPCIÓN	Son levantamientos o protuberancias que se presentan en la superficie del pavimento.	
CAUSAS	Cambios volumétricos de la subrasante. Generalmente se presentan en subrasantes con suelos expansivos	
FOTO Y ESQUEMA		
SEVERIDAD	BAJA (B)	Flecha menor de 20 mm
	MEDIA (M)	Flecha entre 20 y 40 mm
	ALTA (A)	Flechas mayores a 40 mm
REPARACIÓN	El trabajo a realizar es una nivelación y compactación siguiendo estos pasos: -Retiro de los adoquines de la zona afectada; se deben limpiar y apilar a un lado para su posterior recolocación.	

	<ul style="list-style-type: none"> – Excavación de las siguientes capas; se deben verificar posibles problemas de drenaje y demás elementos que estén afectando la estabilidad. – Reposición de material conforme a las especificaciones de la capa a tratar. Si es necesario, se deben tomar materiales de mejores especificaciones, para evitar la incidencia de este daño nuevamente. – Compactación y nivelación de las capas tratadas. – Recolocación y compactación inicial de los adoquines anteriormente levantados; es aconsejable colocar los adoquines con las caras en la misma posición con que estaban antes, y así evitar discontinuidades de tonalidad en el pavimento. – Sellado de juntas y compactación final.
--	--

Fuente: Revist ingenierías de Medellín- Colombia, vol. 9

Figura III 2: Ahullamiento y depresiones

AHUELLAMIENTO, AH		Unidad: m2
DESCRIPCIÓN	Depresión que se presenta a lo largo del sentido del tráfico, bajo las huellas de los vehículos.	
CAUSAS	<p>Hundimientos causados por las cargas del tránsito. Consolidación de las capas subyacentes Inadecuada compactación de las capas estructurales. Aparcamiento de vehículos pesados durante mucho tiempo.</p>	
FOTO Y ESQUEMA		



					
SEVERIDAD	BAJA (B)	Flecha menor de 20 mm			
	MEDIA (M)	Flecha entre 20 y 40 mm			
	ALTA (A)	Flechas mayores a 40 mm			
REPARACIÓN	Aplica el mismo procedimiento descrito para los abultamientos.				
DEPRESIONES, DA				Unidad: m2	
DESCRIPCIÓN	Son hundimientos localizados en forma circular o semejante a ella, sin pérdida de material.				
CAUSAS	Asentamientos en el suelo de fundación. Fallas en la capa de arena cuando las partículas de ésta se degradan. Un inadecuado drenaje o la falta de mantenimiento de éste.				
FOTO Y ESQUEMA					

SEVERIDAD	BAJA (B)	Flecha menor de 20 mm
	MEDIA (M)	Flecha entre 20 y 40 mm
	ALTA (A)	Flechas mayores a 40 mm
REPARACIÓN	Aplica el mismo procedimiento descrito para los abultamientos.	

Fuente: Revist ingenierías de Medellín- Colombia, vol.

Figura III 3: Desgaste superficial y pérdida de arena

DESGASTE SUPERFICIAL, DS		Unidad: m2.
DESCRIPCIÓN	Es la pérdida de finos en la superficie del adoquín, creando una textura superficial rugosa, se forman cavidades y deja expuesto el agregado grueso.	
CAUSAS	Baja calidad y/o control en la fabricación en de los adoquines. Por la abrasión de las llantas. Exposición constante a flujos de aguas a presión.	
FOTO Y ESQUEMA		
SEVERIDAD	BAJA (B)	Desgaste superficial aislado. Área inferior o igual a 0.5 m2.
	MEDIA (M)	Desgaste superficial en un área de extensión considerable y de forma continua, solamente con pérdida de finos. Area superior a 0.5 m2.



	ALTA (A)	Desgaste superficial en un área de extensión considerable y de forma continua, con pérdida de agregado grueso y formación de concavidades. Área superior a 0.5 m ² .
REPARACIÓN	Cuando el nivel de severidad es alto, es necesario el reemplazo de las piezas de adoquines por unas nuevas de mejor resistencia al desgaste.	
PÉRDIDA DE ARENA, PA	Unidad: m².	
DESCRIPCIÓN	Es la aparición de partículas de arena alrededor y sobre los adoquines.	
CAUSAS	<ul style="list-style-type: none"> • Arrastre de material fino por expulsión de agua al paso de los vehículos. • Juntas abiertas. • Desplazamiento de juntas. 	
FOTO Y ESQUEMA		
SEVERIDAD	BAJA (B)	Se presenta en zonas aisladas y solamente se aprecia pérdida de la arena de arena de sello. Área inferior a 0.5 m ² .
	MEDIA (M)	Se presenta en zonas con áreas superiores a 0.5 m ² .
	ALTA (A)	Se presentan asentamientos y pérdida de los perfiles del pavimento.
REPARACIÓN		

	<p>Se debe hacer una verificación de los posibles problemas de drenaje que pueda tener ese tramo. Si no existen drenajes y demás obras de drenajes necesarias, se deben construir. El procedimiento para reparar este deterioro, es haciendo una limpieza de la zona y efectuando de nuevo el proceso de sellado de juntas. El proceso de sellado de juntas debe realizarse en cada mantenimiento rutinario. Cuando el nivel de severidad sea alto, es necesario retirar los adoquines, verificar y reparar las condiciones en que se encuentra la capa de arena. Ya corregidas las posibles deficiencias de drenaje y la capa de arena, se continúa con la recolocación de los adoquines y el sellado de juntas.</p>
--	---

Fuente: Revist ingenierías de Medellín- Colombia, vol. 9.

Figura III 4 : Desplazamiento de borde y desplazamiento de juntas

DESPLAZAMIENTO DE BORDE, DB		Unidad: m2
DESCRIPCIÓN	Son corrimientos localizados de los adoquines junto a los elementos de confinamiento.	
CAUSAS	<ul style="list-style-type: none"> • Falla localizada en el lugar de construcción del elemento, inadecuada construcción y diseño del elemento de confinamiento. • Por las cargas del tránsito. 	
FOTO Y ESQUEMA		
SEVERIDAD	BAJA (B)	Los adoquines aún están en su posición original y el desplazamiento de borde es menor a 2 cm.

	MEDIA (M)	Los adoquines se desplazaron de su posición original y el desplazamiento de borde está entre 2 y 5 cm.
	ALTA (A)	Los adoquines se desplazaron de su posición original, algunas piezas ya se salieron del pavimento y el desplazamiento de borde es superior a
REPARACIÓN	Retirar el material afectado y limpieza de la zona. Revisar y corregir condiciones de estabilidad del sitio. Revisar y corregir problemas de drenaje del sitio. Reconstrucción de los elementos de confinamiento. Reacomodación del adoquinado.	
DESPLAZAMIENTO DE JUNTAS, DJ		Unidad: m2.
DESCRIPCIÓN	Los adoquines se apartan de su alineamiento inicial. Generalmente se da en hiladas de adoquines rectangulares.	
CAUSAS	<ul style="list-style-type: none"> • En zonas de frenado. • En sitios de alta pendiente. • Por falta de confinamientos transversales o porque éstos no están a una distancia adecuada. 	
FOTO Y ESQUEMA		



SEVERIDAD	BAJA (B)	La separación promedio de las aberturas de las juntas es menor a 5 mm.
	MEDIA (M)	Se presenta en zonas con áreas superiores a 0.5 m ² .
	ALTA (A)	La separación promedio de las aberturas de las juntas está entre 5 y 10 mm.
REPARACIÓN	La separación promedio de las aberturas de las juntas es mayor a 10 mm. Revisar y corregir si existen elementos de confinamiento y si están a una distancia adecuada. Si no existen, es necesario construirlos. Hacer el retiro de los adoquines de la zona afectada, realizando el debido procedimiento de limpieza y apilamiento de éstos. Verificar si la capa de arena está en condiciones idóneas, o es necesario reemplazarla. Colocar de nuevo los adoquines en su posición de diseño, seguido realizar el procedimiento de sellado de juntas y limpieza de la zona.	

