

UNIVERSIDAD AMAZONICA DE PANDO

AREA DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL



TRABAJO DIRIGIDO

**ANALISIS, CONTROL DE CALIDAD Y SEGUIMIENTO DEL PROYECTO
ENLOSETADO DE VIAS COBIJA TRAMO: TERMINAL – MAESTRANZA**

TOMO I

Postulante:

Univ. Lilian Amparo Mique Cuevas

Tutor colectivo:

Ing. Richard Manrique Sanabria

Asesor:

Ing. Erick Ronald Arrazola Iriarte

Cobija, julio de 2019

DEDICATORIA

A Dios, por la fortaleza que me brindo en momentos difíciles, por haberme inspirado y acompañado en todo momento, por su amor incondicional, por permitirme llegar hasta esta etapa de mi vida.

A mi madre; mi más grande inspiración, mis ganas de superación. Gracias por todo el apoyo y el esfuerzo que hiciste para que cumpliera mis metas.

A mi padre, por la ayuda y la confianza depositada en mí y hacer de mí una mujer de bien.

A mis hermanas; por sus palabras de aliento, su apoyo incondicional, por creer en mí y por todos y cada uno de sus consejos que llegaron a mi corazón.

¡GRACIAS!

AGRADECIMIENTOS

*A **Dios**, por estar presente en cada uno de mis pasos, fortalecer mi corazón e iluminar mi mente, y por haber puesto en mi camino a personas maravillosas que fueron y son parte de mi formación.*

*A mi **familia**, por ser el pilar fundamental de mi vida y ayudarme a cumplir una de mis metas, sin su presencia, sus ánimos, sus impulsos, sus esfuerzos realizados no lo habría logrado, eternamente agradecida con ustedes.*

*A cada uno de mis **docentes** de la carrera de ingeniería civil, por transmitir su conocimiento a través de sus enseñanzas, y formar profesionales competentes.*

*A mi **Asesor Ing. Erick Ronald Arrazola Iriarte**, por ser una guía y brindarme orientación en cada etapa del desarrollo del presente trabajo.*

*A la **Universidad Amazónica de Pando**, por acogerme en sus aulas y brindarme todas las comodidades e instrumentos necesarios para mi formación profesional.*

¡MUCHAS GRACIAS!

INDICE GENERAL

1.CAPITULO I – ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCION	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.2.1 Antecedentes del trabajo dirigido	2
1.3.1 Datos generales de la entidad publica.....	3
1.3.2 Datos generales del proyecto.....	3
1.3.2.1 Ubicación del proyecto.....	3
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	5
1.3.1 Identificación del problema.....	5
1.3.2 Formulación del problema.....	6
1.4 OBJETIVOS	6
1.5.1 Objetivo general del trabajo dirigido	6
1.5.2 Objetivos específicos.....	6
1.6 JUSTIFICACION.....	6
1.6.1 Justificación social	7
1.6.2 Justificación económica	7
1.6.3 Justificación técnica	7

2.CAPITULO II – DESCRIPCION Y EJECUCION DEL PROYECTO

2.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO	8
2.1.2 Organigrama de ejecución del Proyecto	8
2.2 MOVIMIENTO DE TIERRAS.....	12
2.2.1. Topografía	12
2.2.2. Volúmenes de movimiento de tierra	14
2.2.2.1 Método de las Secciones para cálculo de volúmenes de movimiento de tierras.....	17

2.2.3 Movimiento de tierra con equipo pesado	20
2.2.3.1 Tractor sobre oruga	211
2.2.3.2 Cargador frontal	222
2.2.3.3 Volquetas.....	222
2.2.3.5 Excavadora sobre orugas.....	233
2.2.3.6. Motoniveladora	244
2.2.3.7. Camión cisterna	255
2.2.3.8. Compactador rodillo liso	266
2.2.3.9. Compactador rodillo pata de cabra	277
2.2.4 Proceso Constructivo	288
2.2.4.1 Perfilado relleno y compactado con material seleccionado	299
2.2.4.2 Provisión y colocado de capa sub-base con material seleccionado	31
2.2.4.3 Provisión y colocado de capa base con material clasificado	35
2.2.4.4 Calculo de cantidad de cemento.....	41
2.3 CORDON CUNETA Y VIGAS DE CONFINAMIENTO DE H° A°	42
2.3.1. Proceso constructivo.....	43
2.3.1.1. Excavación manual para vigas de confinamiento y cordones	43
2.3.1.2. Colocado de Cordón – Cordón cuneta de H°A°.....	43
2.3.1.3. Colocado de vigas de confinamiento de H° A°.....	45
2.3.2. Herramientas y Materiales.....	46
2.4. COLOCADO DE LOSETAS (incluye cama de arena)	49
2.4.1. Características de las losetas hexagonales.....	50
2.4.2. Proceso Constructivo.....	50
2.4.2.1 Extendido de la Cama de Arena (e=5cm).....	50
2.4.2.2 Colocado de losetas.....	50
2.4.2.3 Compactación	51

2.4.2.4 Sellado de juntas	52
2.4.3. Herramientas y Materiales	53
2.5. REMATES DE HORMIGÓN SIMPLE.....	53
2.6. DRENAJES	54
2.6.1. Proceso Constructivo.....	55
2.6.1.1. Análisis, localización y replanteo	55
2.6.1.2. Excavación con maquinaria pesada (Retroexcavadora)	59
2.6.1.3 Hormigonado	61
2.6.2 Equipo, Herramienta y materiales.....	66
3.CAPITULO III – CONTROL DE CALIDAD	
3.1 CONTROL DE CALIDAD DE SUELOS	69
3.1.1 Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D422 – AASHTO T88	70
3.1.1.1 Equipos y herramientas.....	71
3.1.2 Determinación de Límites de Atterberg ASTM D 4318-00 - AASHTO T89	71
3.1.2.1 Equipos y herramientas.....	73
3.1.3 Proctor Modificado ASTM D422 – AASHTO T180.....	76
3.1.3.1 Equipos y herramientas.....	77
3.1.4 C.B.R. (California Bearing Ratio) ASTM D 1883 – AASHTO T193.	77
3.1.4.1 Equipo y Herramientas.....	78
3.1.5 Ensayo de suelo - cemento ASTM D 1632 – ASTM D1633	80
3.1.5.1 Equipos y Material	81
3.1.6 Densidad in situ (método cono de arena) ASTM D1556 AASHTO T191	82
3.1.6.1 Equipo y herramientas	83
3.1 CONTROL DE CALIDAD DE HORMIGONES.....	88
3.1.1 Cono de Abrams ASTM C143V – AASHTO T119	88
3.1.1.1 Equipos y herramientas.....	89

3.1.2 Resistencia a la compresión ASTM C39 – AASHTO T22	89
3.1.2.1 Equipo y herramientas	90
3.1.3 Ensayo de desgaste de los ángeles ASTM C131 – AASHTO T96	99
3.1.4 Esclerómetro ASTM C805	100
3.1.4.1 Equipo	101
3.1.5 Método de ensayo para determinar el esfuerzo de flexión en el concreto ASTM C78	102
3.1.5.1 Equipos y materiales	103
3.1.5.2 Procedimiento del ensayo.....	103
3.1.5.3. Ajuste del método de ensayo para losetas hexagonales.....	105
3.1.5.4 Cálculos	106
3.1.6 Método de prueba estándar para densidad, absorción y vacíos en concreto endurecido ASTM C 642 – 97	110
3.1.6.1 Equipos y herramientas.....	110

4.CAPITULO IV – MARCO ADMINISTRATIVO

4.1 AVANCE FISICO	111
4.2. AVANCE FINANCIERO	117

5.CAPITULO V – REDISEÑO DE LA CARPETA ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO ARTICULADO DE UNA SECCION DEL TRAMO

5.1. ANALISIS DEL DISEÑO PRELIMINAR	120
5.2. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO AASHTO - 93	121
5.2.1. Estudio de Tráfico	122
5.2.1.1. Identificación del tramo	122
5.2.1.2. Transito promedio diario anual (TPDA)	122
5.2.1.3. Periodos de aforo vehicular	124
5.2.1.4. Resultado de conteo vehicular	124
5.2.2 Periodo de Diseño	128
5.2.3 Índice de Serviciabilidad	128

5.2.4 Factor equivalente de Carga (LEF).....	129
5.2.5 Eje Equivalente de Carga (ESAL'S)	130
5.2.6 Factor Camión.....	130
5.2.7 Factor de Crecimiento	131
5.2.8 Tránsito de Diseño ESAL'S (TD)	132
5.2.9 Distribución Direccional D_D	133
5.2.10 Distribución Por Carriles D_i	134
5.2.11 Numero de Ejes Equivalentes (ESAL's).....	134
5.2.12 Variables para el diseño.....	135
5.2.12.1 <i>Confiabilidad R</i>	136
5.2.12.2 <i>Factor de Desviación Estándar Normal Zr</i>	136
5.2.12.3 <i>Error Standard So</i>	137
5.2.12.4 <i>Capacidad Portante (C.B.R.)</i>	138
5.2.12.5 <i>Determinación del CBR de diseño</i>	138
5.2.12.6 <i>Módulo Resiliente (MR)</i>	139
5.2.13 Determinación del número estructural SN requerido.....	139
5.2.14 Determinación del SN alcanzado.....	141
5.2.14.1 <i>Coeficiente de drenaje (m)</i>	141
5.2.14.2 <i>Coeficiente estructural (a)</i>	142
5.3 RESULTADOS	145
6.CAPITULO VI – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
6.1. CONCLUSIONES	146
6.2. RECOMENDACIONES	149
BIBLIOGRAFIA	150

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO I

Figura 1.1 Ubicación del proyecto.....	3
Figura 1.2 Vista satelital del tramo: Terminal – Maestranza.....	4

CAPITULO II

Figura 2.1 Organigrama de ejecución de proyecto	11
Figura 2.2 Monografía de BM's	13
Figura 2.3 Perfil longitudinal Prog. K1+260 – K1+480	15
Figura 2.4 Sección transversal Prog. 0+790 (terraplén)	16
Figura 2.5 Sección transversal Prog. 0+920 (corte).....	17
Figura 2.6 Fórmulas para el cálculo de volúmenes.....	18
Figura 2.7 Tractor sobre orugas New Holland D170.....	21
Figura 2.8 Cargador Frontal New Holland 12D	22
Figura 2.9 Volqueta JAC 12m3	23
Figura 2.10 Retroexcavadora JCB 214S	23
Figura 2.11 Excavadora sobre orugas Komatsu PC200.....	24
Figura 2.12 Motoniveladora New Holland RG200B.....	25
Figura 2.13 Camión cisterna Mercedes Benz 20.000L.....	26
Figura 2.14 Compactador rodillo liso Dinapac.....	27
Figura 2.15 Compactador rodillo pata de cabra Dinapac	27
Figura 2.16 Corte y terraplenado	28
Figura 2.17 Profundización de red de agua	29
Figura 2.18 Escarificado del terreno natural.....	30
Figura 2.19 Transporte de material de corte	30
Figura 2.20 Acopio de material sobre la subrasante	32
Figura 2.21 Regado y extendido de material	32
Figura 2.22 Procesado de material para capa sub-base.....	33
Figura 2.23 Sellado de la capa sub-base	33
Figura 2.24 Nivelado de la capa sub-base	34
Figura 2.25 Compactación final de la capa sub-base.....	35

Figura 2.26 Acopio de material para capa base	36
Figura 2.27 Procesado de material para capa base	37
Figura 2.28 Acoronado de material para capa base	37
Figura 2.29 Distribución de cemento.....	38
Figura 2.30 Mezclado de suelo – cemento.....	39
Figura 2.31 Sellado de la capa base suelo – cemento	39
Figura 2.32 Nivelado y perfilado de la capa base	40
Figura 2.33 Compactado final de capa base	40
Figura 2.34 Curado de la capa base suelo – cemento	41
Figura 2.35 Detalle de excavación para cordones	43
Figura 2.36 Encofrado de cordones	44
Figura 2.37 Corte transversal viga de confinamiento	45
Figura 2.38 Compactación horizontal.....	51
Figura 2.39 Compactación vertical	51
Figura 2.40 Limpieza y sellado de juntas	52
Figura 2.41 Detalle de remate de hormigón simple.....	54
Figura 2.42 Localización del sistema de drenaje Prog. 0+550 – 0+585	56
Figura 2.43 Acumulación de agua pluvial	56
Figura 2.44 Localización de drenaje Prog. 0+750	57
Figura 2.45 Localización de drenaje Prog. 1+690 – 1+750.....	58
Figura 2.46 Localización de drenaje Prog. 1+820 – 1+910.....	59
Figura 2.47 Replanteo y trazado de drenaje.....	59
Figura 2.48 Excavación manual y con maquinaria para drenaje	60
Figura 2.49 Colocado de cama de arena	61
Figura 2.50 Colocado de armadura drenaje Prog. 0+750	63
Figura 2.51 Encofrado de cabezal y cámara para drenajes.....	64
Figura 2.52 Preparación del hormigón “in situ”	65
Figura 2.53 Colocado del hormigón fresco.....	66

CAPITULO III

Figura 3.1Ubicacion del banco de extracción de material Mejillones.....	69
Figura 3.2 Ubicación banco de extracción de material García Linera.....	70

Figura 3.3 Análisis granulométrico por tamizado.....	71
Figura 3.4 Aparato casagrande para obtener el limite liquido	72
Figura 3.5 Ensayo de Proctor modificado.....	76
Figura 3.6 Ensayo de CBR (California Bearing Ratio)	78
Figura 3.7 Resistencia a la compresión de suelo- cemento	80
Figura 3.8 Comportamiento de la resistencia a la compresión de suelo – cemento ...	82
Figura 3.9 Ensayo de densidad in situ “método de cono de arena”	83
Figura 3.10 densidades alcanzadas en la capa sub-base	85
Figura 3.11 Densidades alcanzadas en la capa base	87
Figura 3.12 Asentamiento del hormigón fresco.....	88
Figura 3.13 Ensayo de resistencia a la compresión	90
Figura 3.14 Resistencias alcanzadas de Remates de H ^O S ^O	92
Figura 3.15 Resistencias alcanzadas de cordones y vigas de confinamiento	95
Figura 3.16 Resistencias alcanzadas de drenajes.....	98
Figura 3.17 Ensayo de índice de rebote “esclerómetro.....	101
Figura 3.18 Ensayo de tracción por flexió	106
Figura 3.19 Determinación del ensayo de tracción por flexión	107

CAPITULO IV

Figura 4.1 Cronograma de avance inicial	112
Figura 4.2 Cronograma de avance (1ra fase)	113
Figura 4.3 Cronograma de avance (2da fase)	114

CAPITULO V

Figura 5.1 Espesores de la capa estructural por método de la PCA	121
Figura 5.2 Localización del tramo de estudio: Terminal – Maestranza.....	122
Figura 5.3 Comportamiento del flujo vehicular del tramo	127
Figura 5.4 Nomograma para el diseño del numero estructural requerido.....	140
Figura 5.5 Paquete estructural del pavimento articulado.....	145

INDICE DE TABLAS

CAPITULO I

Tabla 1.1 Coordenadas geográficas inicio y fin del tramo	4
--	---

CAPITULO II

Tabla 2.1 Datos generales de la obra	8
Tabla 2.2 Puntos de control BM's	13
Tabla 2.3 Coeficientes de esponjamiento y contracción.....	19
Tabla 2.4 Volúmenes de Corte y relleno	20
Tabla 2.5 Proceso constructivo de la capa sub-base	31
Tabla 2.6 Proceso constructivo de la capa base36.....	36
Tabla 2.7 Dosificación del hormigón para cordones y vigas de confinamiento	47
Tabla 2.8 Dimensiones de la loseta hexagonal	49
Tabla 2.9 Localización de drenajes.....	55
Tabla 2.10 Disposición de tuberías.....	61
Tabla 2.11 Diámetro nominal de armaduras.....	62
Tabla 2.12 Dosificación de hormigón para drenajes	64

CAPITULO III

Tabla 3.1 Clasificación de suelos AASHTO	73
Tabla 3.2 Ensayo de “Análisis granulométrico y Limites de Atterberg”	75
Tabla 3.3 Ensayo de Proctor modificado y C.B.R. para capa sub-base.....	79
Tabla 3.4 Ensayo de proctor modificado y C.B.R. para capa base.....	80
Tabla 3.5 Resistencia a la compresión de suelo – cemento	81
Tabla 3.6 Ensayo de densidad in situ capa sub-base	84
Tabla 3.7 Ensayos “densidad in situ” en capa base	86
Tabla 3.8 Consistencia del hormigón fresco.....	89
Tabla 3.9 Ensayo resistencia a la compresión "remates"	91
Tabla 3.10 Resumen de ensayo de resistencia a la compresión "remates"	92
Tabla 3.11 Resistencia a la compresión "cordones" y "vigas de confinamiento".....	93
Tabla 3.12 Resumen de ensayo de resistencia a la compresión "Cordones y vigas de confinamiento"	95