Fuente: revist ingenierías de Medellín- Colombia, vol. 9

Figura III 5: Fractura miento y fractura miento de confinamientos externos

FRACTURAMIENTO, FA	Unidad: m².
DESCRIPCIÓN	Son corrimientos localizados de los adoquines junto a los elementos de confinamiento.
CAUSAS	<ul style="list-style-type: none"> • Inadecuado espesor de los adoquines • Inadecuado espesor de las capas de apoyo.

	<ul style="list-style-type: none"> Deficiencia en la calidad de los materiales de la capa de apoyo y/o de los adoquines. 	
FOTO Y ESQUEMA		
SEVERIDAD	BAJA (B)	Fractura de adoquines de manera aislada. Área menor a 0.5 m ² .
	MEDIA (M)	Fractura de adoquines en un área de extensión considerable y de forma continua. Área igual o superior a 0.5 m ² .
	ALTA (A)	Fractura de adoquines en un área de extensión considerable y de forma continua. Se presenta pérdida de material, se forman concavidades que generan una textura rugosa. Área igual o superior a 0.5 m ² .
REPARACIÓN	<p>Verificar que el diseño del modelo estructural actual y el espesor de los adoquines cumplen con las solicitudes de tránsito actual y futuro. En caso en que no cumplan, deben mejorarse las especificaciones y espesores de las capas y/o de los adoquines. En caso en que el nivel de severidad sea alto, es necesario el reemplazo de las piezas de adoquines. Para el reemplazo de los adoquines aplica el mismo procedimiento descrito en el deterioro de desplazamiento de juntas (DJ).</p>	

FRACTURAMIENTO DE CONFINAMIENTOS EXTERNOS, CE		Unidad: m2.
DESCRIPCIÓN	Es el deterioro y destrucción parcial o total de los confinamientos externos. En estados avanzados de deterioro, se presenta pérdida de material, permitiendo la incrustación de partículas y objetos extraños al pavimento.	
CAUSAS	<ul style="list-style-type: none"> • Fatiga provocada por el paso del tránsito. • Baja calidad de los materiales y/o precario control en el proceso de construcción. • Por impacto de las llantas de los vehículos, cuando los confinamientos están a un nivel superior al de la rasante de la carretera. • Por invasión de vegetación. • Por retracción del concreto (sí éste es en concreto). 	
FOTO Y ESQUEMA		
SEVERIDAD	BAJA (B)	Se presentan fisuras menores de 3 mm.
	MEDIA (M)	El elemento presenta grietas (>3 mm) y aún se mantiene en su lugar, sirviendo como confinamiento.
	ALTA (A)	El elemento presenta grietas (>3 mm), pero ya se ha desplazado de su ubicación inicial y no impide el desplazamiento lateral de los adoquines.

REPARACIÓN	<p>Cuando el nivel de severidad sea alto, el procedimiento de reparación para este deterioro es el siguiente: Verificar que el diseño y disposición del elemento sea el adecuado. Retirar el material afectado y limpieza de la zona. Revisar y corregir condiciones de estabilidad del sitio. Revisar y corregir problemas de drenaje del sitio. Reconstrucción de los elementos de confinamiento. Reacomodación del adoquinado.</p>
-------------------	---

Fuente: revist ingenierías de Medellín- Colombia, vol. 9

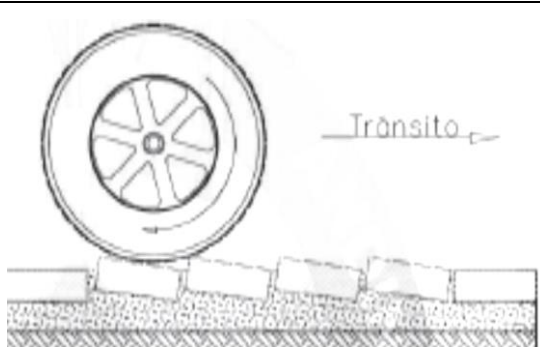
Figura III 6: Fractura miento de confinamientos internos


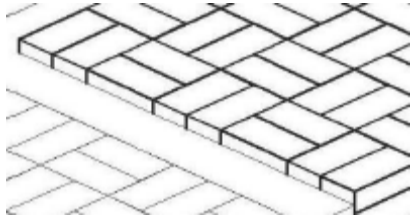
FRACTURAMIENTO DE CONFINAMIENTOS INTERNOS, CI		Unidad: m2.
DESCRIPCIÓN	<p>Es el deterioro y destrucción parcial o total de los confinamientos internos. En estados avanzados de deterioro se presenta pérdida de material, permitiendo la incrustación de partículas y objetos extraños al pavimento.</p>	
CAUSAS	<ul style="list-style-type: none"> • Fatiga provocada por el paso del tránsito. • Baja calidad de los materiales y/o precario control en el proceso de construcción. • Por impacto de las llantas de los vehículos, cuando los confinamientos están a un nivel superior al de la rasante de la carretera. • Por invasión de vegetación. 	
FOTO Y ESQUEMA		

		
SEVERIDAD	BAJA (B)	Se presentan fisuras menores de 3 mm.
	MEDIA (M)	El elemento presenta grietas (>3 mm), no se presentan pérdidas de material y aún se mantiene en su lugar, sirviendo como confinamiento.
	ALTA (A)	El elemento presenta grietas (>3 mm), se presentan pérdida de material; permitiendo la incrustación de basuras y demás partículas o objetos extraños al pavimento. El elemento no impide el desplazamiento longitudinal y lateral de los adoquines.
REPARACIÓN	<p>Cuando el nivel de severidad sea alto, el procedimiento de reparación para este deterioro es el siguiente: Verificar que el diseño y disposición del elemento sea el adecuado. Retirar el material afectado y limpieza de la zona. Revisar y corregir condiciones de estabilidad del sitio. Revisar y corregir problemas de drenaje del sitio. Reconstrucción de los elementos de confinamiento. Reacomodación del adoquinado.</p>	

Fuente: revista ingenierías de Medellín- Colombia, vol. 9

Figura III 7: Escalonamiento entre adoquines y escalonamiento entre adoquines o confinamientos


ESCALONAMIENTO ENTRE ADOQUINES, EA		Unidad: m2.
DESCRIPCIÓN	Es el cambio brusco de nivel entre hiladas de adoquines.	
CAUSAS	<ul style="list-style-type: none"> • Error constructivo, debido a la falta de control y/o precarias técnicas de construcción. • Torsión ocasionada por las cargas del tránsito. • El patrón de diseño de colocación de los adoquines no es el más apropiado. 	
FOTO Y ESQUEMA		
SEVERIDAD	BAJA (B)	La altura del desnivel promedio es menor a 5 mm.
	MEDIA (M)	La altura del desnivel promedio está entre 5 y 10 mm.
	ALTA (A)	La altura del desnivel promedio es mayor a 10 mm.
REPARACIÓN	Retiro de los adoquines de la zona afectada; se deben limpiar y apilar a un lado para su posterior recolocación. Separación de la capa de arena. Nivelación de la capa de arena. Recolocación y compactación inicial de los adoquines anteriormente levantados; es aconsejable colocar los adoquines con las caras en la misma posición con que estaban antes, y	


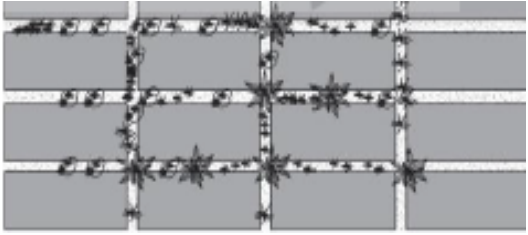
	así evitar discontinuidades de tonalidad en el pavimento. Es el lado de juntas y compactación final.	
ESCALONAMIENTO ENTRE ADOQUINES Y CONFINAMIENTOS, EC		Unidad: m2.
DESCRIPCIÓN	Es el cambio brusco de nivel entre los elementos de confinamientos y los adoquines.	
CAUSAS	<ul style="list-style-type: none"> • Debido a la variación del nivel superior del elemento de confinamiento con los adoquines al momento de construcción. • La cota de rasante del adoquinado quedó a un nivel superior, o en su defecto, inferior al elemento de confinamiento cuando se construyó el adoquinado. 	
FOTO Y ESQUEMA		
SEVERIDAD	BAJA (B)	La altura del desnivel promedio es menor a 5 mm.
	MEDIA (M)	La altura del desnivel promedio está entre 5 y 10 mm.
	ALTA (A)	La altura del desnivel promedio es mayor a 10 mm.
REPARACIÓN	Si el problema es debido al confinamiento, éste se debe reemplazar por uno que si esté al nivel idóneo. Si el problema es debido a que los adoquines de un carril quedaron a un nivel inferior o superior a los	

	<p>elementos de confinamiento, el procedimiento a seguir es: Retiro de los adoquines de la zona afectada; se deben limpiar y apilar a un lado para su posterior recolocación. Redificación del perfil en el área afectada, para alcanzar el nivel ideal. Reparación y nivelación de las capas afectadas durante el proceso. Recolocación y compactación inicial de los adoquines anteriormente levantados; es aconsejable colocar los adoquines con las caras en la misma posición con que estaban antes, y así evitar discontinuidades de tonalidad en el pavimento. Sellado de juntas y compactación final. También se deben verificar si existen problemas de inestabilidad del suelo en esa zona.</p>
--	---

Fuente: revista ingenierías de Medellín- Colombia, vol. 9

Figura III 8: Juntas abiertas y vegetación en la calzada

JUNTAS ABIERTAS, JA		Unidad: m2.
DESCRIPCIÓN	Es una separación entre juntas superior a 3 mm, permitiendo la pérdida de arena de sello y la incrustación de partículas a través de las juntas, propiciando la destrucción de las aristas de los adoquines.	
CAUSAS	<ul style="list-style-type: none"> • Por efecto de las cargas del tránsito. • Confinamientos inadecuados o la falta de éstos. • Falta del sello de juntas 	
FOTO Y ESQUEMA		

SEVERIDAD	BAJA (B)	Separación entre juntas menores a 5 mm.
	MEDIA (M)	Separación entre juntas entre 5 y 10 mm.
	ALTA (A)	Separación entre juntas mayores a 10 mm.
REPARACIÓN	Limpieza de la zona afectada. Retiro de los adoquines de la zona afectada; se deben limpiar y apilar a un lado para su posterior colocación. Reparación de la capa de arena. Nivelación de la capa de arena. Recolocación y compactación inicial de los adoquines anteriormente levantados; es aconsejable colocar los adoquines con las caras en la misma posición con que estaban antes, y así evitar discontinuidades de tonalidad en el pavimento. Sellado de juntas y compactación final.	
VEGETACIÓN EN LA CALZADA, VC		Unidad: m2.
DESCRIPCIÓN	Es la invasión o crecimiento de vegetación a través de las juntas en la calzada. La vegetación puede llegar a levantar el adoquinado.	
CAUSAS	<ul style="list-style-type: none"> Abandono de la carretera. Falta de limpieza y desmonte de las franjas adyacentes de la calzada. 	
FOTO Y ESQUEMA		

SEVERIDAD	BAJA (B)	Solo hay aparición de vegetación entre las juntas y es apenas apreciable.
	MEDIA (M)	La vegetación ya está por encima de los adoquines.
	ALTA (A)	La vegetación empieza a levantar los adoquines.
REPARACIÓN	<p>Cuando los niveles de severidad son bajos o medios, el procedimiento a realizar es un desmonte manual; retirar la arena de sello contaminada con las debidas herramientas y volver a realizar el proceso de sellado de juntas. Cuando el nivel de severidad es alto, es necesario realizar los siguientes pasos: Desmonte manual de la zona afecta. Limpieza de la zona afectada. Retiro de los adoquines, limpiándolos y apilándolos a un lado. Chequear y si es necesario reparar las capas afectadas. Reacomodación de los adoquines y sellado de juntas con los debidos procesos de nivelación, compactación y limpieza. Si es el caso, realizar el desmonte y limpieza de las zonas adyacentes de la</p>	

Fuente: revista ingenierías de Medellín- Colombia, vol. 9

CAPITULO IV

PRESENTACIÓN, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. EVALUACIÓN DE PATOLOGÍAS EN LA SUPERFICIE DE RODADURA EN PAVIMENTOS ARTICULADOS JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA.

Tabla IV 1 Resumen de % de área afectada

CLASE	TIPO DE DETERIORO	SÍMBOLO	UNIDAD	AREA TOTAL (m2)	AREA AFECTADA (m2)	% AREA AFECTADA	SEVERIDAD
DEFORMACIONES	Abultamiento.	BA	m2	4650	120	2.58	Baja
	Ahuellamiento.	AH	m2	4650	105	2.25	Baja
	Depresiones.	DA	m2	4650	75	1.61	Baja
DESPRENDIMIENTOS	Desgaste superficial.	DS	m2	4650	410	8.81	Media
DESPLAZAMIENTOS	Desplazamiento de borde.	DB	m2	4650	210	4.51	Media
	Desplazamiento de juntas.	DJ	m2	4650	160	3.44	Media
FRACTURAMIENTOS	Fracturamientos.	FA	m2	4650	260	5.59	Media
	Fracturamientos de confinamientos externos.	CE	m2	4650	180	3.87	Media
	Fracturamientos de	CI	m2	4650	68	1.46	Baja

	confinamientos internos.						
OTROS DETERIORES	Escalonamiento entre adoquines.	EA	m ²	4650	65	1.39	Baja
	Juntas abiertas.	JA	m ²	4650	165	3.54	Media

Fuente: elaboración propia.

RECOMENDACIONES PARA LA FORMULACIÓN DEL CUADRO

- La columna de área total corresponde al inventario de la superficie del Jr. Nicolás Jarufe de Juliaca que es de 430.00 m. de largo y 13.50 m. promedio de ancho, haciendo un área total de 4650 m².
- La columna de área afectada. corresponde a las diversas patologías y/o tipos de deterioro exclusivo para pavimentos articulados.
- El % de área afectada ha sido calculado para cada tipo de deterioro con la relación siguiente:

$$\% A_a = \frac{A_a}{A_t} \times 100$$

Dónde:

$\% A_a$ = porcentaje de área afectada.

A_a = área detectada.

A_t = área total del tramo en estudio.

- La columna que corresponde al % de área afectada está relacionada con la severidad de las patologías detectadas, como sigue:

Severidad baja : 0 % al 3 %.

Severidad media : 4 % al 8 %.

Severidad alta : mayor al 9%.

4.2. RESUMEN DE RESISTENCIAS DE UNIDADES DE ADOQUINADO EMPLEADO EN EL JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA.

Tabla IV 2 :Resumen de resistencias de unidades de adoquinado

UNIDAD	f'c DISEÑO	f'c VERIFICADO	% RESIST. REAL
1	175 kg/cm ² .	123	70
2	175 kg/cm ² .	115	66
3	175 kg/cm ² .	103	59
4	175 kg/cm ² .	102	58
5	175 kg/cm ² .	110	63
6	175 kg/cm ² .	112	64

Fuente: ensayos efectuados en laboratorio.

4.3. RESUMEN DE PATOLOGÍAS EN EL JR. NICOLÁS JARUFE DE JULIACA.

4.3.1. TERRENO DE FUNDACIÓN.

Los suelos encontrados a profundidades de 1.60 m. corresponden en la clasificación AASTHO a suelos A-4 y A-5; suelos de mala calidad.

4.3.2. ESTRUCTURA DE BASE.

Los suelos que corresponden a esta parte analizados en laboratorio corresponden en la clasificación AASTHO a suelos A-6 y A-7; debiendo ser suelos A-1.

En lo que respecta a la compactación los suelos alcanzan a densidades regulares para lo que se recomienda densidades mayores a 2.00 gr/cm³.

4.3.3. UNIDADES DE ADOQUINADO SEGMENTADO.

- Baja resistencia por mala dosificación.
- Fisuras en adoquinado.
- Agregados de tamaño inadecuado.