Tabla 3.13 Ensayo resistencia a la compresión "Drenajes"	97
Tabla 3.14 Resumen del ensayo de resistencia a la compresión "Drenajes"	99
Tabla 3.15 Ensayo de “desgaste de los ángeles”	100
Tabla 3.16 Ensayo del martillo de rebote “esclerómetro”	102
Tabla 3.17 Proporciones de los materiales para la dosificación de losetas hexagonales	107
Tabla 3.18 Ensayos de esfuerzo a flexión en el concreto "losetas"	108
Tabla 3.19 Resumen del ensayo de resistencia a la flexión	109
Tabla 3.20 Ensayos absorción de losetas	110

CAPITULO IV

Tabla 4.1 Cambio de actividades del proyecto	111
Tabla 4.2 Resumen general seguimiento de obra	115
Tabla 4.3 Actividades ejecutados en el proyecto	116
Tabla 4.4 Presupuesto general del proyecto	117
Tabla 4.5 Paquetes de desembolso.....	118
Tabla 4.6 Evaluación del avance financiero	119

CAPITULO V

Tabla 5.1 Ficha resumen del diseño inicial.....	120
Tabla 5.2 Configuración vehicular	123
Tabla 5.3 Periodos de aforo vehicular	124
Tabla 5.4 Resumen del aforo vehicular	125
Tabla 5.5 Criterio de expansión vehicular	126
Tabla 5.6 Transito promedio diario anual por tipo de vehículo.....	127
Tabla 5.7 Factores equivalentes de carga	129
Tabla 5.8 Ejes equivalentes de carga (ESAL's).....	130
Tabla 5.9 Factor camión	131
Tabla 5.10 Factor de crecimiento.....	132
Tabla 5.11 Tránsito de diseño	133
Tabla 5.12 Factor de distribución por dirección	133
Tabla 5.13 Factores de distribución carril.....	134
Tabla 5.14 Número de ESAL's.....	135

Tabla 5.15 Clasificación funcional de vías	136
Tabla 5.16 Valores de ZR, en función de la confiabilidad R.....	137
Tabla 5.17 Estadígrafo percentil	138
Tabla 5.18 Numero estructural alcanzado	141
Tabla 5.19 Coeficiente de drenaje	142
Tabla 5.20 Espesores de la carpeta estructural del pavimento articulado.....	145

INDICE DE ANEXOS

ANEXO A DOCUMENTACION PARA OPTAR LA MODALIDAD DE TRABAJO DIRIGIDO

A.1 Carta de solicitud de trabajo dirigido

A.2 Resolución de consejo de área ACyT

A.3 Carta de designación de supervisor

A.4 Convenio Interinstitucional

ANEXO B PLANOS

B.1 Plano de Diseño Geométrico

B.2 Perfil Longitudinal

B.3 Perfil Transversal

B.4 Plano de Diseño de Drenajes

B.5 Plano de Diseño de Cordones

ANEXO C PLANILLAS DE VOLÚMENES DE MOVIMIENTO DE TIERRA

ANEXO D PLANILLAS DE AVANCE DE OBRA

D.1 Presupuesto general

D.2 Cálculos métricos

D.3 Análisis de precio unitario

D.4 Planilla de maquinaria pesada

D.5 Planillas de mano de obra

D.6 Planilla de materiales

D.7 Planillas de equipos y herramientas

D.8 Planillas de Equipo de Protección personal

D.9 Planilla de servicios de señalización

D.10 Planillas de servicio de laboratorio

ANEXO E ENSAYOS DE LABORATORIO

E.1 análisis granulométrico

E.2 límites de ATTERBERG

E.3 Proctor Modificado

E.4 C.B.R. (California Bearing Ratio)

E.5 Ensayo de suelo – cemento

E.6 Ensayo de densidad in situ (método de cono de arena)

E.7 Ensayo de Resistencia a la compresión

E.8 Ensayo de desgaste de los ángeles

E.9 Ensayo de Índice de rebote “Esclerómetro”

E.10 Método de ensayo para determinar el esfuerzo a la flexión en el concreto

E.11 método de prueba estándar para densidad, absorción y vacíos en concreto endurecido.

ANEXO F INFORMES MENSUALES

F.1 Octubre 2017

F.2 Noviembre 2017

F.3 Diciembre 2017

F.4 Enero 2018

F.5 Febrero 2018

F.6 Marzo 2018

F.7 Junio 2018

F.8 Julio 2018

F.9 Agosto 2018

F.10 Septiembre 2018

ANEXO G PLANILLAS Y TABLAS DE RESPALDO TECNICO

G.1 Planillas de aforo vehicular

G.2 Tabla de factores equivalentes de carga

G.3 Tabla factores de crecimiento

G.4 Nomograma de variación en el coeficiente estructural de la capa base estabilizada

G.5 Nomograma de variación en el coeficiente estructural de la sub base granular no estabilizada

ANEXO H ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL PROYECTO

RESUMEN GENERAL

En el contexto del presente documento, se hace referencia al desarrollo del proyecto: Enlosetado de Vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza, ejecutada por la Institución Publica Fondo Nacional de Inversión Productiva y Social (F.P.S.), enfatizando de manera técnica el proceso constructivo de cada una de las actividades del proyecto y cumpliendo los objetivos trazados, procurando que el documento tenga el respaldo suficiente y en cumplimiento con el reglamento de modalidad de graduación y el convenio interinstitucional realizado entre la Universidad Amazónica de Pando (U.A.P.) y el Fondo Nacional de Inversión Productiva y Social (F.P.S.- Pando).

El documento se presenta de la siguiente manera:

- CAPITULO I, Antecedentes y generalidades. - En este capítulo se presenta los datos técnicos del proyecto y los objetivos planteados para el desarrollo del Trabajo Dirigido.
- CAPITULO II, Descripción y Ejecución del proyecto. – Donde se describen de manera técnica el proceso constructivo de cada una de las actividades del Proyecto.
- CAPITULO III, Control de Calidad. - Se describe la verificación y control de la calidad del proyecto mediante la normativa vigente en la conformación y construcción de las actividades contempladas en el cronograma de ejecución.
- CAPITULO IV, Marco Administrativo. - Este capítulo presenta el avance físico y financiero del proyecto.
- CAPITULO V, Aporte. - de acuerdo a uno de los objetivos planteados, en este capítulo se desarrolla el rediseño del paquete estructural del pavimento articulado de una sección del tramo.
- CAPITULO VI, Conclusiones y recomendaciones. - Por último, los resultados obtenidos con el desarrollo del Trabajo Dirigido en base a los objetivos específicos planteados.

CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCION

En el presente documento se desarrolla el Trabajo Dirigido realizado en el proyecto: “Enlosetado de Vías Cobija Tramo: Terminal - Maestranza”, ejecutado por la entidad pública Fondo Nacional de Inversión Productiva y Social - Pando (F.P.S.), con el propósito de mejorar la transitabilidad de la población que habita entre los barrios García y San Carlos de esta manera impulsar el desarrollo económico de los mismos.

A continuación, se dará un enfoque de cada una de las actividades evaluadas y supervisadas durante la construcción y ejecución del proyecto, como ser:

- ✓ Movimiento de tierras con equipo pesado
- ✓ Construcción de drenaje pluvial
- ✓ Construcción de obras de confinamiento
- ✓ Enlosetado
- ✓ Rediseño de paquete estructural

Las cuales se desarrollarán en los capítulos siguientes, dando cumplimiento a los objetivos trazados para el debido análisis, control y seguimiento del proyecto, aplicando los conocimientos adquiridos en la formación académica, orientados a aportar y dar soluciones a los problemas que se presenten durante la ejecución de la obra.

En cuanto al alcance se tiene el criterio para llevar a cabo el control de calidad en base a normas vigentes en nuestro país, para las actividades donde se requieren los ensayos pertinentes.

En el campo de la Ingeniería Civil se logra un aporte factible, realizando el rediseño del paquete estructural, con el objetivo de analizar los datos obtenidos en campo y compararlos con los datos que se asumieron para el cálculo realizado por el proyectista.

1.2 ANTECEDENTES

1.2.1 Antecedentes del trabajo dirigido

El trabajo dirigido es una de las modalidades insertada en el reglamento del Área de Ciencia y Tecnología de la Universidad Amazónica de Pando, para obtener el grado académico a nivel Licenciatura en la carrera correspondiente.

El Artículo 71 capítulo IX del Reglamento de Régimen Estudiantil de la Universidad Boliviana tiene el siguiente significado en torno al “trabajo dirigido” consiste en trabajos prácticos evaluados y supervisados en instituciones, empresas públicas, privadas y ONG’s, encargadas de proyectar o implementar obras para lo cual, y en base a un temario se proyecta, dirige o fiscaliza bajo la supervisión de un asesor o guía de institución o empresa, también otro campo es el de verificar las soluciones de problemas específicos, demostrando dominio amplio del tema y capacidad para resolverlos.

Al mismo tiempo el Artículo 10 del Reglamento de Modalidad de Graduación de la Carrera de Ingeniería Civil menciona: “solo se podrá realizar el Trabajo Dirigido en Entidades públicas, privadas o mixtas y ONG's que hayan suscrito convenios específicos con este propósito especial con la Universidad Amazónica de Pando y la Carrera de Ingeniería Civil, aceptando esta modalidad de profesionalización y asumiendo el compromiso de colaborar al postulante en el suministro de información relacionada con su área de investigación practica”

En fecha 26 de septiembre de 2017, previa a una defensa se realizó la aprobación del perfil de trabajo dirigido con el título: “Análisis, control y seguimiento del proyecto: Enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza”, dicho trabajo dirigido se desarrolló en la institución pública “Fondo Nacional de Inversión Productiva y Social” (F.P.S.), como parte de la empresa ejecutora del proyecto.

De acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Modalidad de Graduación de la carrera de Ingeniería Civil, se realizó el respectivo convenio suscrito entre la Universidad Amazónica de Pando (U.A.P.) y el Fondo Nacional de Inversión Productiva y Social (F.P.S.), que se presenta en Anexo A.

1.3 ANTECEDENTES DEL PROYECTO

1.3.1 Datos generales de la entidad publica

El Fondo Nacional de Inversión Productiva y Social, fue creado mediante D.S. N° 25984 del 16 de noviembre de 2000 sobre la estructura y patrimonio del Fondo de Inversión Social (F.I.S.), como una entidad de derecho público, de fomento y sin fines de lucro, descentralizada, con personería jurídica propia, autonomía administrativa técnica y social, con competencia de ámbito nacional, operaciones desconcentradas a nivel departamental y que actualmente se encuentra bajo tuición del Ministerio de Planificación del Desarrollo.

El principal objetivo de esta entidad es el de administrar los recursos que le fueran provistos por organismos de cooperación Internacional y el Tesoro General de la Nación para el cofinanciamiento de gastos de inversión de proyectos factibles que contribuyan al desarrollo socioeconómico de los municipios, los que, respondiendo a la demanda de la sociedad civil, sean concordantes con las políticas y estrategias nacionales de desarrollo.

1.3.2 Datos generales del proyecto

1.3.2.1 Ubicación del proyecto

El tramo vehicular: Maestranza – Terminal, se encuentra ubicado entre los barrios García Linera y San Carlos del Municipio de Cobija, Provincia Nicolás Suárez del Departamento de Pando, como se muestra en la figura 1.1.

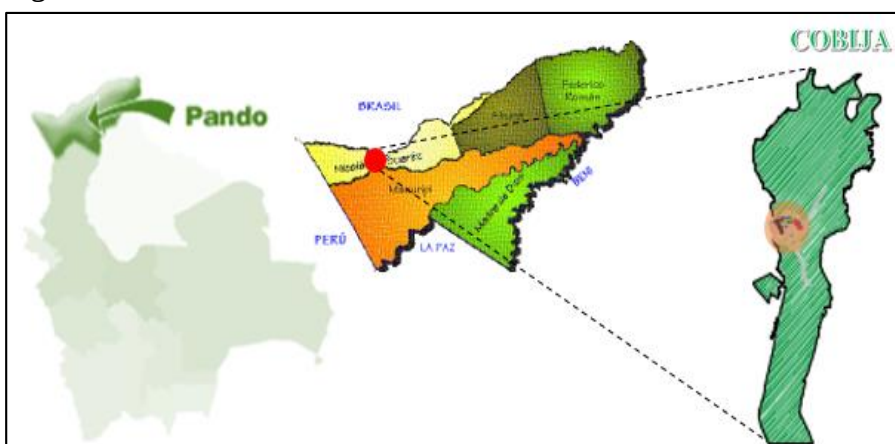


Figura 1.1 Ubicación del proyecto

Fuente: http://www.geocities.ws/bolivia/bolivia/dptos/mapa_pando.html

Las coordenadas geográficas que corresponden al inicio y final del tramo se exponen en la tabla 1.1, De la misma forma, se muestra la vista satelital correspondiente al tramo: Terminal – Maestranza en la figura 1.2.

Tabla 1.1 Coordenadas geográficas inicio y fin del tramo

Nombre	UTM		Grados decimales		Longitud	Grados, minutos y segundos	
	Este	Norte	Banda lat.	Latitud		Latitud	Longitud
FIN	524936	8777934	L	-11.055	-68.7717	11°3′17.859″S	68°46′18.113W
INICIO	524614	8778110	L	-11.0534	-68.7746	11°3′12.136″S	68°46′28.731W

Fuente: Resumen ejecutivo del proyecto “Enlosetado de vías Cobija Tramo: Terminal – Maestranza”, 2017



Figura 1.2 Vista satelital del tramo: Terminal – Maestranza

Fuente: Elaboración en base a Google Earth

Hasta el año 2010, con el crecimiento a lo largo de esta zona, la vía se encontraba solamente en su etapa de apertura, constituido por una superficie de tierra compactada con un porcentaje mínimo de material laterítico, los habitantes establecidos a lo largo de esta vía a diario enfrentaban los problemas, ambientales y de salud, por efectos de las partículas en suspensión en época seca, estancamiento de aguas en época de lluvia, etc., que se presentan en una vía sin pavimento, especialmente cuando contiene mayor porcentaje de material limoso, ante estas circunstancias existe una insatisfacción social especialmente las familias que a diario transitan por el lugar,

principalmente cuando llega la época de lluvia en algunos puntos del tramo llegaba a formarse charcos de agua, quedando en mal estado por el constante tránsito vehicular que a su vez originaba interrupciones momentáneas, imposibilitando el acceso a estos barrios, cabe recalcar que el producto de deterioro de la plataforma se debe a la poca intervención que tuvo esta vía para su mantenimiento.

Ante la gran demanda de los usuarios que transitan por el tramo, se logra concretar la consolidación de este tramo vehicular ante las autoridades, con el proyecto “Enlosetado de vías Cobija tramo: Maestranza – Terminal”, con una longitud de 2.030 metros y un ancho de vía de 8.5 metros.

El objetivo principal del proyecto consiste en la estrategia de Desarrollo Económico, puesto que este proyecto nace con el programa de “Infraestructura Urbana” que se ejecutan en los diferentes departamentos de Bolivia, la cual proyecta “generar empleo” a las familias de escasos recursos económicos, en calidad de mano de obra no calificada, y en el aspecto social, la importancia de incrementar infraestructura vial a fin de aportar con el desarrollo de la ciudad de Cobija.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.3.1 Identificación del problema

Contar con vías pavimentadas en ciudades que atraviesan por un crecimiento poblacional acelerado, es una necesidad constante, las demandas de vías que permitan un acceso cómodo y seguro de un lugar a otro es cada día más notable en sectores donde las condiciones de vida son escasas en cuanto a salud, problemas ambientales y económicos.

Actualmente el tramo vial que une los barrios García Linera y San Carlos se encuentra en mal estado y en época de lluvia genera interrupciones de tráfico por estancamiento de agua, lodo en la superficie de rodadura, imposibilitando el acceso vehicular, a raíz de esto, las familias que habitan en este sector muestran insatisfacciones por las condiciones en las que actualmente viven.