- Mal curado.
- Desgaste excesivo en unidades de adoquinado.

4.3.4. PROCESOS CONSTRUCTIVOS.

Los procesos constructivos observados son deficientes en:

- Conformación de la base deficiente.
- Tipos de suelos inapropiados.

4.3.5. OBRAS DE DRENAJE.

Los componentes de obras de drenaje están mal diseñados y no son suficientes.

4.3.6. CONSERVACIÓN MANTENIMIENTO.

Se adolece de una adecuada programación de actividades de conservación y mantenimiento.

4.3.7. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO.

A fin de dar respuesta a los objetivos del desarrollo del presente trabajo; los ensayos de laboratorio efectuado fueron.

- Análisis granulométrico de los suelos de la base.
- Límites de consistencia de los suelos de la base.
- Clasificación de suelos.
- Compactación de los suelos de la base.
- CBR de los suelos de la base.
- Resistencia al desgaste de los agregados gruesos de las unidades de adoquín.
- Ensayo de equivalente de arena.

4.4. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

A. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

Los resultados se manifiestan en lo siguiente

-	Diámetro efectivo (D_{10})	=	-.-
-	Coefficiente de uniformidad (C_u)	=	4
-	Coefficiente de curvatura (C_c)	=	8

INTERPRETACIÓN.

Corresponde a suelos de mala gradación; poco recomendables para la estructura de base en pavimentos.

B. LÍMITES DE CONSISTENCIA.

Respecto a ello, se arribó a los siguientes resultados promedio:

-	LL = 23.00 %;	LP = 14.00 %;	I_p = 9.00 %
-	LL = 22.00 %;	LP = 15.00 %;	I_p = 7.00 %

De estos valores, en pavimentos interesa el I_p , que registra valores mayores del 12%; debiendo ser estos menores al 6%.

C. CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

Efectuado los ensayos correspondientes; se arribó a los siguientes resultados.

-	SUCS = SC;	AASHTO = A-2.
-	SUCS = SC;	AASHTO = A-3.

Los suelos adecuados para obras de pavimentación corresponden a lo establecido por AASHTO; y deben ser suelos A-1.

D. COMPACTACIÓN DE SUELOS.

Ensayos de resistencia de suelos, con los siguientes resultados.

-	DS = 1.87 gr/cm ³ ;	COA = 10.43 %
-	DS = 1.90 gr/cm ³ ;	COA = 10.50 %

Respecto a la compactación, los resultados son buenos, es decir los alcanzados en laboratorio; en los pavimentos registran densidades hasta de 1.9 gr/cm³ entendiéndose el proceso constructivo deficiente.

E. ENSAYO CBR DE MATERIAL DE BASE.

Efectuado el ensayo correspondiente, el resultado fue:

-	CBR (100 %)	=	24.00 %
-	CBR (95 %)	=	12.20 %

Valores muy bajos, debiendo ser estos mayores al 50%.

F. ENSAYO DE RESISTENCIA AL DESGASTE.

Efectuado el ensayo correspondiente, el resultado fue:

-	Desgaste = 34.00;	Pérdida = 66.00 %
-	Desgaste = 34.40;	Pérdida = 65.60 %

Los resultados de desgaste son considerables, debiendo ser menores del 50%; lo que significa que los suelos y/o partículas gruesas tienen poca resistencia al desgaste.

G. ENSAYO DE EQUIVALENTE DE ARENA.

Efectuado el ensayo correspondiente, el resultado fue:

-	EA	=	22.86 %
-	EA	=	23.36 %

El Ministerio de Transporte indica que estos valores deben ser mayores al 45%.

En resumen; los materiales empleados y los procesos constructivos de los pavimentos articulados en la ciudad de Sandia fueron de menor calidad de la requerida.

4.5. ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO.

Las restricciones presupuestarias son cada vez mayores y requieren que los organismos estatales y gobiernos locales realicen más trabajos con menos dinero. Históricamente, el énfasis del estado ha sido en la construcción de nuevas vías, pero el nuevo enfoque está en mantenimiento y preservación de las superficies de pavimentos existentes.

Un programa de mantenimiento adecuado ejecuta principalmente el mantenimiento preventivo y solamente en casos específicos se aplica mantenimiento correctivo. La principal diferencia entre los tipos de mantenimiento es la condición de superficie de rodadura. No hay límites establecidos que permitan definir con certeza la oportunidad del tratamiento es preventivo frente al correctivo, o del correctivo frente al de emergencias.

Un programa de mantenimiento preventivo es un enfoque sistemático a la utilización de una serie de tratamientos superficiales en el tiempo. Un tratamiento mejora la calidad de la superficie del pavimento y extiende la vida útil del pavimento, pero el beneficio real de mantenimiento de pavimento se puede apreciar cuando hay una programación coherente para realizar el mantenimiento preventivo.

Un programa eficaz de conservación de pavimento integra estrategias de mantenimiento preventivo con mantenimiento periódico. El objetivo de un programa de mantenimiento es extender la vida útil del pavimento y mejorar la rentabilidad y eficiencia. Los estudios demuestran que el mantenimiento preventivo es de seis a diez veces más rentable que un “no hacer nada” de mantenimiento.

Los beneficios de la conservación inciden directamente en el beneficio al usuario con los ahorros de los costos de operación vehicular, ahorro en el tiempo de viaje y reducción de accidentes:

Los elementos críticos de un programa exitosos de conservación de pavimentos son:

- Identificar el sector a intervenir.
- Determinar la causa del problema.
- Identificar y aplicar el tratamiento adecuado.
- Determinar el movimiento correcto para efectuar el trabajo.
- Monitorear los resultados.

En el caso específico del Jr. Nicolás Jarufe, el gobierno local, es decir la municipalidad Provincial de San Román, no tiene estructurado seriamente un plan de mantenimiento de vías, por lo que los pequeños deterioros en corto plazo se convertirán en grandes deterioros.

4.6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

La construcción de pavimentos, es una actividad muy compleja, en el caso de los pavimentos segmentados no deja de serlo, en el desarrollo del presente trabajo, se ha abordado en una evaluación del Jr. Nicolás Jarufe de la ciudad de Juliaca y se ha podido establecer los siguientes aspectos:

- Los pavimentos segmentados, son estructuras similares al de otros pavimentos.
- Los pavimentos del estudio, tienen un terreno de fundación, sub base, base y la capa de rodadura con unidades de adoquinado.
- Se ha obtenido muestras del terreno de fundación y efectuado la clasificación, ha registrado como suelo de baja calidad para vías.
- Los suelos que se han empleado para la sub base y base, efectuado el análisis, no tienen las características establecidas por la AASHTO para pavimentos segmentados.

-
- Las unidades de adoquín, de igual forma no tienen las características resistentes para vías de tránsito intenso.
 - Por tanto, tomando en cuenta las características de análisis efectuado en el Jr. Nicolás Jarufe, si no se brinda materiales y procesos constructivos adecuados, no deben emplearse los pavimentos segmentados para tránsito pesado y de tráfico intenso.
 - Debe de efectuarse de manera permanente y periódica el mantenimiento correspondiente, en cumplimiento a un plan adecuado.
 - Se le debe adicionar obras de drenaje, ya que no cuenta con ellos, porque la falta de obras de drenaje permite corta durabilidad de pavimentos.

CONCLUSIONES

Tras haber desarrollado los ensayos de laboratorio, podemos llegar a las siguientes conclusiones:

Primero: Como todo pavimento, los denominados pavimentos segmentados, tienen una conformación estructural conformado por bloques segmentados (adoquines) cama de arena, base y sub base; cada una de ellas cumple su correspondiente función, los valores obtenidos mediante ensayos nos muestran una deficiente conformación de la base y sub base así como presentan fallas en su estructura.

Segundo: Los valores determinados a través de ensayos de las propiedades resistentes de los bloques segmentados en el Jr. Nicolás Jarufe de la ciudad de Juliaca son. Resistencia a la rodadura transversal 29 N/mm, resistencia a la abrasión 48% (>40%) y la resistencia al deslizamiento es de 25 USRV.

Tercero: Las propiedades físicas de la sub base del pavimento segmentado del Jr. Nicolás Jarufe, se clasifica como A- 4, el índice de plasticidad (Ip) mayor del 12 %; el grado de compactación es menor de 1.88 gr/cm³,. Referente a los suelos de la base, se ha determinado una clasificación de A – 3, el índice de plasticidad (Ip) es mayor de 8%, el grado de compactación verificado es menor de 1.92 gr/cm³.

Cuarto: las características de la cama de arena, en el Jr. Nicolás Jarufe es de un espesor de 2.5 cm., debiendo de ser un espesor mayor a 5.00 cm., a fin de dar flexibilidad a la nivelación de la vía; el hecho de tener espesor de 2.5 cm, ha originado desniveles significativos, que como consecuencia está impidiendo el normal escurrimiento de las aguas de lluvia.

RECOMENDACIONES

1. Tomando en consideración la poca difusión de la construcción de pavimentos segmentados, en nuestro medio; es recomendable su uso en vías de circulación de vehículos livianos y no de vehículos pesados.
2. Las unidades de bloques segmentados, debe tener el correspondiente control de calidad en su fabricación debido a que su resistencia a la rodadura y resistencia a la abrasión es importante para su durabilidad.
3. El componente de la cama de arena, debe estar compuesta de una arena de granulometría apropiada y establecida en las especificaciones técnicas correspondientes, puesto que este material permite la flexibilidad en el momento de la circulación de vehículos.
4. Los suelos de base y sub base deben cumplir con lo establecido en las especificaciones técnicas del expediente técnico, su calidad esta recomendada por la AASHTO y el MTC; en esto se controla la granulometría, límites de consistencia, compactación, entre otros.
5. Los pavimentos segmentados (adoquinado), como todo pavimento debe tener sus correspondientes obras de drenaje, como: el bombeo transversal, cunetas y alcantarillas, si fuera el caso, su diseño y construcción protege la duración que corresponde.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA

1. BOWLES, J.E. (1982) Propiedades Geofísicas de los Suelos. Mc. GRAW.HILL Inc. Colombia.
2. DELGADO VARGAS, M. (2002) Ingeniería de Fundaciones. Ed. E.C. Ing. Colombia.
3. FERNÁNDEZ I, Carlos. (1982) Mejoramiento y Estabilización de Suelos. Limusa Wiley. México.
4. FERNANDO OLIVERA BUSTAMANTE, (2004). Estructuración de Vías Terrestres. Compañía Editorial Continental, S.A. de C. V. México.
5. INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. (1998) Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras. Santafé de Bogotá D.C.
6. JUÁREZ BADILLO, E y RICO, A. (1995) Mecánica de Suelos, Tomo I.
7. JUÁREZ BADILLO, E y RICO, A. (1995) Mecánica de Suelos, Tomo II. JUÁREZ BADILLO, E y RICO, A. (1995) Mecánica de Suelos, Tomo III. Flujo de agua en suelos.
8. KRAEMER, Carlos. Los Pavimentos de Hormigón. Características, Tipos y Aplicaciones.
9. LAMBE, T.W. y WHITMAN, R.V. (1982) Mecánica de Suelos (Traducción J.A. Jiménez Salas y J.M. Rodríguez), Capítulo I. Limusa. México.
10. LOWWES JOSEPH E. (2001) Propiedades Geofísicas de los Suelos, Me. Graw Hill México.
11. MONTEJO FONSECA. A. (1999) Ingeniería de Pavimentos para Carreteras.
12. OLIVARES, P. E. y ROSARIO, R. A. Introducción al Diseño y Construcción de Vías con Suelo-Cemento.

-
- 13.** RICO. DEL CASTILLO (2009) La Ingeniería de Suelos. Volumen 1. En las Vías Terrestres. LIMUSA. México.
 - 14.** RICO. DEL CASTILLO (2009) La Ingeniería de Suelos. Volumen 2. En las Vías Terrestres. LIMUSA. México.
 - 15.** TOMLINSON, M. J. (1996) Cimentaciones Diseño y Construcción. Editorial Trillas S.A. México.

ANEXOS

Anexo 1 MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	DIEMNSIONES	INDICADORES	METODOLOGIA
<p>Problema general: ¿Cómo será el comportamiento estructural de los pavimentos segmentados que se emplean en la ciudad de Juliaca - 2017?</p> <p>Problema específico: ¿Cuáles serán los valores determinados mediante ensayos de las propiedades resistentes de las unidades de adoquinado de concreto en pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca.?</p> <p>¿Cuáles serán los valores determinados mediante ensayos de las propiedades físicas mecánicas de la base y sub base de los pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca.?</p> <p>¿Cuáles serán las características de la cama y obras de drenaje en los pavimentos segmentados en la ciudad de Juliaca.?</p>	<p>Objetivo general: Evaluar el comportamiento estructural de los pavimentos segmentados que se emplean en la ciudad de Juliaca - 2017.</p> <p>Objetivo específico: Determinar mediante ensayos los valores de las propiedades resistentes de las unidades de adoquinado de concreto en pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca.</p> <p>Determinar mediante ensayos los valores de las propiedades físicas mecánicas de la base y sub base de los pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca.</p> <p>Determinar las características de la cama y obras de drenaje en los pavimentos segmentados en la ciudad de Juliaca.</p>	<p>Hipótesis general: El comportamiento estructural de los pavimentos segmentados que se emplean es deficiente en la ciudad de Juliaca - 2017.</p> <p>Hipótesis específica: Los valores de las propiedades resistentes de las unidades de adoquinado de concreto son deficientes en los pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca.</p> <p>Los valores de las propiedades físicas mecánicas de la base y sub base son deficientes en los pavimentos segmentados de la ciudad de Juliaca.</p> <p>Las características de la cama y obras de drenaje son inadecuados en los pavimentos segmentados en la ciudad de Juliaca.</p>	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE TE (x) Pavimento segmentado</p> <p>VARIABLE DEPENDIENTE (y) Comportamiento estructural</p>	<p>pavimento</p> <p>Resistencia de las unidades de adoquinado</p> <p>Propiedades físico mecánicas de la base y sub base</p> <p>Características de cama y obras de drenaje</p>	<p>Fallas en pavimentos segmentados</p> <p>Resistencia a la compresión Fisuras desgaste</p> <p>Granulometría Contenido de humedad Límites de consistencia Proctor modificado Valor relativo de soporte (CBR)</p> <p>Espesor Nivelación Durabilidad Bombeo de la sección transversal</p>	<p>TIPO: Cuantitativa, aplicado,</p> <p>NIVEL: Descriptivo.</p> <p>DISEÑO: No Experimental, Evaluativa</p> <p>MÉTODO: Deductivo-inductivo</p> <p>POBLACIÓN: Vías pavimentadas con unidades de adoquinado de la ciudad de Juliaca</p> <p>MUESTRA: Jr. Nicolás Jarufe de la ciudad de Juliaca</p> <p>TÉCNICAS: Observación Ensayos de laboratorio</p> <p>INSTRUMENTOS: Ensayos de certificación</p> <p>PROCEDIMIENTOS: : Varianza. Desviación estándar</p>

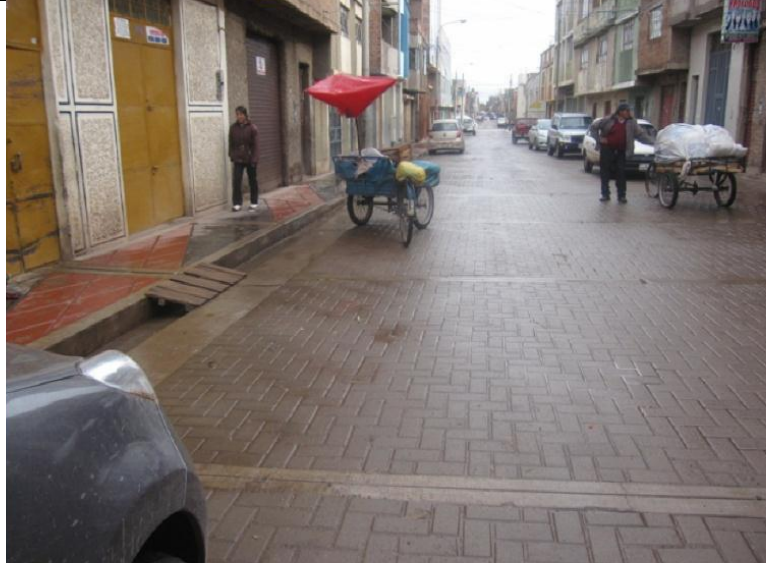
Anexo 2 PANEL FOTOGRÁFICO



FOTOGRAFÍA N° 1: Se observa las características de un pavimento segmentado en el Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