1.3.2 Formulación del problema

La construcción de calles y avenidas urbanas permite mejorar el aspecto urbanístico de la ciudad, por ende es necesario contar con calles y avenidas pavimentadas y sistemas de drenaje pluvial, que se adecuen al crecimiento demográfico como el que actualmente está atravesando nuestra ciudad,

es en tal sentido que se consolidó la ejecución del proyecto “Enlosetado de vías Cobija tramo: Maestranza – Terminal”, en el cual se efectuó el control y seguimiento con el fin de garantizar la viabilidad en base a datos correspondientes al proyecto, el cumplimiento de las actividades determinadas mediante la normativa vigente y su correcta ejecución.

1.4 OBJETIVOS

1.5.1 Objetivo general del trabajo dirigido

Desarrollar actividades técnicas de ingeniería, vinculados al proyecto “Enlosetado de vías Cobija tramo: Maestranza – Terminal”, resolviendo los problemas que se presenten durante la ejecución de la obra, implementando el rediseño del paquete estructural del pavimento articulado con datos obtenidos en campo.

1.5.2 Objetivos específicos

- ✓ Recabar documentos generales de consulta y control.
- ✓ Calcular los volúmenes de movimiento de tierra del tramo.
- ✓ Verificar los criterios básicos del control de calidad de suelos de las capas del paquete estructural según norma establecida.
- ✓ Detallar el proceso de construcción del sistema de drenaje del tramo indicado.
- ✓ Describir los criterios que se adopten para el control de calidad de hormigón para la elaboración de losetas.
- ✓ Elaborar planillas de avance de obra.
- ✓ Rediseñar el paquete estructural del pavimento articulado de una sección del tramo con los datos obtenidos en campo.

1.6 JUSTIFICACION

1.6.1 Justificación social

La ejecución del proyecto tendrá un impacto social positivo para los habitantes de los barrios García Linera y San Carlos y de la ciudad en particular ya que su ejecución permitirá por una parte la habilitación de nuevas áreas urbanas provocando una expansión demográfica aportando de esta manera con el crecimiento de la mancha urbana, los barrios beneficiados con la ejecución de este

proyecto gozaran además de los beneficios sociales que trae consigo la construcción del tramo permitiendo así mejorar su calidad de vida.

1.6.2 Justificación económica

Es importante mencionar que el proyecto enlosetado de vías tramo: Terminal - Maestranza, nace con la necesidad que tienen los barrios de contar con sus calles y avenidas pavimentadas y en buenas condiciones los 365 días del año además que a partir de la fecha de ejecución del proyecto se “generaran empleos” de manera directa e indirecta en diferentes ámbitos de la construcción.

1.6.3 Justificación técnica

La ejecución de este proyecto generará mejoras urbanísticas por otra parte las obras de drenaje permitirán el saneamiento ambiental de la ciudad, del mismo modo ayudará a canalizar el tráfico vehicular y permitirá una mejor conexión entre los barrios aledaños y por ende coadyuvarán al desarrollo de la ciudad de Cobija.

Entre otros beneficios que se propone con la ejecución de este proyecto por parte del Gobierno Autónomo Municipal de Cobija es la recuperación de los predios, su habilitación y destino a nuevas vías, áreas verdes y recreacionales, con la consecuente revalorización del área de influencia del proyecto.

CAPITULO II

DESCRIPCION Y EJECUCION DEL PROYECTO

2.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO

En fecha 18 de septiembre del 2017, se dio inicio al proyecto enlosetado de vías Cobija tramo “Terminal - Maestranza”, ejecutado por el Fondo Nacional de Inversión Productiva y Social (F.P.S - Pando), los datos generales de la obra se describen en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Datos generales de la obra

PROYECTO:	“ENLOSETADO DE VIAS COBIJA TRAMO: TERMINAL-MAESTRANZA”
CONTRATISTA:	FONDO DE INVERSION PRODUCTIVA Y SOCIAL F.P.S. -PANDO Representante Legal Ing. Sergio Condori Crispin
INICIO DE OBRA:	18 de septiembre de 2017
PLAZO DE EJECUCION:	250 DÍAS CALENDARIO
MONTO DE EJECUCION:	10.206.497,56 (Diez millones doscientos seis mil cuatrocientos noventa y siete con 56/100 bolivianos).
DIAS EJECUTADOS:	313 DIAS CALENDARIO
PARALIZACION:	66 DIAS CALENDARIO
FECHA DE ENTREGA:	5 de octubre de 2018

Fuente: Resumen ejecutivo del proyecto “Enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza”, 2017

2.1.2 Organigrama de ejecución del Proyecto

La estructura jerárquica encargada de la ejecución, control y seguimiento del proyecto “Enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza” se dispuso de la siguiente manera:

Gerente Departamental F.P.S. – Pando. – Es el profesional de mayor rango en la escala jerárquica, quien se encargó de coordinar la ejecución presupuestal de la obra, dirigir las funciones del equipo de profesionales involucrados en el proyecto, controlar la ejecución del proyecto cualitativa y cuantitativamente, para garantizar su cumplimiento.

Fiscal F.P.S.- La principal función del fiscal de la entidad ejecutora fue de verificar que todas las instancias participantes en el desarrollo del proyecto cumplan con los compromisos y convenios de acuerdo a lo acordado al inicio del proyecto, que la calidad de la obra sea controlada adecuadamente por el supervisor en relación con lo establecido en el contrato de obra y el pliego de especificaciones técnicas.

Fiscal G.A.M.C.- La fiscalización por parte del Gobierno Autónomo Municipal de Cobija (G.A.M.C.), fueron paralelos a las funciones del fiscal de la entidad ejecutora, siendo su principal objetivo garantizar la correcta utilización de los recursos destinados a los proyectos de inversión a fin de lograr el cumplimiento de los objetivos y metas previstos en los estudios de consultoría.

Supervisión. – Es el profesional encargado de liderar el proyecto de principio a fin, controlar la ejecución del proyecto dentro de los parámetros de calidad, precio, plazo y obligaciones establecidas, así como absolver las consultas del contratista.

Técnico Profesional 1. – Es el profesional que se encargó de realizar la ejecución de las actividades específicas de “movimiento de tierras” en coordinación con el residente de obra, su principal función fue de elaborar las planillas de avance de obra, contratos de mano de obra, maquinarias y materiales concernientes a las actividades de “movimiento de tierras y drenajes”.

Técnico Profesional 2. - Es el profesional que se encargó de realizar la ejecución de las actividades específicas de “obras de confinamiento” en coordinación con el residente de obra, su principal función fue de elaborar las planillas de avance de obra, contratos de mano de obra y materiales concernientes a las actividades de “obras de confinamiento”.

Técnico Profesional 3. - Es el profesional que se encargó de realizar la ejecución de las actividades específicas de “enlosetado” en coordinación con el residente de obra, su principal función fue de elaborar las planillas de avance de obra, contratos de mano de obra y materiales concernientes a las actividades de “enlosetado”.

Residente de Obra. - La función principal fue que el proyecto sea ejecutado eficientemente, de conformidad con las normas técnicas y de seguridad, según los planos, especificaciones y demás documentos del proyecto y las actividades de control tales como calidad, organización del personal, mediciones, elaboración de partes diarios de maquinaria.

El cargo de residente de obra fue asignado, por parte de la entidad ejecutora mediante el “supervisor designado” a mi persona, en calidad de estudiante egresado de la carrera de ingeniería civil.

Topógrafo. - Profesional calificado para realizar las labores de replanteo de diseño en campo, representar extensiones limitadas de la superficie del terreno, determinando puntos sobre el área del proyecto, mediante el uso de equipos topográficos.

Jefes de cuadrilla. - Es el personal calificado encargado de dirigir las actividades del personal a su cargo, coordina, planifica y gestiona directamente con el residente y supervisor de obra, el seguimiento a diario del avance de las actividades designadas y el aprovisionamiento de los materiales.

Integrantes de cuadrilla. - Son los grupos de trabajo que tienen la función de realizar las actividades designadas por el jefe de cuadrilla. Cabe resaltar que los integrantes de cuadrilla son parte del programa de infraestructura urbana que contribuye a la generación de empleo mediante proyectos de enlosetado, con el objetivo de reducir el desempleo en el país.

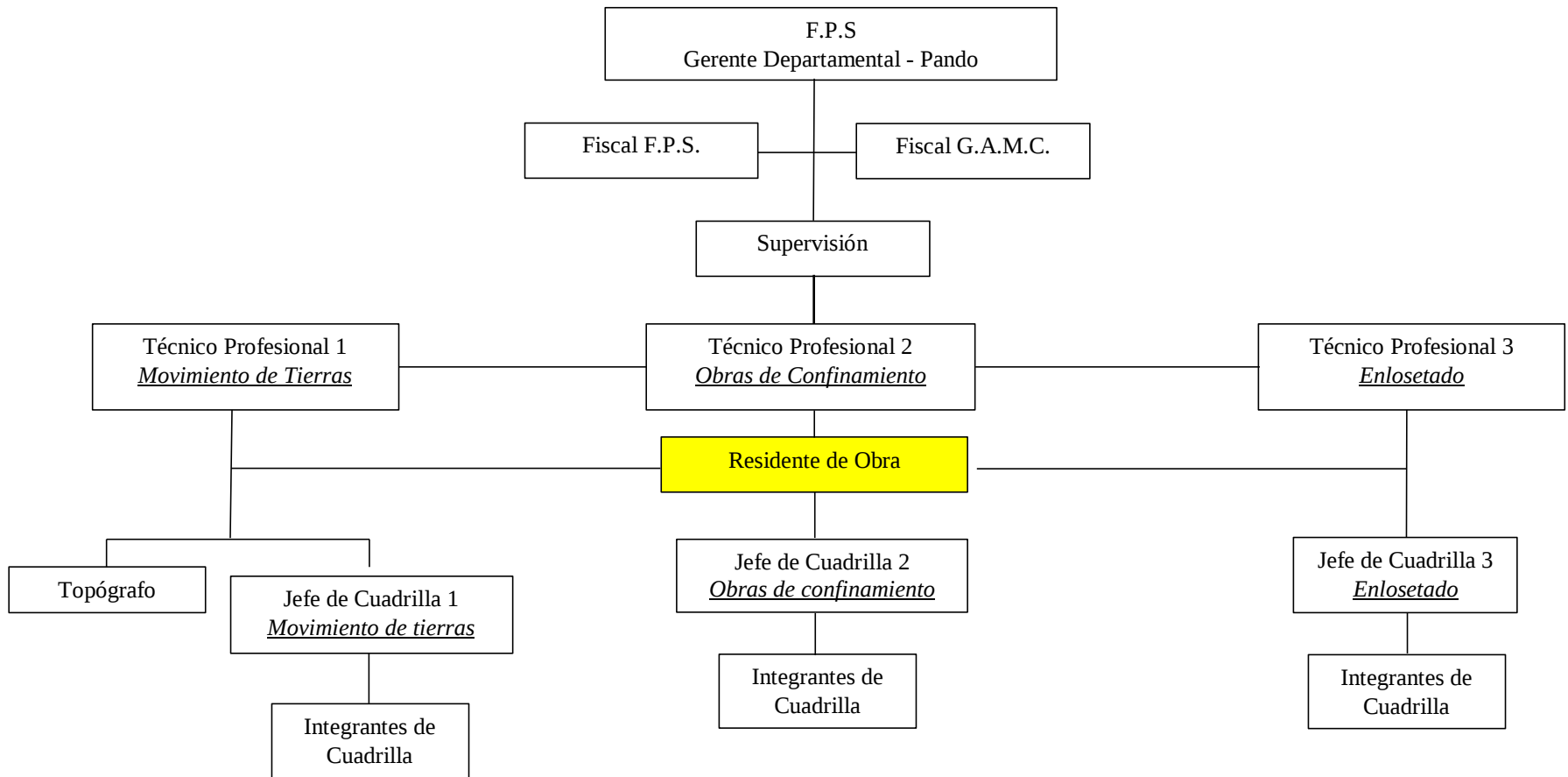


Figura 2.1 Organigrama de ejecución de proyecto

Fuente: Elaboración propia

2.2 MOVIMIENTO DE TIERRAS

Se denomina movimiento de tierras al conjunto de operaciones que se realizan en los terrenos naturales con el objetivo de modificar su forma mediante acciones mecánicas, comprende las excavaciones, corte, rellenos y eliminación de material excedente.

En cumplimiento a los objetivos y el convenio establecido, para el desarrollo del presente trabajo dirigido, en la etapa de ejecución del proyecto para el control de las actividades de “movimiento de tierras”, “obras de confinamiento” y “enlosetado”, las tareas asignadas por parte del “supervisor designado” a mi persona fueron las siguientes:

- ✓ Dirigir el avance de la obra según los planos y especificaciones técnicas del proyecto.
- ✓ Requerir oportunamente y en las cantidades necesarias, materiales, insumos y herramientas.
- ✓ Supervisar y controlar periódicamente la calidad de los materiales.
- ✓ Coordinar y supervisar los ensayos para el control de calidad.
- ✓ Realizar mensualmente las planillas de medición de obra ejecutada.
- ✓ Realizar el control de las horas maquinaria (Parte diario).
- ✓ Informar mensualmente el avance de la obra y notificar las observaciones que se presenten durante la ejecución de las actividades.

El control y seguimiento de la obra se realizó de acuerdo al análisis previo, de las especificaciones técnicas y planos del proyecto “Enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza”, conjuntamente con el “supervisor designado”. El cumplimiento de las tareas asignadas se expresa en los formularios (FORM-ACYT-021) expuestas en Anexo F.

2.2.1. Topografía

La topografía es la primera actividad de campo al inicio de una obra, es la encargada de ejecutar la marcación en el terreno de la estructura a construir.

Los trabajos de topografía se basaron en los datos de campo obtenidos y en la información complementaria de catastro y puntos de control para la nivelación Banco de Marca (B.M.),

adquiridos del instituto geográfico militar (I.G.M.). Como parte del trabajo el equipo multidisciplinario de consultor realizo recorridos a objeto de identificar puntos críticos de paso como ser: cruces de cauces, abras de cuencas y ejes de vía respecto a la línea municipal.

La tabla 2.2 muestra los puntos de control principal obtenidos del instituto geográfico militar (I.G.M.) para iniciar los trabajos de topografía.

Tabla 2.2 Puntos de control BM's

Banco de Marca (B.M.)	Coordenadas Este (X)	Coordenadas Norte (Y)	Elevación (Z)
G1-Principal	522210.540	8777468.410	228.247
G2-Principal	522274.386	8777505.830	229.527
G3-Auxiliar	522669.820	8777549.216	227.302
G4-Auxiliar	522871.439	8777552,524	237,008
G5-Auxiliar	522946.499	8777536.545	239.758
G6-Auxiliar	523153.240	8777433.987	250.052
G7-Auxiliar	523233.584	8777431.553	249.527
G8-Auxiliar	523283.577	8777291.343	249.380
G9-Auxiliar	523474.879	8777163.343	254.586

Fuente: Elaboración en base a Datos Topográficos

La ubicación de los puntos detallados en la tabla 2.2 se señalan en la figura 2.2.



Figura 2.2 Monografía de BM's
Fuente: Elaboración en base a Google Earth

Los trabajos de topografía, fueron realizados según la siguiente planificación:

✓ *Visitas Técnicas*

Recorrido detallado de la zona del proyecto para la identificación de los posibles obstáculos que impidan el desarrollo del proyecto, analizar la línea nivel municipal y ejes del proyecto.

✓ *Levantamiento topográfico*

Consistió en la obtención de los puntos que constituyen la línea poligonal base. Los equipos y aparatos utilizados fueron: Estación Posicionaria R.T.K, estación total Leica TC406.

✓ *Trabajo de gabinete*

Transferencia de la información contenida en las tarjetas de memoria de equipos utilizados para realizar las planillas topográficas y el diseño geométrico y perfil longitudinal del proyecto. (Ver anexo B.1)

✓ *Replanteo del diseño geométrico del proyecto*

Consistió en el estaqueado de los ejes del diseño, testigos izquierdo y derechos en campo.

✓ *Nivelación del estaqueado replanteado de ejes testigos izquierdos y derechos*

En todas las capas del paquete estructural se asignó las alturas respectivas respecto a los B.M principales, el equipo utilizado para la nivelación fue el nivel de ingeniero.

2.2.2. Volúmenes de movimiento de tierra

Para realizar la evaluación de un terreno, se encuentra con dos tipos de perfiles de suelo: Longitudinal y transversal

✓ *Perfil Longitudinal*

Se llama perfil longitudinal a la intersección del terreno con un plano vertical que contiene el eje longitudinal y que sirve para representar la forma altimétrica del terreno. Los puntos del terreno por levantar quedan definidos durante el estacado del eje del proyecto.

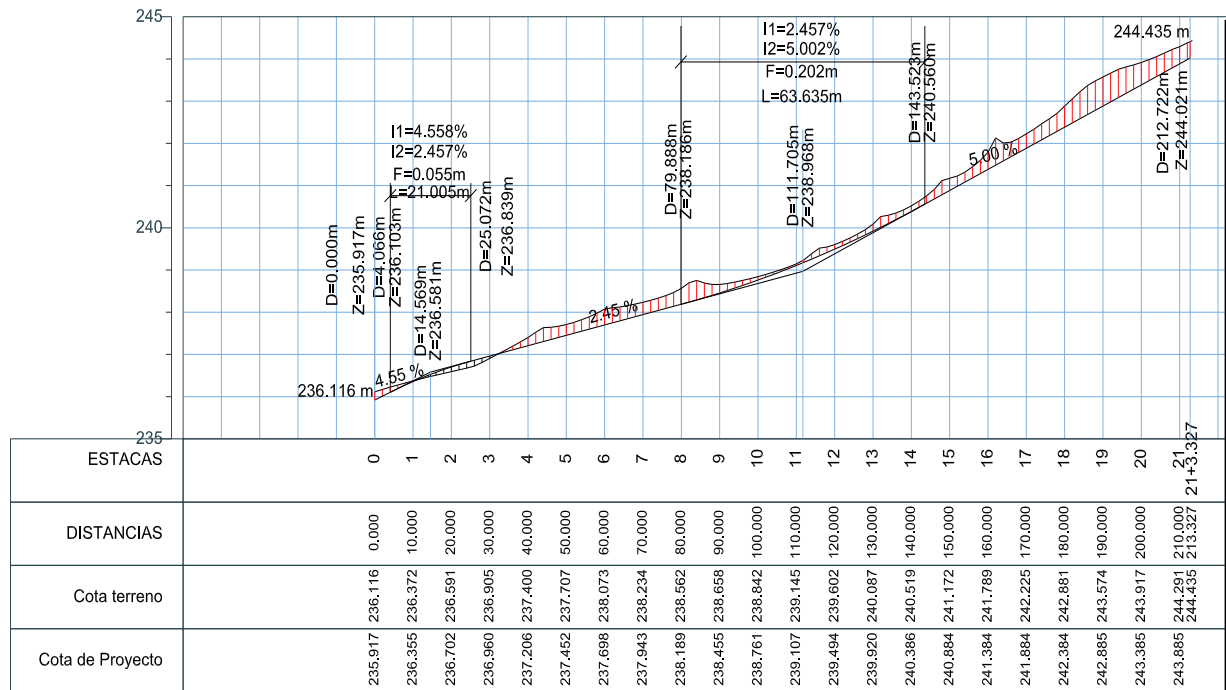


Figura 2.3 Perfil longitudinal Prog. K1+260 – K1+480

Fuente: Planos de diseño del proyecto “Enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza”, 2017

✓ Perfil Transversal

El perfil transversal es la intersección del terreno con un plano vertical perpendicular al eje longitudinal y nos sirve para tomar la forma altimétrica del terreno a lo largo de una franja de nivelación. En cada punto de pendiente del terreno (respecto al perfil longitudinal) debe efectuarse un perfil transversal, normalmente suelen tomarse varios perfiles a lo largo del eje, con un intervalo de separación constante de 10, 20, 25, 30 metros correlativamente, y que viene condicionado por las características topográficas del terreno.

Terraplén o Relleno. - Es toda porción de terreno que en un perfil se encuentra por encima del diagrama de masas como se muestra en la figura 2.4. Generalmente llamamos rellenos, a la tierra que se coloca y compacta sobre la superficie del terreno para levantar un nivel y formar un plano de apoyo adecuado para conformar el paquete estructural, pero técnicamente se nombra como terraplenes.

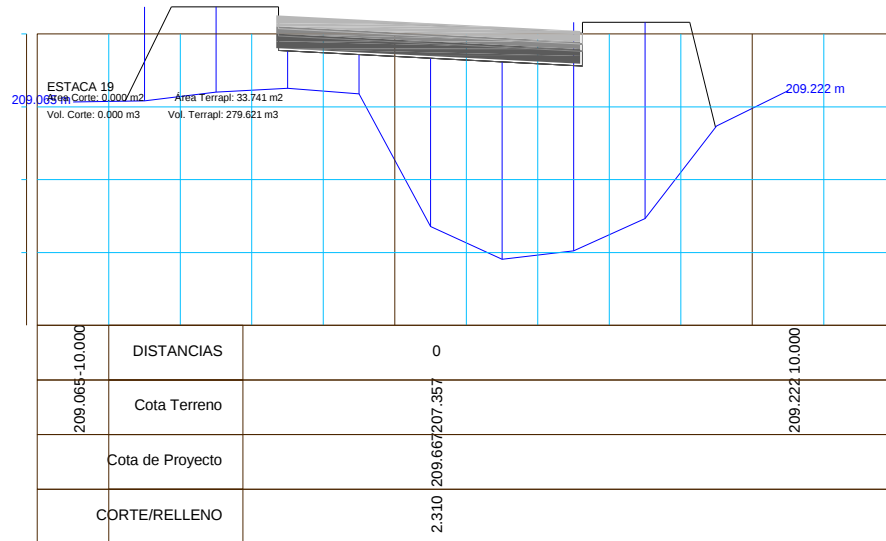


Figura 2.4 Sección transversal Prog. 0+790 (terraplén)

Fuente: Planos de diseño del proyecto “Enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza”, 2017

Desmante o Corte. - Es toda proporción que se encuentre por debajo del diagrama de masas como se muestra en la figura 2.5. Se denomina desmante o corte a la excavación de tierra que se realiza en un determinado entorno con el fin de rebajar la rasante del terreno, reduciendo así su cota y logrando formar una superficie de apoyo adecuado para conformar sobre esta la capa estructural del pavimento.

El material de corte es un material que se excavo dentro de los límites de construcción que dependiendo de su tipo, calidad y cantidad se puede catalogar como material no clasificado, su utilización debe estar con las condiciones requeridas para su uso específico en la conformación de terraplenes.

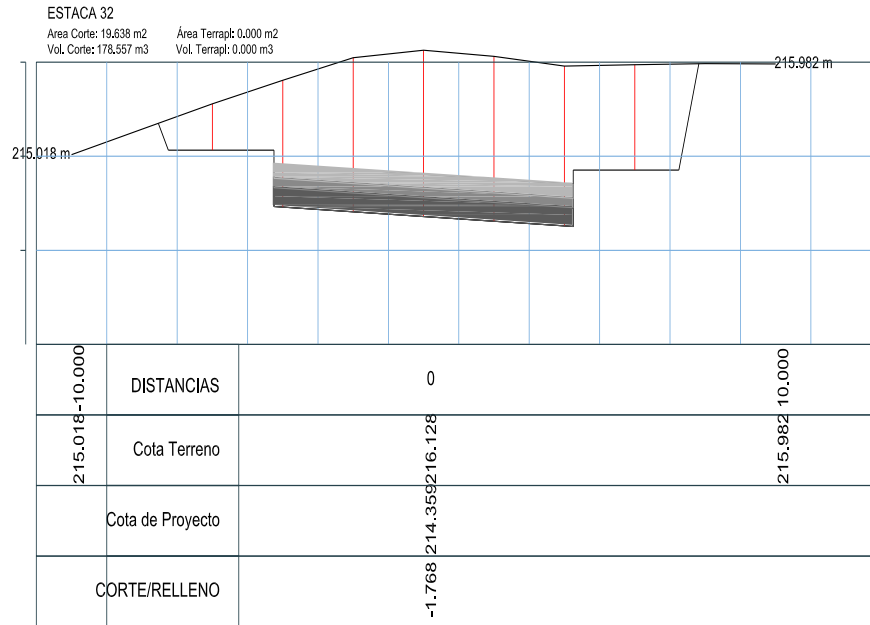


Figura 2.5 Sección transversal Prog. 0+920 (corte)

Fuente: Planos de diseño del proyecto

2.2.2.1 Método de las Secciones para cálculo de volúmenes de movimiento de tierras

Para determinar el volumen de movimiento de tierras, se toman en cuenta principalmente los perfiles transversales.

Este método simplificado, pero clasificado entre los exactos, es el más empleado a nivel mundial por asegurar adecuada precisión y simplicidad en los cálculos de los volúmenes de movimiento de tierra de los terraplenes, en el mismo se presentan dos casos básicos:

- Cuando se presentan dos secciones transversales consecutivas (ambas en excavación o ambas en relleno o terraplén).
- Cuando una sección está en excavación y la otra sección consecutiva en relleno o terraplén, es decir, se está en presencia de una sección mixta.

En la figura 2.6, se presentan las fórmulas que se utilizan para calcular los volúmenes de movimiento de acuerdo al perfil transversal.

Perfil transversal 1 	Volumen de tierras entre dos perfiles de desmonte: $Vd = \frac{D_1 + D_2}{2} \cdot d$
Perfil transversal 2 	Volumen de tierras entre un perfil de desmonte y uno de terraplén: $Vd = \frac{D_2^2}{D_2 + T_3} \cdot \frac{d}{2} ; Vt = \frac{T_3^2}{D_2 + T_3} \cdot \frac{d}{2}$
Perfil transversal 3 	Volumen de tierras entre dos perfiles de terraplén: $Vt = \frac{T_3 + T_4}{2} \cdot d$
Perfil transversal 4 	

Figura 2.6 Fórmulas para el cálculo de volúmenes

Fuente: S. Navarro, 2010

Prácticamente todos los suelos, al ser excavados para efectuar su explanación, sufren un cierto aumento de su volumen, este incremento de volumen, expresado en porcentaje del volumen in situ, se llama esponjamiento y a la disminución de volumen expresado en porcentaje del volumen in situ se llama contracción.

✓ Esponjamiento

Para la cubicación del material de excavación, se considera su volumen antes de ser excavado (en banco); en ningún caso debe ser tenido en cuenta el volumen transportado de las tierras, que es mayor debido precisamente al esponjamiento referido. Este factor permite determinar el volumen de material suelto a partir del volumen extraído de su estado natural (banco) y varía de acuerdo a las características geológicas del material. Varios autores han establecido valores aproximados de este factor, de acuerdo al tipo de suelo a excavar.

✓ Contracción

La contracción es un fenómeno inverso al esponjamiento, que ocurre al compactar el material en estado suelto para la conformación del relleno lo cual conlleva a una reducción de vacíos, aumenta la cohesión de partículas y hace el material más denso. El material compactado debe cumplir con

un grado de compactación mínimo señaladas en el pliego de especificadores técnicas. Los coeficientes de esponjamiento y contracción se detallan a continuación:

Tabla 2.3 Coeficientes de esponjamiento y contracción

Material	Esponjamiento	Contracción
Arena y grava limpia	1.07 a 1.15	0.93 a 0.87
Tierra y grava limpia	1.09 a 1.18	0.92 a 0.84
Capa Vegetal	1.11 a 1.20	0.90 a 0.84
Tierra común	1.20	0.84
Marga arenosa	1.18	0.93
Marga arcillosa	1.25	0.80
Tierra margosa	1.20	0.84
Lodo	1.24 a 1.35	0.81 a 0.74
Arcilla con arena y grava	1.30 a 1.450	0.77 a 0.69
Arcilla blanda y friable densa	1.35 a 1.55	0.74 a 0.75
Arcilla dura tenaz	1.42 a 1.50	0.70 a 0.67
Arcila dura con piedras y raíces	1.62	0.62
Roca friable blanda	1.50 a 0.75	0.67 a 0.68
Roca dura muy partida	1.58	0.65
Roca partida en grandes trozos	1.98	0.50
Caliche	1.20	0.924

Fuente: H. Morales S., 2006

De acuerdo a los perfiles transversales (Ver Anexo B.3), se realizó el cálculo de los volúmenes de corte y terraplén mediante planillas Excel que se muestran en (Anexo C), obteniendo un volumen total de Corte y Terraplén, que se muestra en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Volúmenes de Corte y relleno

Progresiva	Volumen de corte (m3)	Volumen de terraplén (m3)
0+000 – 0+600	1482.40	1787.12
0+600 – 1+260	4782.61	3620.11
1+260 – 1+470	546.03	377.64
1+470 – 2+032	1915.94	1102.60
TOTALES	8726.98	6887.47

Fuente: Elaborado en base a planillas de volúmenes de movimiento de tierras

2.2.3 Movimiento de tierra con equipo pesado

Son las actividades que se realiza con los terrenos naturales para la construcción de la vía, de forma que se alcance las cotas establecidas por el diseño, el movimiento de tierras incluye las actividades de:

- ✓ Cortes
- ✓ Excavaciones
- ✓ Rellenos
- ✓ Transporte y carguío de material
- ✓ Perfilado y Nivelado
- ✓ Compactación

Para la ejecución de este proyecto en cuanto a los trabajos de movimiento de tierra, se utilizaron las siguientes maquinarias pesadas:

- ✓ Tractor sobre oruga (New Holland D170)
- ✓ Cargador frontal (New Holland 12D)
- ✓ Volqueta1 (JAC 8m3)
- ✓ Volqueta 2 (Volvo 12m3)
- ✓ Retroexcavadora (JCB 214S)

- ✓ Excavadora sobre oruga (Komatsu PC200)
- ✓ Motoniveladora (New Holland RG200B)
- ✓ Camión cisterna (Mercedez Benz 20.000L.)
- ✓ Compactador rodillo liso (Dinapac)
- ✓ Compactador rodillo pata de cabra (Dinapac)

2.2.3.1 Tractor sobre oruga

Son máquinas que transforman la potencia del motor en energía de tracción, para excavar., empujar o jalar cargas, desarrollan una mayor potencia a menor velocidad. Además, tienen la ventaja de trabajar en condiciones adversas, sobre terrenos accidentados o poco resistentes, en lugares donde no existen caminos, ya que es capaz de abrir su propia senda, puede transitar por laderas escarpadas y con fuertes pendientes.

Los tractores bulldozer tienen la hoja topadora fija, perpendicular a su eje longitudinal, trabajan en línea recta solo tienen movimiento vertical (ver figura 2.7). La hoja puede inclinarse girando sobre el eje horizontal, su uso es más productivo y económico en el empuje de materiales producto de excavaciones o para excavaciones y rellenos en línea recta.

Generalmente forma parte del primer contingente de máquinas que inician una obra, ya sea abriendo sendas, efectuando la limpieza y desbosque del terreno o realizando las tareas de excavación.



Figura 2.7 Tractor sobre orugas New Holland D170

Fuente: Elaboración Propia

2.2.3.2 Cargador frontal

El cargador frontal es un equipo tractor, montado en orugas o en ruedas, que tiene un cucharón de gran tamaño en su extremo frontal (ver figura 2.8). Son equipos de carga, acarreo y eventualmente excavación en el caso de acarreo solo se recomienda realizarlo en distancias cortas.



Figura 2.8 Cargador Frontal New Holland 12D

Fuente: Elaboración Propia

2.2.3.3 Volquetas

Este vehículo está especializado en el transporte de materiales a distancias mayores dentro de la obra, la caja esta reforzada mediante costillas para evitar deformaciones en ella y su forma permite transportar la carga de forma segura, evitando derrames y bajando considerablemente su centro de gravedad del vehículo (ver figura 2.9).

Las descargas pueden hacerse de forma rápida y segura. La capacidad más habitual de la caja es de 7-25m³. La forma de operar como lo descrito anteriormente es junto a la pala cargadora.

La descarga puede efectuarse en montones, al hacer un acopio, o a baja velocidad, para extender los materiales en un terraplenado.

Este vehículo se utilizó también para el traslado de material del banco de préstamo (para la conformación de capa sub-base), que se encontraba a 3.32 kilómetros del lugar del proyecto.



*Figura 2.9 Volqueta Volvo (Cap. 25m³)
: Elaboración propia*

2.2.3.4. Retroexcavadora

Esta máquina posee en su parte delantera un brazo hidráulico provisto de un cucharón con una capacidad comprendida entre 0.4 y 1.3m³. la elección de la cuchara dependerá principalmente del tamaño de las obras de fábrica a instalar. Además, tiene la capacidad de rotar sobre sí misma, incrementando de forma notable su rendimiento. Puede estar dotada de ruedas o de cadena para desplazarse, su uso principal es la excavación de zanjas, pero también es posible utilizarla para la conformación de taludes.