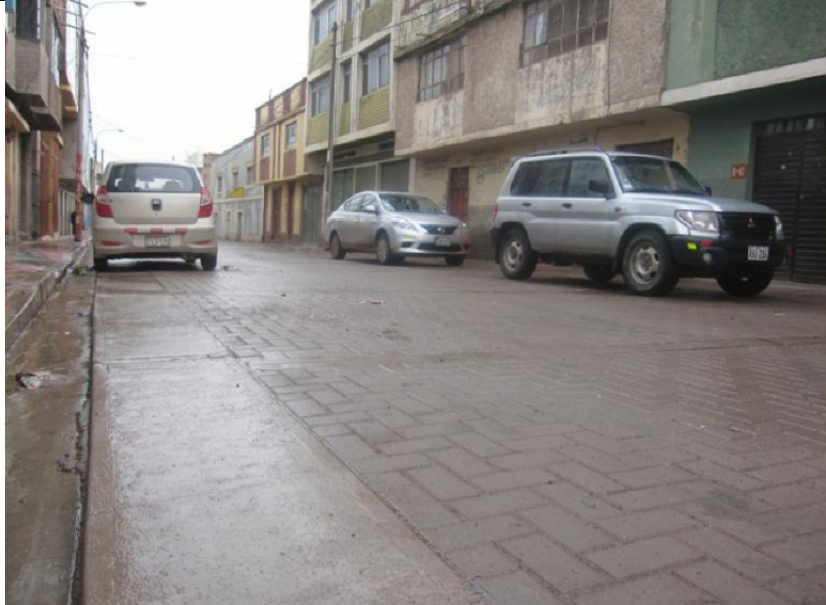
FOTOGRAFÍA N° 2: Se observa dificultades en el drenaje en la intersección de vías. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



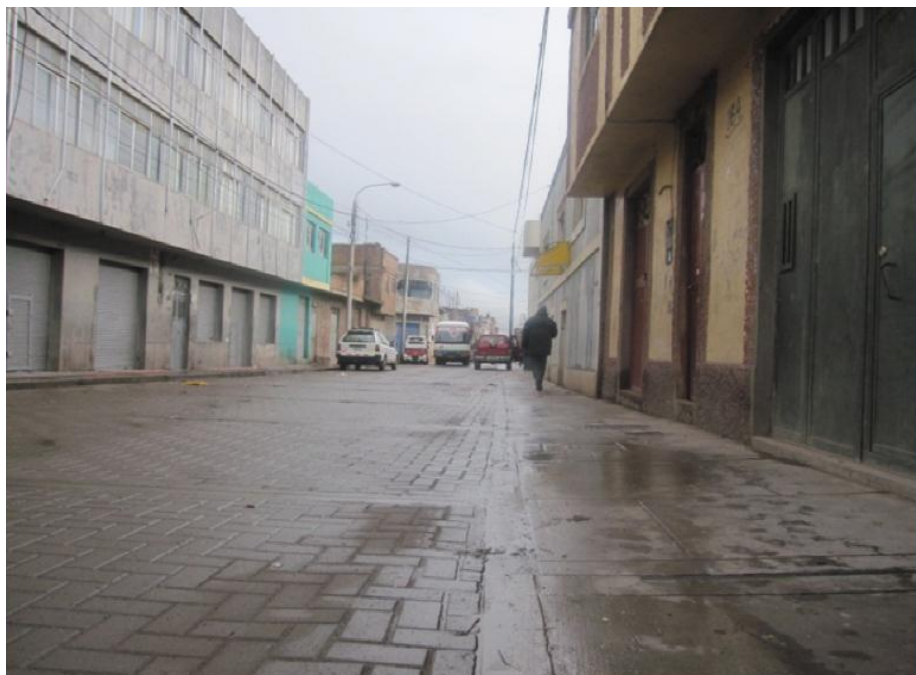
FOTOGRAFÍA N° 3: Se observa desplazamientos de unidades segmentadas.
Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



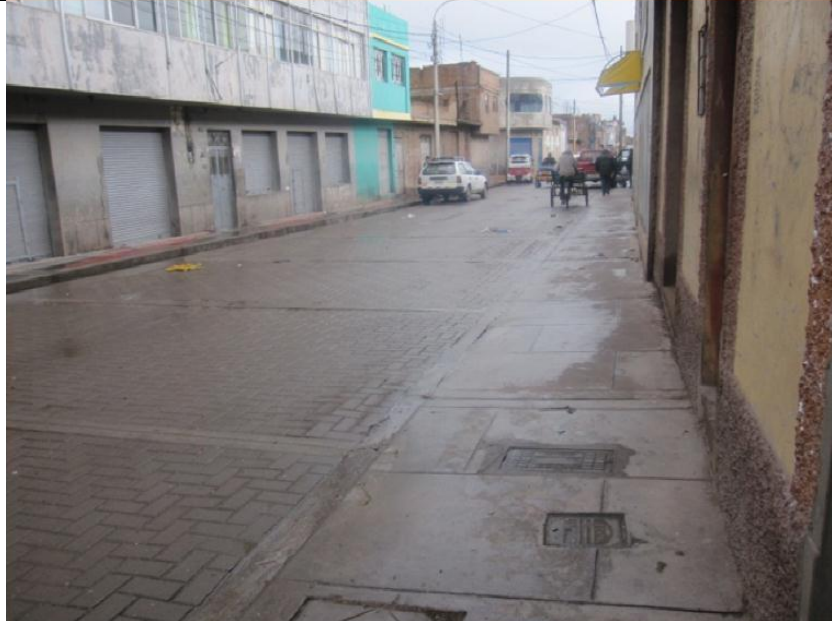
FOTOGRAFÍA N° 4: Se observa las obras de drenaje con funcionamiento
deficiente. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca



FOTOGRAFÍA N° 5: Se observa la falta de desniveles entre la calzada y la vereda. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



FOTOGRAFÍA N° 6: Se observa que no se tiene desnivel entre la calzada y la vereda, deficiente diseño geométrico. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



FOTOGRAFÍA N° 7: Se observa el estancamiento de aguas de lluvia de la vía en la parte de la vereda. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



FOTOGRAFÍA N° 8: Se observa la deficiencia de pendientes lo que ocasiona considerable estancamiento de agua. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



FOTOGRAFÍA N° 9: Se observa la deficiencia de pendientes lo que ocasiona considerable estancamiento de agua. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



FOTOGRAFÍA N° 9: Se observa la deficiencia de pendientes lo que ocasiona considerable estancamiento de agua. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



FOTOGRAFÍA N° 11: Se observa la falta de bombeo para el drenaje de aguas pluviales. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