*Figura 2.10 Retroexcavadora JCB 214S
Fuente: Elaboración propia*

2.2.3.5 Excavadora sobre orugas

Son máquinas que se fabrican para ejecutar excavaciones en diferentes tipos de suelos, siempre que estos no tengan un contenido elevado de rocas, se utilizan para excavación contra frentes de

ataque, para el movimiento de tierras, la apertura de zanjas, la excavación para fundaciones de estructuras, demoliciones, excavaciones de bancos de agregados, en el montaje de tuberías de alcantarillas.

La excavadora es una maquina dotada de una tornamesa que le permite girar horizontalmente hasta un ángulo de 360° (ver figura 2.11), realiza la excavación haciendo girar el cucharón hacia atrás y hacia arriba en un plano vertical, y en cada operación la pluma sube y baja. Para obtener un mayor rendimiento las alturas de corte deben ser superiores a 1.50 metros. La altura de excavación depende de la capacidad del cucharón y la longitud de la pluma.



Figura 2.11 Excavadora sobre orugas Komatsu PC200

Fuente: Elaboración propia

2.2.3.6. Motoniveladora

Es la maquina encargada de eliminar las pequeñas irregularidades que presenta el terreno. También se utiliza para extender pequeños volúmenes, para la creación de las cunetas y para el refino de taludes.

El funcionamiento de una motoniveladora se basa en la aplicación de una hoja vertedera de empuje o extendido, montada sobre un bastidor de acero (tornamesa) con capacidad de realizar giros tanto sobre su eje vertical como sobre su eje horizontal, confiriéndole a dicha hoja la posibilidad de desplazar materiales mediante deslizamiento o rodadura de estos a lo largo de ella (ver figura 2.12).

Generalmente el escarificador frontal que puede acomodarse en la parte delantera o trasera del equipo, se utiliza para aflojar el suelo cuando el material a ser cortado se presenta muy duro.

Las motoniveladoras son máquinas construidas especialmente para realizar trabajos de mezclado, conformación y afinado, entre los cuales se pueden citar los siguientes:

- ✓ Conformación y nivelación de plataformas y de terraplenes.
- ✓ Mezclado, revoltura y extendido de materiales.
- ✓ Extendido de ripio y de mezclas asfálticas.
- ✓ Reperfilado y afinado del movimiento de tierras.
- ✓ Apertura y limpieza de cunetas de drenaje superficial.
- ✓ Remoción y desbroce de vegetación.
- ✓ Conformación y mantenimiento de taludes de corte.
- ✓ Regularización de capas que serán compactadas en los terraplenes.
- ✓ Mantenimiento de caminos en general.



Figura 2.12 Motoniveladora New Holland RG200B

Fuente: Elaboración Propia

2.2.3.7. Camión cisterna

Son tanques de agua cilíndricos, montados sobre chasis de camión, que se utilizan para el regado de terraplenes (ver figura 2.13), con el fin de conseguir la humedad óptima especificada para una obra y facilitar el trabajo de compactación. Los tanques de acuerdo a la potencia del motor y el número de ejes del camión, pueden tener una capacidad que varía entre 2.000 a 30.000 L.

Están equipados con un regador horizontal en la parte trasera y debajo del tanque, el sistema de vaciado del agua puede ser por gravedad o a presión, en cuyo caso estará equipado con una bomba de agua, comparativamente el vaciado a presión ofrece mayores ventajas como ser la distribución uniforme que se requiere para conseguir una humedad óptima.



Figura 2.13 Camión cisterna Mercedes Benz (Cap. 20.000L.)

Fuente: Elaboración Propia

2.2.3.8. Compactador rodillo liso

El rodillo liso vibratorio es un rodillo liso provisto de un movimiento excéntrico en el interior del cilindro que le proporciona un movimiento vibratorio (ver figura 2.14). Pueden usarse para la compactación de suelos granulares con tamaños de partículas que van desde grandes fracciones rocosas hasta arena fina. También se usan para las operaciones de acabado o sellado de capas, pero con la vibración desconectada. En algunos casos se puede incluso hacer vibrar uno de los rodillos dejando el otro estático para sellar la capa.

En este proyecto se utilizó el rodillo liso monocilíndrico, este tipo de maquina es autopropulsada para compactar capas de tierra que se caracteriza por estar compuesto por un cilindro metálico vibratorio liso (con o sin tracción) que actuara como elemento de compactación y de dos neumáticos traseros de tracción.



Figura 2.14 Compactador rodillo liso Dinapac

Fuente: Elaboración propia

2.2.3.9. Compactador rodillo pata de cabra

Los rodillos lisos pata de cabra son máquinas remolcadas por tractores de pequeños o mediana potencia (ver figura 2.15), que pueden ser normales o vibrantes y que se utilizan para la compactación de terrenos con excepción de arenas, graves y piedra partida. Disponen de depósitos para lastre, que pueden estar vacíos o llenos de agua o arena, lo que permite la presión que transmiten al terreno.

Estos rodillos se presentan frecuentemente para trabajar adosados a un tractor de oruga que lo impulsa. El rodillo pata de cabra es apropiado para compactar todos los materiales de grano fino, especialmente cuando el I.P. es muy grande. mayor a 18% hasta 50%. generalmente estos suelos plásticos con un alto contenido de arcilla o arenosos.



Figura 2.15 Compactador rodillo pata de cabra Dinapac

Fuente: Elaboración propia

2.2.4 Proceso Constructivo

Previamente al inicio del trabajo de movimiento de tierra con maquinaria pesada se lleva a cabo el replanteo cada 10 metros, tanto en el eje izquierdo como en el eje derecho de la vía, mediante estacas de distintas longitudes, para indicar las progresivas se fabricaron estacas de 60 centímetros de longitud, para la conformación de capa sub-base estacas de 30 centímetros separadas a 10.50 metros de ancho de la vía, para la conformación de capa base estacas de 20 centímetros, separadas a 9.50 metros de ancho de la vía y por ultimo estacas de 10 centímetros para la corrección de niveles y bombeo. Cabe indicar que las estacas se colocan en ambos ejes de la vía tanto izquierdo como derecho para indicar el corte y/o relleno, las cuales se deben colocar antes de iniciar la conformación de cada capa habiendo verificado debidamente las cotas correspondientes.

El movimiento de tierras consiste principalmente en dos operaciones:

El desmonte, consiste en la extracción de un volumen de tierras del terreno original, de acuerdo a las características contempladas en los planos en planta, en el perfil longitudinal y en los perfiles transversales ese volumen, si es apto, se destinará a la construcción de los terraplenes.

En la ejecución de este proyecto, el material extraído del terreno original se utilizó en su mayoría para el relleno de taludes en accesos donde requerían material para estabilizar el terreno.

El terraplenado, consiste en la distribución en la zona de explanación de los materiales excavados para luego ser compactados hasta obtener la densidad y consistencia requerida para comportarse como base de soporte firme (ver figura 2.16).



Figura 2.16 Corte y terraplenado

Fuente: Elaboración propia

2.2.4.1 Perfilado relleno y compactado con material seleccionado

✓ Conformación de sub-rasante

La subrasante es la superficie que soporta la estructura de pavimento, está compuesta por terreno natural, aunque en ocasiones es necesario mejorar las características del terreno para lo cual se requiere un proceso de mejoramiento.

Antes de iniciar el corte para la conformación de la subrasante se verifico, marco y profundizo la red de servicio público (agua), que se encontraron dentro del lugar del proyecto como se puede observar en la figura 2.17, en algunas ocasiones accidentales, se llegaron a dañar, lo que causo ciertos retrasos en la ejecución del proyecto. Los suelos inestables que se hallaron en el área del proyecto, se retiraron y compensaron con material adecuado para la conformación de subrasante. Se debe tener en cuenta que la calidad de este depende, en gran parte, el espesor que debe tener un pavimento.



Figura 2.17 Profundización de red de agua

Fuente: Elaboración propia

Una vez terminada la operación que realizo el tractor sobre oruga, la plataforma presentó una superficie prácticamente llana, pero con presencia de montículos y huecos. El material para conformar la subrasante fue el encontrado en el lugar. La superficie descubierta se escarificó, en sus primeros 15 cm., los cuales se mezclaron y humedecieron con el objeto de uniformizarlos como se observa en la figura 2.18, para luego compactar, nivelar y perfilar de modo que la plataforma de la subrasante no presente irregularidades.

La maquinaria que realizó esta operación generalmente es la motoniveladora y de la compactación se encargó el compactador rodillo pata de cabra y rodillo liso.



Figura 2.18 Escarificado del terreno natural

Fuente: Elaboración propia

El ancho de vía en la cual se trabajó para la conformación de la subrasante fue de 10.50 metros; es decir, los testigos (estacas) se colocaron a 1 metro tanto del eje izquierdo como del eje derecho de la vía, este trabajo se realizó conjuntamente con el topógrafo. El terreno donde se requirió volúmenes de corte elevados, para llegar a las cotas descritas en los datos topográficos (Anexo C), se realizó con la ayuda de un cargador frontal y volquetas para el traslado del material de corte como se observa en la figura 2.19.



Figura 2.19 Transporte de material de corte

Fuente: Elaboración propia

En las progresivas K0+750 a K0+900, se construyó terraplenes para conformar la subrasante, para efectuar este trabajo, es necesario compactar con compactador rodillo liso y pata de cabra en capas

de 15 a 20 cm, hasta llegar a la cota correspondiente, como se procedió en este caso.

2.2.4.2 Provisión y colocado de capa sub-base con material seleccionado

La capa sub-base es la capa estructural del pavimento destinada principalmente a transmitir y distribuir uniformemente las cargas aplicadas en la superficie de rodadura del pavimento, y son transmitidas a la subrasante. Para esta capa se utilizaron agregados provenientes de bancos de explotación que cumplieron con las especificaciones técnicas para la conformación de la capa sub-base, los cuales fueron colocados sobre la superficie de la subrasante.

El material que se utilizó para la conformación de la capa sub-base se transportó del banco de explotación (Mejillones), las características de este tipo de suelo se describen en Capítulo III.

Al tratarse de un proyecto de inversión pública, la contraparte fue ejecutada por el Gobierno autónomo municipal de Cobija (G.A.M.C.), que se encargó de proveer el material para la conformación de la capa sub-base, para el transporte del material del banco de explotación se utilizaron volquetas con capacidad de 12 y 25 m³, este material se acopio sobre la superficie de la subrasante a separaciones adecuadas según el ancho, el espesor compacto y la longitud de conformación.

La motoniveladora se encargó de distribuir el material sobre la superficie y mezclar hasta que el material resultó homogéneo y con la granulometría exigida. El procedimiento que realizó la maquinaria según su función, para la conformación de la capa sub-base se detalla en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Proceso constructivo de la capa sub-base

Nº	Actividad	Función	Maquinaria
1	Acopio	1 día	Volquetas
2	Extendido	3 Pasadas Dobles	Motoniveladora
3	Procesado	33 pasadas dobles	Motoniveladora
4	Procesado	20.000 litros	Camión Cisterna
5	Sellado	1 Pasada Simple	Compactador rodillo liso
6	Nivelado	12 Pasadas Dobles	Motoniveladora
7	Perfilado	6 Pasadas Dobles	Motoniveladora
8	Compactado	4 ciclos 4 dobles	Compactador rodillo liso

Fuente: Elaboración propia

1. Acopio

El material seleccionado se acopi6 en camellones (ver figura 2.20), a distancias separadas que dependieron del espesor, ancho, longitud, factor de esponjamiento y la capacidad de la volqueta; en este caso para un espesor de 0.20 metros, ancho de 9.50 metros, longitud de 100 metros, el factor de esponjamiento para suelo arena arcillosas es de 1.3 y la capacidad de volqueta de 12 m³, entonces la separaci6n fue de 5 metros a lo largo de la v6a.



Figura 2.20 Acopio de material sobre la subrasante

Fuente: Elaboraci6n propia

2. Extendido

La distribuci6n del material se realiz6 por medio de la motoniveladora de tal manera que form6 una capa suelta de mayor espesor que el que debe tener la capa compactada, para luego ser procesada; antes de realizar el extendido, el material fue pre humedecida como se muestra en la figura 2.21, para ayudar a lograr una mezcla homog6nea durante el procesado.



Figura 2.21 Regado y extendido de material

Fuente: Elaboraci6n propia

3. *Procesado*

El procesado consiste en el mezclado y batido del material con el agua hasta obtener la humedad óptima, en el espesor necesario para luego ser compactada, en esta actividad la motoniveladora realiza 33 pasadas dobles equivalentes a aproximadamente 1 hora y 30 minutos, alternando respectivamente con el regado que realiza el camión cisterna, que para la longitud establecida y el tipo de material que se utilizó la cantidad de agua llega a los 20.000 litros hasta alcanzar su humedad óptima (ver figura 2.22).



Figura 2.22 Procesado de material para capa sub-base

Fuente: Elaboración propia

4. *Sellado*

El sellado consistió en una pasada simple que realizó el compactador rodillo liso sin vibración con el fin de realizar la verificación de los niveles, que no deberían variar a más de 2 cm para el compactado final, (ver figura 2.23).



Figura 2.23 Sellado de la capa sub-base

Fuente: Elaboración propia

5. Nivelado

Este proceso fue realizado por medio de la motoniveladora con el fin de adaptar el terminado de la plataforma a la sección transversal del proyecto (ver figura 2.24), las cuales se encuentran indicadas en los testigos (estacas), durante el nivelado se verificó que la capa llegue a 2 centímetros sobre el nivel colocado para finalmente dar el compactado final.



Figura 2.24 Nivelado de la capa sub-base

Fuente: Elaboración propia

6. Compactado

La compactación final se realizó por medio del compactador rodillo liso (ver figura 2.25), para la conformación de capa sub-base, la operación que efectuó esta maquinaria es de la siguiente manera: 4 ciclos, 4 dobles; el ciclo se refiere a las pasadas que se le da en todo el ancho de la vía, es decir; para cumplir un ciclo el rodillo liso según la longitud de su cilindro (2.130 metros), debe pasar 5 veces en todo en ancho de la vía para cubrir un ancho de 10.50 metros, cada franja que cubrió el rodillo fue doble (ida y vuelta).

Cabe mencionar que las longitudes de conformación de cada capa variaron de entre 100 metros a 170 metros, según las condiciones (Clima, cantidad de material) que se presentaron.



Figura 2.25 Compactación final de la capa sub-base

Fuente: Elaboración propia

2.2.4.3 Provisión y colocado de capa base con material clasificado

Las mezclas de suelo tratado con cemento tienen diferentes comportamientos según el tipo de suelo que se llegue a utilizar, el suelo utilizado en este caso para la capa base se describe en capítulo III, las cuales fueron aprobados previamente por el supervisor, mencionando que el material obtenido para la conformación de la capa sub-base y base se adquirió de los bancos de explotación.

Las descripciones para la ejecución de capas de suelo – cemento presentan los cuidados especiales que deben ser seguidos para garantía de que sea obtenido un producto acabado resistente y durable, los principales factores que intervienen para obtener los resultados requeridos dependen principalmente de la cantidad de cemento, cantidad de agua y el peso específico seco aparente a ser alcanzado después de la compactación.

Los métodos de ensayo que se hicieron se basan en las normas de dosificación, su elaboración fue fundamentada en la norma de la American Society for Testing Materials (ASTM) y de la American Association of State Highway and Transportation (AASHTO).

Las actividades que se realizaron para la conformación de la capa base suelo – cemento, se procedió siguiendo la secuencia de la tabla 2.6, cada actividad descritas posteriormente.

Tabla 2.6 Proceso constructivo de la capa base

Nº	Actividad	Función	Maquinaria
1	Acopio	1 día	Volquetas
2	Procesado	33 Pasadas Dobles	Motoniveladora
		Regado (10.000 L. Aprox.)	Camión Cisterna
3	Acoronado	5 Pasadas dobles	Motoniveladora
4	Distribución de cemento	2 filas cada metro	Camión Cisterna Manual
5	Mezclado	33 pasadas dobles	Motoniveladora (escarificado)
		Regado (10.000 L. Aprox.)	Camión Cisterna
6	Sellado	5 Pasadas simples	Compactador Rodillo Liso
7	Nivelado	12 Pasadas Dobles	Motoniveladora
8	Perfilado	8 - 10 Pasadas Dobles	Motoniveladora
9	Compactado	3 ciclos 4 dobles (2horas)	Compactador rodillo liso
10	Curado	Regado (10.000 L. Aprox.)	Camión Cisterna

Fuente: Elaboración propia

1. Acopio

Para la conformación de la capa base, se procedió de igual manera como para la capa sub-base, se acopió sobre la sub-base previamente compactada y nivelada, a distancias separadas según el espesor de la capa, ancho de trabajo, longitud de conformación, factor de esponjamiento y la capacidad de carga de las volquetas (ver figura 2.26).



Figura 2.26 Acopio de material para capa base

Fuente: Elaboración propia

2. Procesado

El procesado consistió en el pre humedecimiento y batido del material antes del mezclado del suelo

– cemento como se observa en la figura 2.27, esto con el fin de garantizar la homogeneidad del material, la aplicación del agua en esta etapa de construcción ahorra tiempo, ya que gran parte del agua ha sido incorporada al suelo antes de la adición del cemento. El pre humedecimiento previo facilita la adherencia del cemento a las partículas de suelo sin embargo no debe pasar a más del 40% de la humedad óptima determinado por medio del ensayo de Proctor modificado.



Figura 2.27 Procesado de material para capa base

Fuente: Elaboración propia

3. Acoronado

El Acoronado consistió en trasladar el material procesado a uno de los lados de la vía formando un montículo longitudinal de material como se observa en la figura 2.28, con el fin de distribuir las bolsas de cemento sobre ella y ahorrar el tiempo de distribución.

Debido a que en este proyecto la distribución de cemento se realizó manualmente y la operación de acoronado reduce el espacio de trabajo y por ende el tiempo de distribución.



Figura 2.28 Acoronado de material para capa base

Fuente: Elaboración propia

4. Distribución de Cemento

La distribución de las bolsas de cemento es uno de los procedimientos más críticos en la conformación de la capa base, ya que al contacto con el agua este reacciona rápidamente, en este caso la distribución se realizó manualmente y fue necesario determinar con exactitud la separación de las bolsas de cemento y el área en que se esparció antes de vaciarlos (ver figura 2.29).



Figura 2.29 Distribución de cemento

Fuente: Elaboración propia

5. Mezclado

El mezclado se realizó en sitio, después de haber aplicado el cemento sobre el material laterítico se procedió a realizar el mezclado con la motoniveladora (ver figura 2.30), en los tiempos necesarios indicados en tabla 2.6.

La aplicación del agua en el mezclado se realizó mediante el camión cisterna de 20.000 Litros de capacidad, para que el proceso no pase a más de 3 horas (considerando que se debe llegar a la humedad optima de compactación), previo a realizar el sellado la motoniveladora realizó el extendido de la capa de suelo- cemento para que quede uniforme y tenga un sobre espesor de entre 3 a 4cm sobre el nivel colocado.

Nota. - La mezcla debe continuar hasta que el cemento haya sido mezclado con la debida cantidad de agua con el fin de evitar la formación de grumos.



Figura 2.30 Mezclado de suelo - cemento

Fuente: Elaboración propia

6. Sellado

El sellado se realizó inmediatamente, reponiendo el agua que se pierde por evaporación durante el proceso de mezclado, durante este procedimiento se fue verificando que el nivel anterior no haya descendido a más de 2 cm. la maquinaria que realizó esta operación fue el rodillo compactador sin vibración (ver figura 2.31).



Figura 2.31 Sellado de la capa base suelo - cemento

Fuente: Elaboración propia

7. Nivelado y Perfilado

La nivelación inició una vez sellada la superficie de la capa base, el nivelado consistió en adaptar la superficie de la capa a la sección transversal del proyecto, para esto se comprobó los bombeos mediante las estacas colocadas y los niveles mediante un equipo topográfico en este caso se utilizó nivel topográfico, el proceso de nivelado y perfilado se realizó con la motoniveladora con la debida

precisión, durante el perfilado se verificó que la superficie de la capa quede de 1 a 2 cm del nivel como se observa en a figura 2.32, para su posterior compactado.



Figura 2.32 Nivelado y perfilado de la capa base
Fuente: Elaboración Propia

8. Compactación

La compactación final se realizó por medio del compactador rodillo liso (ver figura 2.33), la operación que efectuó esta maquinaria es de la siguiente manera: 3 ciclos; cada ciclo comprendió el compactado en todo el ancho de la vía, 4 dobles; cada doble corresponde a las pasadas que realizó el Rodillo liso de ida y vuelta en el ancho que cubre su cilindro, esta operación para una longitud de 100 metros duró aproximadamente 2 horas.



Figura 2.33 Compactado final de capa base
Fuente: Elaboración propia

9. Curado

El curado consiste en la aplicación de agua sobre la superficie de la capa base acabada para evitar

la evaporación del agua contenida en la masa de la capa compactada (ver figura 2.34), se realizó un curado que aseguró el correcto fraguado de la mezcla, desde la finalización de la totalidad del proceso de compactación y perfilado en toda la longitud de trabajo hasta el comienzo de las operaciones de curado, esta actividad se realizó entre las 12 horas después de la actividad anterior.



Figura 2.34 Curado de la capa base suelo - cemento

Fuente: Elaboración propia

2.2.4.4 Calculo de cantidad de cemento

Para el cálculo de la cantidad de cemento es necesario tener datos iniciales de ensayos de laboratorio como ser: densidad máxima del material la cual es obtenida mediante el ensayo de Proctor modificado y el porcentaje de cemento mediante ensayo de suelo-cemento, a continuación, se muestra el cálculo en base a los datos utilizados en la progresiva 1+820 – 2+030.

CALCULO DE CANTIDAD DE CEMENTO						
Datos:						
	A=	100,00	m	Longitud		
	B=	9,50	m	Ancho		
	C=	0,10	m	Espesor		
	TOTAL	95	m3	Volumen de material		
Para continuar con el calculo es necesario obtener los siguientes datos de laboratorio:						
		∂_{mat} = 1853,00	densidad maxima de material (Kg/m3)			
	% de cemento =	6	%			
* El porcentaje de cemento se determina mediante los ensayos de suelo - cemento						
Entonces:						
		$Pvol_{mat} = \partial_{mat} \cdot Vol.de\ material$				
		$Pvol_{mat}$ = Peso volumetrico del material a estabilizar				
		$\%_{cemento}$ = Porcentaje de cemento (Kg)				
		$\%_{cemento} = 6\% * Pvol_{mat}$				
		$Cantidad\ de\ bolsas\ de\ cemento = \frac{\%_{cemento} (kg)}{42,5Kg}$				
RESULTADOS PARA 100 M :						
		176035,0	Peso volumetrico del material a estabilizar (Kg)			
		10562,1	% de cemento (Kg)			
		248,52	Cantidad de bolsas de cemento			

La cantidad de bolsas de cemento de 42.5 kg para una longitud de 100 metros con 6% de cemento es entonces 249 bolsas.

2.3 CORDON CUNETA Y VIGAS DE CONFINAMIENTO DE H° A°

Los cordones son elementos fabricados con hormigón, se construyen en los laterales de la vía, las cuales limitan el pavimento además trabajan como pequeños muros de construcción. Los cordones-cunetas son un conjunto monolítico que cumple simultáneamente las funciones de cordón y cuneta. Estos elementos son también llamados confinamiento externo. El vaciado de los cordones y las

vigas de confinamiento se realizó antes del colocado de losetas, puesto que evita que el tránsito desbarate la capa de rodadura, existen dos tipos de confinamiento, externo e interno, el externo como ya se mencionó es también llamado cordones o cordones-cunetas, y el interno como vigas de confinamiento.

2.3.1. Proceso constructivo

2.3.1.1. Excavación manual para vigas de confinamiento y cordones

Esta actividad consistió en la excavación manual del terreno sujeto a la línea y nivel establecida, empleando las herramientas y equipos convenientes debiendo ejecutar hasta la profundidad necesaria de acuerdo a las indicaciones en los planos. La ejecución de esta actividad tuvo máximo cuidado en la alineación y la profundidad de excavación ya que en caso de sobrepasar las cotas señaladas afectaría en el vaciado de los cordones.

Los trabajos de excavación se realizaron manualmente, la profundidad de excavación para los cordones fue de 15 cm por debajo de la superficie de la capa base con un ancho de 15 cm. (ver figura 2.35), y una separación de 8.25 metros de Cordon a Cordon – cuneta entre caras internas y para las vigas de confinamiento tuvo una profundidad de excavación de 30X20cm.

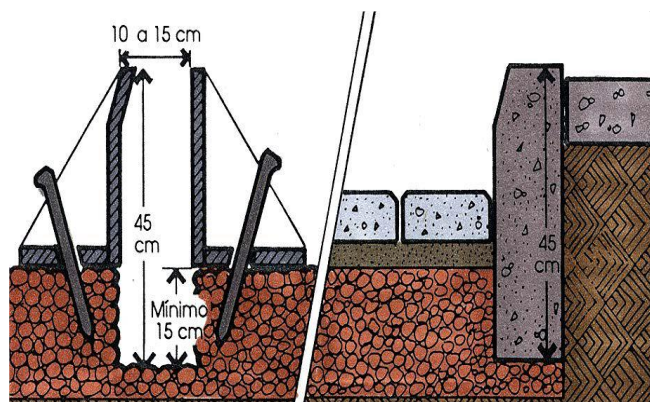


Figura 2.35 Detalle de excavación para cordones

Fuente: I.B.C.H., 2017

2.3.1.2. Colocado de Cordon – Cordon cuneta de H°A°

Previo al vaciado de los cordones se verificó que el encofrado se encuentre posicionado sobre la base firme y compactada, de conformidad con los alineamientos y pendientes indicados en los

planos, se retiró cualquier material extraña o suelta que se haya depositado en el acabado del fondo de la zanja donde se depositara la mezcla del hormigón, durante el encofrado se verificó que las piezas de madera se empalmen entre si estrictamente para mantener su correcta posición y de esta manera garantizar caras uniformes, compactas, rectas y lisas. Para fijar la madera de encofrado en los laterales se empleó, una estaca por metro lineal (ver figura 2.36).

Para realizar esta actividad se verifico que:

- ✓ No se rellene debajo de la base con tierra u otro material para levantar el encofrado.
- ✓ El ancho y la altura del encofrado no varié en más de $\pm 1\text{cm}$ del indicado en los planos de construcción (ver Anexo B.5).
- ✓ El espaciamiento de la armadura cumpla con lo especificado en las especificaciones técnicas.
- ✓ La armadura no entré en contacto con el suelo, para esto se puede utilizar galletas de mortero y colocar sobre estas la armadura.



Figura 2.36 Encofrado de cordones

Fuente: Elaboración propia

De igual manera se verificó que los materiales a utilizar cumplan con las especificaciones para hormigones y fueron sometidos a la aprobación del supervisor de obra.

Durante el vaciado se realizó las siguientes verificaciones:

- ✓ Disponer de vibrador para eliminar los espacios vacíos que se forman al momento del vaciado del hormigón, ya que esto debilita la resistencia del hormigón. Posterior a la verificación.
- ✓ La superficie de fundación sea humedecida antes de colocar la mezcla.
- ✓ Colocado de juntas de contracción a intervalos de 3-5 metros (dependiendo de la pendiente).

En los primeros 200 metros esta actividad se ejecutó con cordones y cordones-cunetas “prefabricados”, dado al tiempo de fabricación y la dificultad que se vio al momento del colocado se dispuso vaciar “in situ”, las piezas de cordón y cordón – cuneta prefabricadas se colocaron alineadas tan próximas como fueron posibles, y con la rasante de la fundación a las cotas previstas.

Durante el vaciado se tomaron muestras para ensayos como ser: Cono de Abrams, Resistencia a la compresión mediante cilindros de hormigón, para verificar la calidad del hormigón, estos ensayos se describen en capítulo III.

En este proyecto se ejecutó un total de 1.479 metros lineales de Cordón y 2.593 metros lineales de cordón - cuneta, a partir de la progresiva K0+000 – K0+600, dada la pendiente transversal del terreno, el cordón – cuneta se dispuso en el eje izquierdo y por ende el eje derecho solo corresponde cordón. A partir de la Prog. K0+600 – K1+480, de igual forma de acuerdo a la sección transversal del terreno el cordón – cuneta se construyó viceversa a la anterior y por ultimo desde la progresiva K1+480 hasta el final el tramo Prog. K2+036, la sección transversal del terreno cambia debido a que a partir de esta progresiva el tramo cambia de doble vía a una sola vía.

2.3.1.3. Colocado de vigas de confinamiento de H° A°

Las vigas de confinamiento conocido también como confinamiento interno debido a que rodea la estructura que se encuentra dentro de este (ver figura 2.37), las vigas de confinamiento transversales son de hormigón armado con las dimensiones aprobada por el supervisor (ver Anexo B.5)

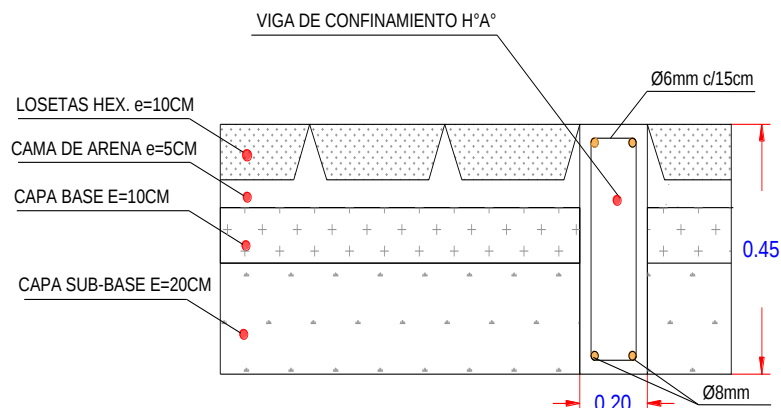


Figura 2.37 Corte transversal viga de confinamiento

Fuente: Elaboración propia

En los primeros 600 metros del tramo se colocaron vigas de confinamiento cada 50 metros, a partir de la Prog. K0+600 hasta la Prog. K0+950 debido al cambio fuerte de pendiente se colocaron cada 30 metros, y a partir de esta progresiva hasta la Prog. K1+640 del mismo modo dada la pendiente longitudinal del terreno se colocaron cada 40 metros y por último de la Prog. K1+640 hasta el tramo final al inicio y final de cada calle ya que la superficie del terreno es casi plana (ver Anexo B.3).

Para evitar desmoronamiento durante el colocado de losetas debido a las precipitaciones pluviales la excavación y el vaciado de las vigas de confinamiento se realizaron después del colocado de losetas.

Durante la ejecución de las actividades de hormigonado se realizó el debido control de calidad mediante ensayos de laboratorio como ser: Ensayo de asentamiento del hormigón fresco “cono de abrams”, obtención de muestras de hormigón fresco para ensayo de resistencia a compresión, los detalles se describen en capítulo III.

2.3.2. Herramientas y Materiales

Los equipos utilizados para el vaciado de cordones fueron los siguientes:

❖ Herramientas

- ✓ Mezcladora (Capacidad 3 m³)
- ✓ Carretillas

✓ Baldes

✓ Palas

❖ **Materiales**

✓ Cemento (Yura 42.5kg)

✓ Arena

✓ Brita

✓ Fierro $\Phi 6\text{mm}$

✓ Fierro $\Phi 8\text{mm}$

✓ Alambre

✓ Clavos

✓ Madera de encofrado

La dosificación del hormigón utilizado para el vaciado tanto de cordones, cordón-cuneta y vigas de confinamiento se detalla en la tabla 2.7.

Tabla 2.7 Dosificación del hormigón para cordones y vigas de confinamiento

Proporción volumen	en	Materiales necesarios para preparar 1m ³ de hormigón			
		Cemento (Kg)	Arena (m ³)	Brita (m ³)	Agua (L.)
1:2:3		350	0.56	0.84	180

Fuente: Especificaciones técnicas del proyecto “Enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza”, 2017

Los materiales que se utilizaron en su mayoría fueron exportados de los países vecinos Perú y Brasil, debido a la disponibilidad de estos materiales en dichos países, a continuación, se indicaran las propiedades mecánicas de los materiales que se utilizaron tanto para el hormigonado de cordones y vigas de confinamiento:

❖ **Cemento**

El cemento que se utilizó tanto para la conformación de la capa base suelo-cemento como para la dosificación de hormigones fue el cemento Yura IP Multi-propósito proveniente de Perú, cada bolsa de cemento contiene 42.5 Kg de cemento, puede ser utilizado de cualquier tipo de obras de infraestructura, especialmente para obras de alta exigencia de durabilidad.

Requisitos físicos:

- ✓ Peso Específico = 2.77 a 2.85 (gr/cm³)
- ✓ Fraguado Vicat. inicial = 170 a 270 minutos
- ✓ Contenido de aire = 2.5 a 8.0
- ✓ Resistencia a la compresión (28 días) = 30.0 a 34.3 MPa.