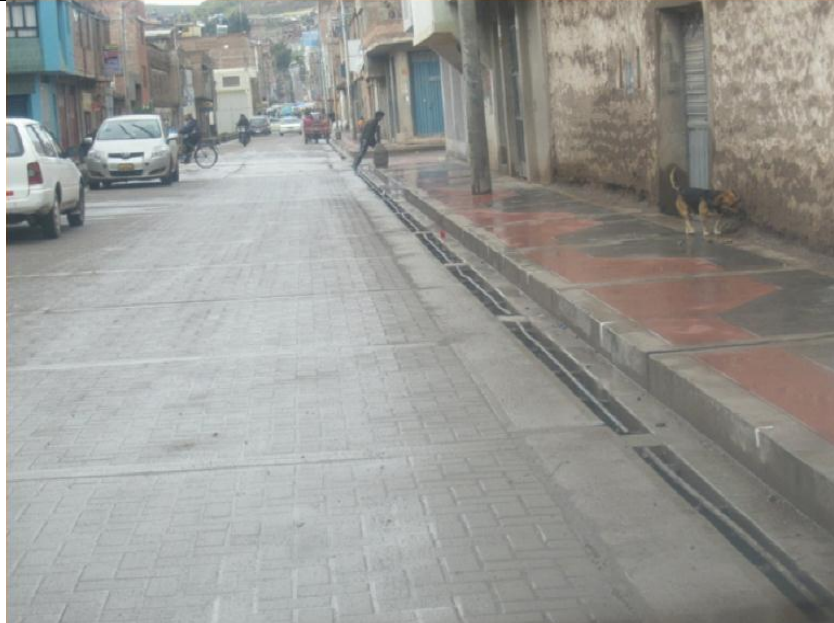
FOTOGRAFÍA N° 12: Se observa la falta de obras de drenaje. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



FOTOGRAFÍA N° 13: Se observa el estancamiento de agua en la obra de drenaje. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



FOTOGRAFÍA N° 14: Se observa áreas de asentamiento del pavimento segmentado a manera de baches y que ocasiona estancamiento de agua. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.



FOTOGRAFÍA N° 15: Se observa las cunetas laterales de la vía de mínimas dimensiones y sin funcionamiento. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.

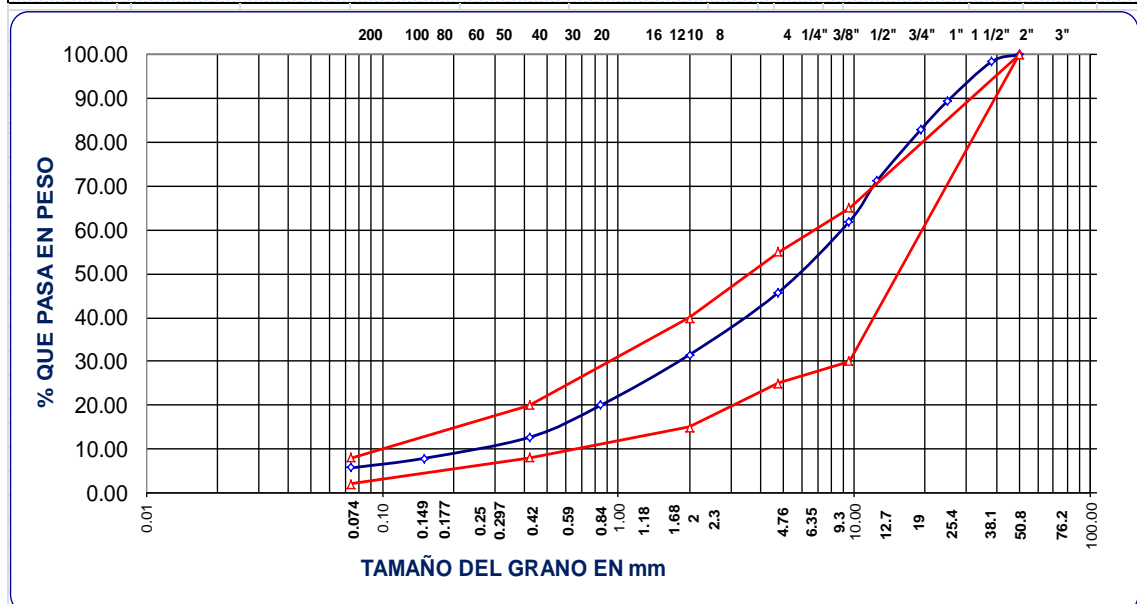


FOTOGRAFÍA N° 16: Se observa las cunetas laterales de la vía de mínimas dimensiones y sin funcionamiento. Jr. Nicolás Jarufe – Juliaca.

Anexo 3 ENSAYOS DE LABORATORIO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS							
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO							
NORMAS TÉCNICAS: MTC E 107, ASTM D 422, AASHTO T 88							
DATOS DE LA MUESTRA							
CALICATA:	CANTERA ISLA					TEC. RESPONS.:	PERSONAL DE LABORATORIO
MUESTRA:	CANTERA ISLA					ING. RESPONS.:	CALIXTO VILCA MAMANI
UBICACIÓN:	ISLA					FECHA:	08/12/2015
TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF. A	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						Peso Inicial : 6851 Grs
2 1/2"	63.000						Fración < N°4 : 780 Grs
2"	50.000				100.00	100 - 100	Grava : 54.30 %
1 1/2"	38.100	114.00	1.70	1.70	98.30		Arena : 39.96 %
1"	25.000	604.00	8.80	10.50	89.50		Fino : 5.74 %
3/4"	19.100	458.00	6.70	17.20	82.80		W natural : 8.34 %
1/2"	12.500	792.00	11.60	28.80	71.20		
3/8"	9.500	641.00	9.40	38.20	61.80	30 - 65	LIMITES DE CONSISTENCIA
No.04	4.760	1,106.00	16.10	54.30	45.70	25 - 55	Límite Líquido : 24.75 %
No.10	2.000	242.00	14.18	68.48	31.52	15 - 40	Límite Plástico : 19.80 %
No.20	0.840	197.00	11.54	80.02	19.98		Índice Plástico : 4.94 %
No.40	0.420	124.00	7.27	87.29	12.71	8 - 20	
No.100	0.150	82.00	4.80	92.09	7.91		CLASIFICACIÓN DEL SUELO
No.200	0.074	37.00	2.17	94.26	5.74	2 - 8	S.U.C.S. : GP-GC
<No.200		98.00	5.74	100.0			A.A.S.H.T.O. : A-1-a (0)

REPRESENTACIÓN GRÁFICA TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD



Observaciones:

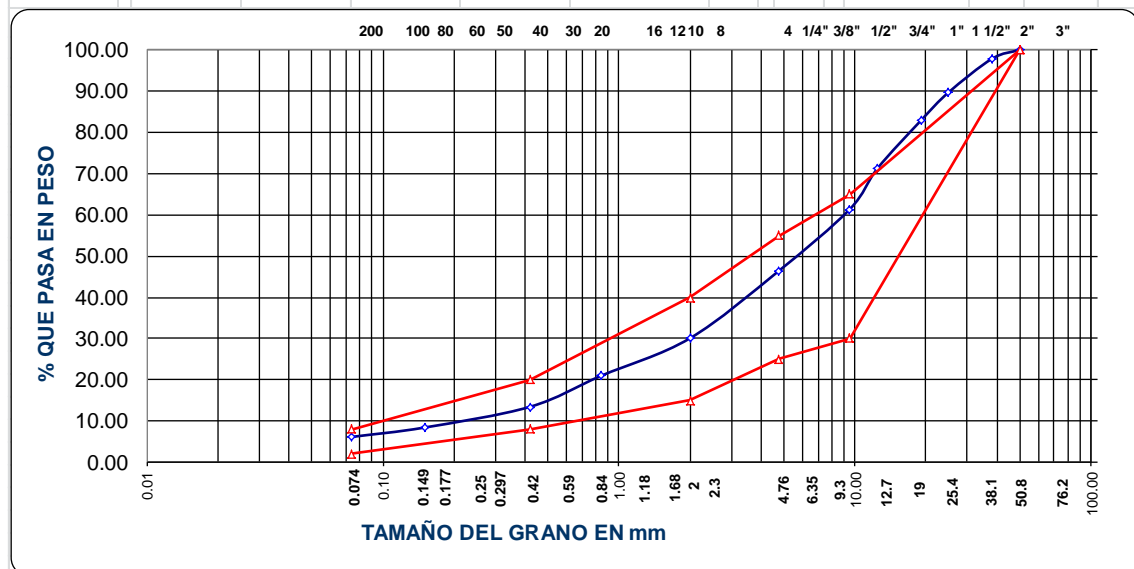
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