❖ *Agregado Grueso (Brita)*

Conocida también como piedra triturada, uno de las materias primas del hormigón, los diferentes tipos de Brita se clasifican de acuerdo a su granulometría por el tamaño de los granos, desde el polvo de Brita, 0, 1, 2, 3, y 4, en este caso solo se utilizó la Brita 1 (malla entre 9.5mm y 19mm), este tamaño de agregado es la más usada en las construcciones, su tamaño es el doble de Brita 0, haciéndola ideal para la fabricación de concreto para columnas, vigas y losas.

❖ *Acero Corrugado*

Otro de los componentes del hormigón son las armaduras, este material fueron exportados desde Perú, las barras de acero corrugado que se utilizaron para la armadura de los cordones y vigas de confinamiento, se suministran paquetes de 2 toneladas y barras de 12 metros de longitud, las barras que se utilizó en este caso fueron de diámetro de 6mm y 8mm las cuales tienen las siguientes características:

Aceros Arequipa ASTM A615-Grado 60

- ✓ Límite de fluencia (F_y) = 4,280 Kg/cm² mínimo
- ✓ Resistencia a la tracción = 6,320 Kg/cm² mínimo
- ✓ Relación $R/F_y = \geq 1.25$
- ✓ Alargamiento en 200 mm = 9% mínimo

❖ *Agregado fino (Arena)*

Los bancos o yacimientos son previstos del río Acre de la ciudad de Cobija, las microempresas aprobadas para la venta de este material fueron los encargados de distribuir este material para el hormigonado.

2.4. COLOCADO DE LOSETAS (incluye cama de arena)

La construcción del pavimento articulado debe seguir un orden de actividades preciso que permita reducir el tiempo y evitar el desperdicio de materiales.

Para el desarrollo de esta actividad se crearon frentes de trabajos destinados a una actividad en específico, para el colocado de losetas se trabajó en 4 franjas en todo el ancho de la vía, cada franja de 2 metros de ancho, para esto se utilizaron hilos a lo largo de la vía, perfectamente alineadas, niveladas y sujetadas mediante varillas de fierros y los hilos transversales a una longitud de 10 metros de igual forma alineada y nivelada a la sección transversal de la vía respetando la pendiente transversal y/o los bombeos.

Se debe tener en cuenta que esta actividad es una de las más importantes ya que de esta depende el aspecto físico, es decir la calidad del acabado del pavimento, los niveles y alineaciones del modelo de colocación, para esto es muy necesario realizar un control estricto en el desarrollo de la actividad, debido a que es una actividad manual en el que interviene una gran cantidad de personal de mano de obra.

2.4.1. Características de las losetas hexagonales

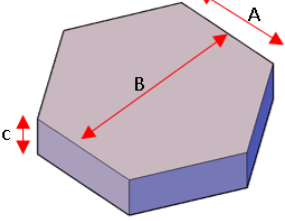
De acuerdo a las especificaciones técnicas del proyecto las losetas deben tener propiedades y características similares para poder resistir adecuadamente las cargas de tránsito y fundamentalmente el desgaste producido por este.

Durante la elaboración de las piezas de pavimento prefabricadas se verifico que cumplan con los siguientes requisitos geométricos y de resistencia, como ser:

- ✓ Muestreo
- ✓ Forma
- ✓ Color
- ✓ Textura
- ✓ Resistencia al desgaste
- ✓ Resistencia a la flexión y compresión.

Las dimensiones de la loseta hexagonal exigidas en las especificaciones técnicas del proyecto se detallan en la tabla 2.8.

Tabla 2.8 Dimensiones de la loseta hexagonal

LOSETA HEXAGONAL				
	A	B	C	Peso promedio
	17 cm	30 cm	10cm	17 Kg.
				Rendimiento
				12 Pzs./m ²
				Trafico
				Medio-Alto

Fuente: Elaboración propia

2.4.2. Proceso Constructivo

2.4.2.1 Extendido de la Cama de Arena ($e=5\text{cm}$)

La cama de arena cumple tres funciones en la estructura del pavimento articulado: sirve como filtro para el agua que logre penetrar por las juntas, como base de soporte para las losetas y como amarre entre adoquines cuando la arena penetra por las juntas. La cama de arena tiene un espesor de 5cm. y forma parte de la capa de rodadura del pavimento articulado. El extendido de la capa de arena se realizó sobre la superficie de la capa base compactada y limpia, lo más uniforme posible, esparcidas con rastrillos y niveladas mediante reglas de madera.

2.4.2.2 Colocado de losetas

Las losetas se colocan sobre la cama de arena sin compactar, detallada anteriormente, siguiendo la alineación de los hilos guía de manera que conforme el perfil definitivo del tramo, el frente para el colocado de losetas comprendió de 4 maestros y 4 ayudantes; los maestros fueron responsables de colocar las losetas de manera que las piezas queden intertravados, y 4 ayudantes quienes se encargaron de transportar y apilar las losetas y distribuir la arena, para garantizar la seguridad de los trabajadores se suministró de guantes de goma, botas, sombreros y chalecos a cada trabajador durante el manejo de las losetas.

El avance del colocado de losetas depende de la capacidad de la mano de obra y la cantidad de cuadrillas que se pueda tener.

Antes del colocado se verifico que las losetas no presenten irregularidades en su geometría, para que las piezas encajen una con la otra, esta operación se logró utilizando un pisón de madera, el colocador acomoda y golpea ligeramente en forma horizontal, no dejando una abertura entre piezas a más de 1.5cm, esto también es posible con la ayuda de una barreta o alguna herramienta similar que permita unir las piezas entre sí.

Para que la superficie de la calzada quede uniforme se utilizaron reglas de madera siguiendo la pendiente transversal o bombeo indicada mediante los hilos guía.

2.4.2.3 Compactación

Debido a que el colocado de las losetas se realizó manualmente, la superficie presentó algunas irregularidades tanto en el espesor como el acabado, que fueron corregidas con la compactación, el equipo que se utiliza para compactar es la plancha compactadora.

Antes de iniciar con la compactación, se esparció una capa muy delgada de arena sobre la superficie del enlosetado con el fin de no dañar la superficie de las losetas con la vibración del equipo. La primera pasada de compactación fue a lo largo de la vía, es decir, paralelo al eje de la vía como se muestra en la figura 2.38.

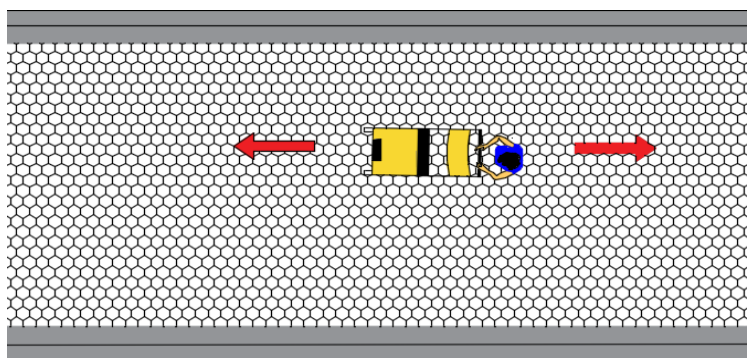


Figura 2.38 Compactación horizontal

Fuente: Elaboración propia

La segunda pasada con la plancha compactadora se realizó perpendicular a la vía, como se muestra en la figura 2.39.

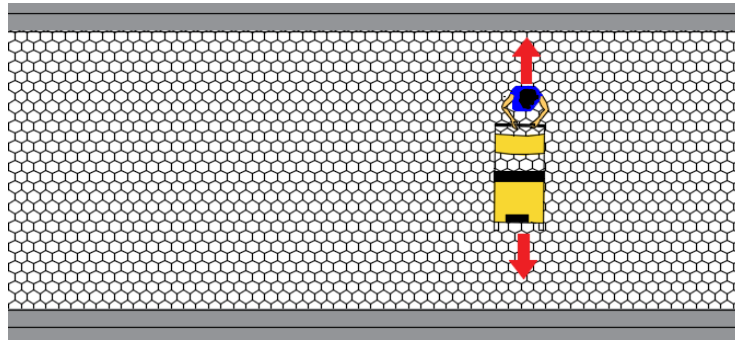


Figura 2.39 Compactación vertical

Fuente: Elaboración propia

2.4.2.4 Sellado de juntas

La función del sellado de juntas es principalmente evitar filtraciones de agua a las capas del pavimento. Antes de iniciar con el sellado se verificó que:

- ✓ La superficie de contacto se encuentre seca, para realizar la limpieza (barrido) correspondiente (ver figura 2.40).
- ✓ La profundidad de las juntas no sea inferior a 5 cm para el que cemento asfáltico diluido pueda ingresar en ella y permita unir las piezas.
- ✓ El material de sellado se encuentre libre de impurezas, ya que durante el sellado quedan trabadas en la boquilla del embudo y esto hace que los trabajos de sellado se retrasen.
- ✓ El alquitrán debe ser calentado a 35° F de manera que se obtenga una consistencia más fluida, por lo general esta consistencia se consigue en aproximadamente 2 horas.
- ✓ El personal cuente con los implementos de protección personal, al ser un material muy peligroso al contacto con la piel.

Si el sellado no se realiza correctamente, las piezas quedan sueltas por tanto el pavimento pierde firmeza y se deteriora rápidamente.

Una vez concluido el sellado inmediatamente se procedió a proteger el área sellada con cintas de seguridad para evitar el acceso de personas y vehículos sobre la vía hasta que el sello quede totalmente adherido a las piezas de las losetas.



Figura 2.40 Limpieza y sellado de juntas

Fuente: Elaboración propia

2.4.3. Herramientas y Materiales

Las herramientas y materiales utilizadas para realizar las actividades de enlosetado fueron los siguientes:

❖ Herramientas

- ✓ Carretillas
- ✓ Pisones de madera
- ✓ Reglas de madera
- ✓ Plancha compactadora

❖ Materiales

- ✓ Losetas hexagonales
- ✓ Arena
- ✓ Alquitrán

2.5. REMATES DE HORMIGÓN SIMPLE

Los remates son los espacios vacíos que quedan en los laterales de la vía debido a la geometría de las losetas, se rellenan con hormigón simple tomando la forma de las piezas de las losetas como está estipulado en las especificaciones técnicas.

Antes de efectuar el vaciado se realizó las siguientes verificaciones:

- ✓ La altura de relleno no sea menor a la altura de la loseta.
- ✓ La superficie de contacto con el hormigón simple se encuentre limpia y libre de impurezas.
- ✓ La superficie de contacto se encuentre humedecida, para que el hormigón se adhiera con facilidad al área de contacto.

Debido a la actividad anterior (colocado de losetas), estos espacios vacíos quedan rellenos con arena, antes de iniciar con el vaciado se retiró todo el material que se encontró dentro de este, llegando a una profundidad de 10 cm. por debajo de la superficie de la loseta.

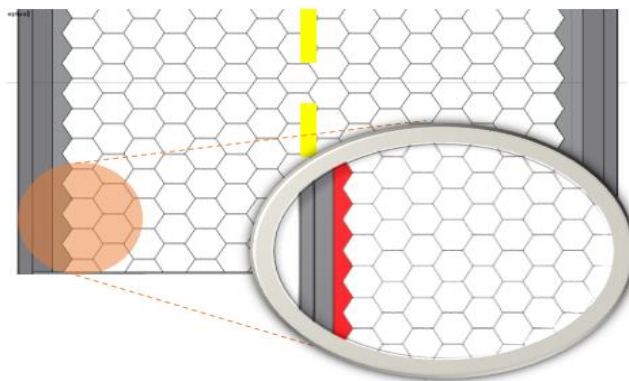


Figura 2.41 Detalle de remate de hormigón simple

Fuente: Elaboración Propia

2.6. DRENAJES

El término “drenajes”, cloacas o red de saneamiento, se emplea en la ingeniería y el urbanismo, para designar al sistema de tuberías, sumideros, canales, cámaras y todas sus conexiones, que se utilizan para el desalojo de líquidos. Existen dos tipos de drenajes: drenaje pluvial (evacua el agua de “lluvia “de un punto a otro para evitar inundaciones en una ciudad) y drenaje sanitario (conduce los “desechos “líquidos de las casas hacia plantas depuradoras que se ocupan de completar el ciclo hidrológico, realizándole a esos líquidos un tratamiento para que luego de esta fase sean vertidos nuevamente en un cauce de agua).

La evacuación de aguas para drenajes pluviales funciona principalmente por gravedad, es decir; recolecta el caudal en la parte más elevada de la estructura y conduciendo a través de una canal de hormigón o tubería de P.V.C. hasta la parte más baja, conduciendo finalmente el flujo de agua en algún canal natural, río, lago, etc.

2.6.1. Proceso Constructivo

Para llevar a cabo la construcción de los drenajes se realizó la siguiente secuencia:

- ✓ Análisis, localización y replanteo
- ✓ Excavación manual y con maquinaria pesada (Retroexcavadora)
- ✓ Tendido de tuberías de PVC $\Phi 15''$
- ✓ Hormigón Armado y Encofrado

2.6.1.1. Análisis, localización y replanteo

Las ubicaciones de los sistemas de drenaje dependieron principalmente de la topografía del terreno, para iniciar las actividades de drenaje se realizó un análisis de los datos topográficos, perfil longitudinal y perfiles transversales del proyecto, en base a estos datos se definieron los puntos de localización y el tipo de obra de drenaje. Los puntos donde se construyeron los sistemas de drenaje a lo largo de la vía se indican en tabla 2.9.

Tabla 2.9 Localización de drenajes

Nº	Progresiva	Descripción
1	0+550	Drenaje transversal
2	0+550-0+585	Canal Longitudinal
3	0+750	Alcantarilla tipo cajón
		Cámara pluvial de Hº Aº
4	1+690 – 1+700	Drenaje Longitudinal
5	1+750	Drenaje Transversal
6	1+820 – 1+890	Canal Longitudinal
7	1+890 – 1+910	Drenaje Longitudinal

Fuente: Elaboración propia

- ✓ Drenaje Transversal Prog. 0+550 y Canal Longitudinal Prog. 0+550 – 0+585

Según el análisis realizado, se vio conveniente realizar la construcción de un drenaje transversal en la Prog. 0+550 y un canal de hormigón en Prog. 0+585, paralelo al eje de la vía con el fin de conectar hacia el drenaje transversal y de esta manera evacuar el agua pluvial que desciende por la

cuneta y evitar que ingrese y cause daños en las viviendas cercanas como se observa en la figura 2.42.

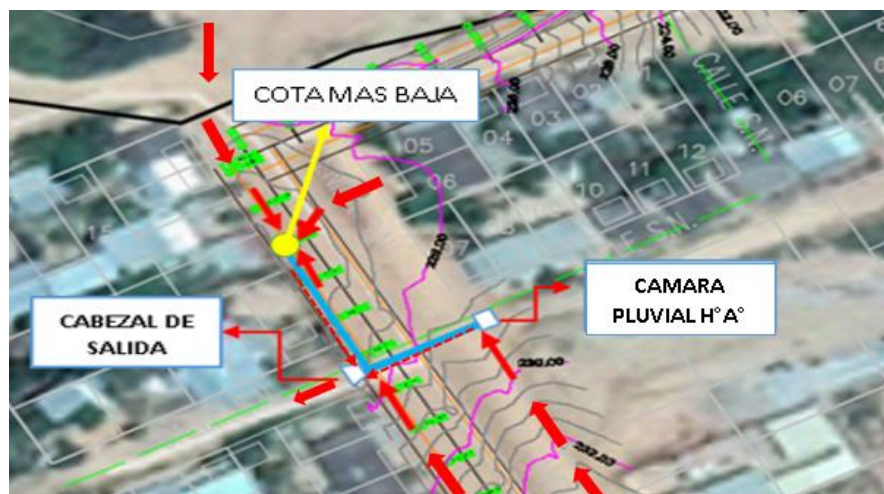


Figura 2.42 Localización del sistema de drenaje Prog. 0+550 – 0+585

Fuente: Elaboración en base a Google Earth

Con la construcción del canal de hormigón armado en este punto (Prog. 0+550 – 0+585), se pudo controlar la acumulación de las aguas pluviales que ingresaban a las viviendas, afectando sobre todo en la época de lluvias, como se muestra en la figura 2.43.



Figura 2.43 Acumulación de agua pluvial

Fuente: Elaboración propia

✓ Alcantarilla tipo Cajón Prog. 0+750 y Cámaras de Aducción

De acuerdo al perfil topográfico entre las progresivas 0+600 – 0+800, el terreno presenta una pendiente de 11.7% (Ver Anexo B.3), la construcción de la alcantarilla tipo cajón en la progresiva

0+750 transversal al eje de la vía, permitió la captación y conducción de las aguas pluviales evitando el ingreso a las propiedades privadas.