NORMAS TÉCNICAS: MTC E 107, ASTM D 422, AASHTO T 88

DATOS DE LA MUESTRA

CALICATA:	CANTERA TAPARACHI	TEC. RESPON.:	PERSONAL DE LABORATORIO
MUESTRA:	CANETRA TAPARACHI	ING. RESPON.:	CALIXTO VILCA MAMANI
UBICACIÓN:	TAPARACHI	FECHA:	

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF. A	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						Peso Inicial : 10230 Grs
2 1/2"	63.000						Peso Fracción : 1230 Grs
2"	50.000				100.00	100 - 100	Grava : 53.60 %
1 1/2"	38.100	221.00	2.20	2.20	97.80		Arena : 40.21 %
1"	25.000	832.00	8.10	10.30	89.70		Fino : 6.19 %
3/4"	19.100	691.00	6.80	17.10	82.90		W natural : 8.33 %
1/2"	12.500	1,189.00	11.60	28.70	71.30		
3/8"	9.500	1,023.00	10.00	38.70	61.30	30 - 65	LIMITES DE CONSISTENCIA
No.04	4.760	1,524.00	14.90	53.60	46.40	25 - 55	Límite Líquido : 23.98 %
No.10	2.000	433.00	16.33	69.93	30.07	15 - 40	Límite Plástico : 19.00 %
No.20	0.840	241.00	9.09	79.02	20.98		Índice Plástico : 4.99 %
No.40	0.420	199.00	7.51	86.53	13.47	8 - 20	
No.100	0.150	133.00	5.02	91.55	8.45		CLASIFICACIÓN
No.200	0.074	60.00	2.26	93.81	6.19	2 - 8	SUCS : GP-GC
<No.200		164.00	6.19	100.0			AASHTO : A-1-a (0)

**REPRESENTACIÓN GRÁFICA
TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD**


Observaciones:

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMETOS

PROCTOR MODIFICADO

NORMAS TÉCNICAS: MTC E 115, ASTM D 1557, AASHTO T 180

DATOS DE LA MUESTRA

CALICATA: CANTERA TAPARACHI	TEC. RESPONS.: PERSONAL DE LAB.
MUESTRA: CANETRA TAPARACHI	ING. RESPONS.: CALIXTO VILCA MAMAN
UBICACIÓN: TAPARACHI	FECHA:

ENSAYO N°	1	2	3	4
NÚMERO DE CAPAS	5	5	5	5
GOLPES DE PISÓN POR CAPA	56	56	56	56

DETERMINACIÓN DE DENSIDAD

PESO MOLDE+SUELO	Grs	10,631	10,791	10,864	10,871
PESO MOLDE	Grs	5,980	5,980	5,980	5,980
PESO SUELO COMPACTADO	Grs	4,651	4,811	4,884	4,891
VOLUMEN DEL MOLDE	cm ³	2,104.9	2,104.9	2,104.9	2,104.9
DENSIDAD HUMEDA	gr/cm ³	2.21	2.29	2.32	2.32

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD

RECIPIENTE N°		Tz-01	Tz-02	Tz-03	Tz-03
SUELO HUMEDO + RECIPIENTE	Grs	412.00	404.00	235.00	346.00
SUELO SECO + RECIPIENTE	Grs	390.00	376.00	214.00	309.00
PESO RECIPIENTE	Grs	0.00	0.00	0.00	0.00
PESO DE AGUA	Grs	22.00	28.00	21.00	37.00
PESO DE SUELO SECO	Grs	390.00	376.00	214.00	309.00
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	5.60	7.40	9.80	12.00
DENSIDAD SECA	gr/cm ³	2.09	2.13	2.11	2.07

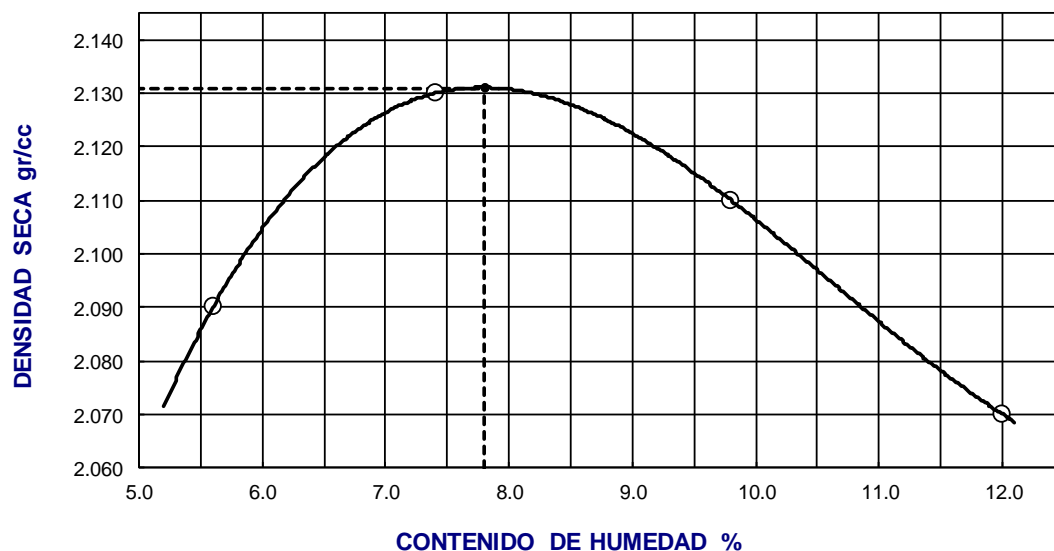
MÁXIMA DENSIDAD SECA (gr/cm³)

2.131

CONTENIDO DE HUMEDAD ÓPTIMA (%)

7.80

GRAFICO DE PROCTOR MODIFICADO

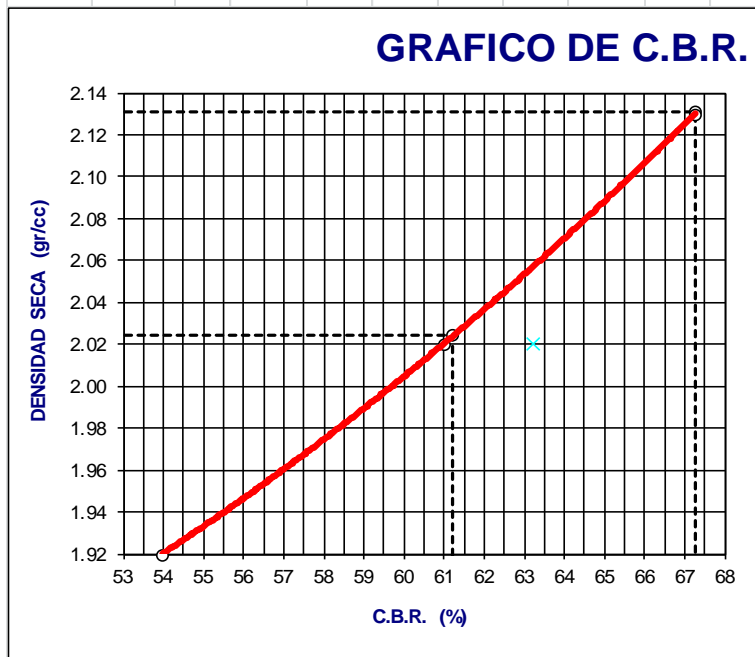


Observaciones:

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

DATOS DE LA MUESTRA

CALICATA:	CANTERA TAPARACHI	TEC. RESPONS.:	PERSONAL DE LABORATORIO
MUESTRA:	CANETRA TAPARACHI	ING. RESPONS.:	CALIXTO VILCA MAMANI
UBICACIÓN:	TAPARACHI	FECHA:	09/12/2015



PARAMETROS DE C.B.R.

C.B.R.01" AL 100% = **67.3%**
C.B.R. 01" AL 95% M.D.S. = **61.2%**

LEYENDA

— CURVA A 0.1"

C.B.R 0.1"= 67.3%

C.B.R 0.1"= 61.0%

C.B.R 0.1"= 54.0%