Para complementar la funcionalidad de la alcantarilla tipo cajón y canalizar el caudal que desciende por las cunetas se realizó la construcción de una cámara pluvial en la parte superior de la alcantarilla que conecta a la misma como se muestra en la figura 2.44.

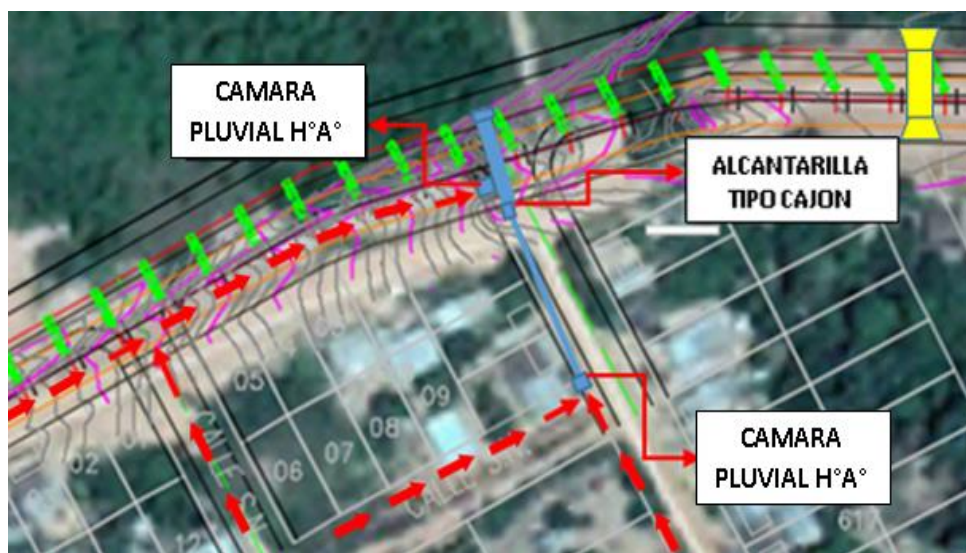


Figura 2.44 Localización de drenaje Prog. 0+750

Fuente: Elaboración en base a Google Earth

✓ Cámara pluvial de H° A° y Tendido de tuberías $\Phi 15''$ Prog. 1+690 – 1+750

De acuerdo al análisis técnico que se realizó, se consideró realizar la construcción del sistema de drenaje en la progresiva 1+690 a 1+700 en el eje derecho de la vía, que comprendió de dos cámaras pluviales conectados mediante una tubería de 15 pulgadas de diámetro, evacuando las aguas que receptionan hacia el canal longitudinal situado en el mismo eje con una longitud de 54.5 metros, la misma desemboca y se conecta al drenaje transversal ubicado en la progresiva 1+750, el drenaje transversal comprende de una cámara de recepción y un cabezal de salida, ambos elementos van conectados por dos tuberías de 15 pulgadas de diámetro como se muestra en la figura 2.45.

Cabe mencionar que el análisis inicial de la ubicación del sistema de drenaje que se muestra en la figura 2.45 se modificó debido a que el punto de descarga afectaba una propiedad privada. Como recomendación es necesario ver el comportamiento del agua según la pendiente del terreno y el lugar de descarga ya que esto influye en su totalidad la ubicación de los drenajes.

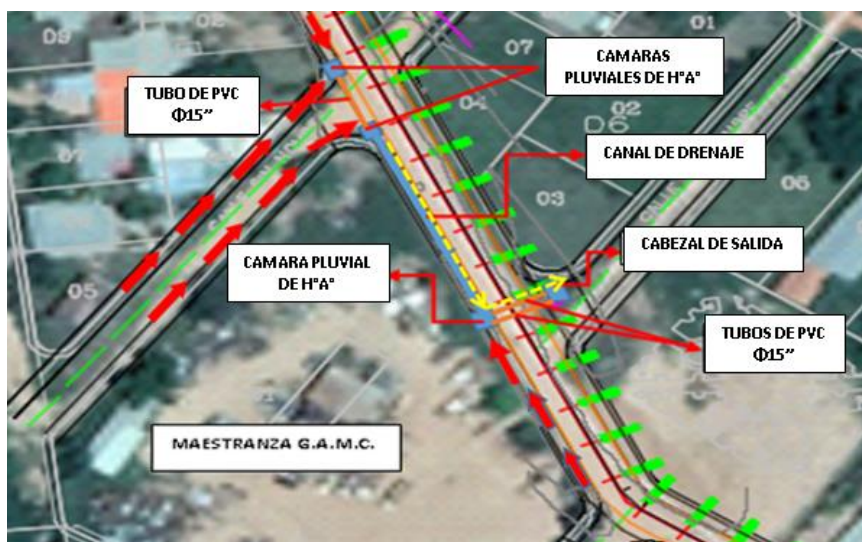


Figura 2.45 Localización de drenaje Prog. 1+690 – 1+750

Fuente: Elaboración en base a Google Earth

✓ Cámara pluvial de H^o A^o y canal de drenaje Prog. 1+820 – 1+910

Las cámaras pluviales se construyeron principalmente para recepcionar y evacuar las aguas superficiales de un punto a otro mediante tuberías de PVC y conducidos por un canal cerrado de H^o A^o, de acuerdo a los planos (Ver Anexo B.4) y especificaciones técnicas del proyecto (Ver Anexo H).

Entre las progresivas 1+820 y 1+910, se realizó la construcción de cámaras de H^o A^o conectados por medio de una tubería de PVC de 15 pulgadas de diámetro, que evacuaron el agua pluvial por medio de un canal de drenaje ubicado en el eje derecho de la vía con una longitud de 79 metros que conectó la cámara de salida hacia el punto de descarga ubicado aproximadamente en la progresiva 1+820, como se muestra en la figura 2.46.

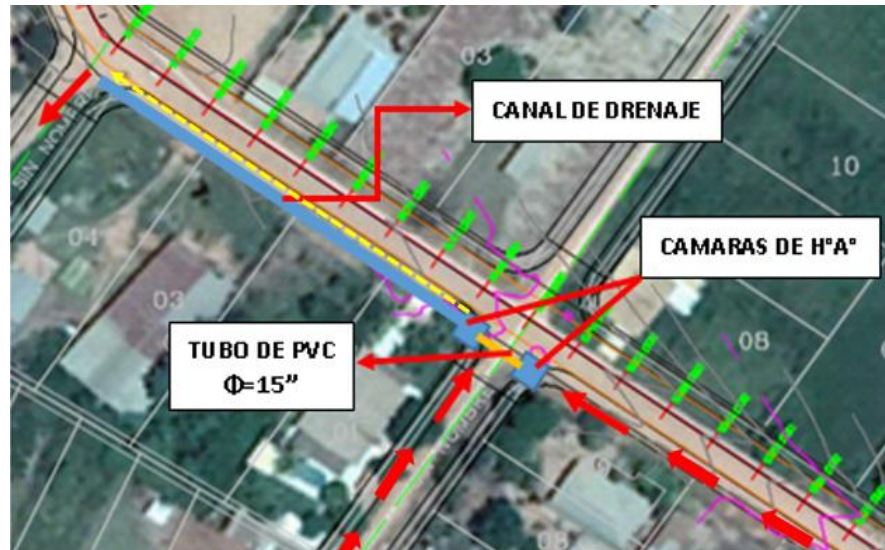


Figura 2.46 Localización de drenaje Prog. 1+820 – 1+910

Fuente: Elaboración en base a Google Earth

Una vez realizado el análisis para determinar la localización de los drenajes, se procedió a realizar el replanteo (ver figura 2.47). Se debe plasmar en campo lo descrito en los planos, que definen el trazado del drenaje, así como los niveles y pendiente de excavación indicadas en el perfil longitudinal del plano (ver Anexo B.3), cuidando de no afectar las redes de agua existentes.



Figura 2.47 Replanteo y trazado de drenaje

Fuente: Elaboración propia

2.6.1.2. Excavación con maquinaria pesada (Retroexcavadora)

Esta actividad consistió en la excavación con maquinaria de acuerdo a la profundidad y pendiente definido por el topógrafo, durante la ejecución de la actividad se realizó las siguientes

verificaciones:

- ✓ Pendiente (de acuerdo a lo determinado)
- ✓ La profundidad de excavación ya sea manual o con maquinaria.
- ✓ Se respete una holgura de 50 cm a ambos lados del drenaje de tal manera permita una buena compactación del material de relleno.
- ✓ La superficie de contacto con el hormigón donde se construirá el drenaje, se encuentre libre de material vegetal y cualquier irregularidad.
- ✓ El material extraído de la excavación, se deposite en el mismo sitio para utilizarlo como material de relleno.
- ✓ Si la profundidad de excavación es mayor a 1,5 metros, se tome previsiones para evitar desmoronamiento que ocasionen accidentes durante la construcción.

En algunos casos se vio conveniente realizar la excavación manualmente, ya que se contaba con el personal necesario para efectuar esta actividad, como se muestra en la figura 2.48.



Figura 2.48 Excavación manual y con maquinaria para drenaje

Fuente: Elaboración propia

2.6.1.3. Tendido de tuberías de PVC $\Phi 15''$

Previo a la instalación de las tuberías se compactó la superficie de la base, además de cubrir con una capa de 5 cm. de arena (Ver figura 2.49) para evitar daños en la tubería, la capa de arena que generalmente se lo denomina como cama de apoyo, fue compactada de igual forma, cuidando la pendiente determinada.

Una vez realizada esta actividad se procedió a colocar las tuberías y rellenar con el material que se obtuvo de la excavación, realizando compactación, en capas no menores a 10 cm. para este caso se utilizó la placa compactadora.



Figura 2.49 Colocado de cama de arena

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a las especificaciones se controló que el material de relleno se homogenice antes de realizar el proceso de relleno y compactado para evitar daños en la tubería al realizar la compactación.

La instalación de tuberías se realizó en las siguientes progresivas indicadas en la tabla 2.10:

Tabla 2.10 Disposición de tuberías

Ubicación	Longitud (m.)	Tipo	Diámetro (plg.)
Prog. 1+690-1+700	13.50	Simple	15
Prog. 1+750	12.50	Doble	15
Prog. 1+890 – 1+900	10.50	Simple	15

Fuente: Elaboración propia

2.6.1.3 Hormigonado

Las obras de arte o estructuras construidas con hormigón armado fueron las siguientes:

- ✓ Cámaras pluviales,

- ✓ Canales de drenajes,
- ✓ Alcantarilla tipo cajón,
- ✓ Cabezales de salida de flujo.

El hormigón armado consiste en la mezcla de cemento portland, agregado grueso, agregado fino y agua, que están expuestas a esfuerzos de compresión y de una armadura que consta de fierros redondos que se colocan en la estructura de acuerdo a los detalles de armadura en los planos, las cuales sufren esfuerzos de tracción.

Armado de fierros

El diámetro de las armaduras que se utilizó para la construcción de las obras de drenaje se describen en la tabla 2.11.

Tabla 2.11 Diámetro nominal de armaduras

Diámetro Nominal Φ(mm)	Masa nominal m (Kg/m)	Sección nominal A (mm²)	Destino
8	0.395	50.3	Cámaras
10	0.617	78.5	Muros y losas
12	0.888	113	Losas

Fuente: Elaboración propia

Esta actividad consistió en el corte, doblado y colocado de las barras de acero estructural, de acuerdo a lo descrito en las especificaciones del proyecto (Ver anexo H) y en conformidad a los planos (Ver anexo B.4), donde indican el espaciamiento calculado, en este caso se utilizó galletas de hormigón para el espaciamiento entre barras, la cual permite que mantengan rigurosamente la separación entre barras como se muestra en la figura 2.50.

Para realizar el control de calidad en esta etapa de construcción se verificó que:

- ✓ Las barras de acero para armadura se encuentren exentas de cualquier material nocivo, que dañe el material antes y después de colocarlas en los encofrados.
- ✓ El personal que realiza el trabajo de doblado y colocado de fierros cuente con los implementos de seguridad personal ya que está expuesto a peligros de cortes.

Galletas de H^o S^o



Figura 2.50 Colocado de armadura drenaje Prog. 0+750

Fuente: Elaboración Propia

Encofrado

El encofrado consiste en moldes de madera suficientemente rígidos, destinados a contener el hormigón fresco hasta su fraguado, para evitar su deformación cuando este sea sometido a la acción de las cargas, dándole la forma determinada. Las verificaciones que se realizaron durante el encofrado fueron las siguientes:

- ✓ La madera de encofrado no presente defectos, deformaciones, irregularidades o puntos frágiles, que influyan en la forma, dimensión y acabado de los elementos de hormigón a moldear durante el vibrado.
- ✓ Las piezas de madera para el apuntalamiento no presenten defectos y puntos frágiles.
- ✓ El espaciamiento entre puntales se disponga de acuerdo al tipo y tamaño de la estructura a encofrar.
- ✓ Las dimensiones, el alineación vertical y horizontal de las estructuras.



Figura 2.51 Encofrado de cabezal y cámara para drenajes

Fuente: Elaboración propia

Preparación

Las mezclas utilizadas para el hormigonado fueron preparadas en el sitio mediante mezcladoras manuales (capacidad = 3 m³) como se observa en la figura 2.52, se obtuvo muestras para ensayos de compresión y cono de abrams los cuales se mencionan en el capítulo III, según la dosificación aprobada por el supervisor, detallada en tabla 2.12.

Tabla 2.12 Dosificación de hormigón para drenajes

	Materiales necesarios para preparar 1m ³ de hormigón			
Proporción en volumen	Cemento (Kg)	Arena (m ³)	Brita (m ³)	Agua (L.)
1:2:3	350	0.56	0.84	180

Fuente: Especificaciones técnicas del proyecto “Enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal- Maestranza”

Se debe tomar en cuenta que la cantidad de material sea la suficiente para abastecer el volumen de vaciado. Así mismo se debe contar con las herramientas necesarias y la funcionalidad de cada una de estas, los equipos no presenten ninguna deficiencia, una de las más importantes e imprescindible es el vibrador.



Figura 2.52 Preparación del hormigón “in situ”

Fuente: Elaboracion Propia

Colocado y Vibrado

El vibrado consiste en la inmersión de la aguja la cual irradia ondas de presión hacia la mezcla, llevando las burbujas atrapadas hacia la superficie, un correcto vibrado evitara la formación de cangrejas en el hormigón endurecido.

Durante el mezclado y colocado del hormigón fresco se forman grandes cantidades de aire, formando espacios vacíos los cuales disminuyen la resistencia del hormigón, por tanto, es fundamental eliminar el aire atrapado con un adecuado vibrado. Una vez iniciada la operación de colocacado, esta se efectua continuamente hasta completar el volumen de vaciado previsto.

Para garantizar la trabajabilidad, consistencia y cohesividad del hormigon que permita su adecuada colocacion se verifico que:

- ✓ Se coloquen las cantidades exactas de materiales para el mezclado de hormigon.
- ✓ Se aplique las tecnicas de manejo correcto para realizar el vibrado.

Uno de los factores que intervienen en la fluidez del hormigón es que el vaciado se realice en un día caluroso ya que pierde agua por evaporación lo que provoca agrietamientos superficiales, del mismo modo una de las condiciones más directamente relacionadas con la resistencia final del hormigón es la relación entre agua y cemento, y esta relación no debe jamás afectarse, por lo que el hormigón no fraguado no debe entrar en contacto con la lluvia.

En la figura 2.53 se muestra el colocado del hormigón en diferentes elementos de los drenajes.

<i>Base de cámara pluvial Prog. 0+550</i> 	<i>Muros de cabezal Prog. 0+550</i> 
<i>Losa superior canal de desagüe</i> 	<i>Losa base de alcantarilla tipo cajón Prog. 0+750</i> 

Figura 2.53 Colocado del hormigón fresco

Fuente: Elaboración propia

2.6.2 Equipo, Herramienta y materiales

Las herramienta y materiales utilizadas para la construcción de drenajes se describen a continuación:

❖ Equipo y Herramientas

- ✓ Mezcladora (Capacidad 3 m³)

- ✓ Plancha compactadora (compactado)
- ✓ Nivel de Ingeniero
- ✓ Carretillas
- ✓ Baldes
- ✓ Palas

❖ **Materiales**

- ✓ Cemento (Yura 42.5kg)
- ✓ Arena
- ✓ Brita
- ✓ Fierro $\Phi 6\text{mm}$, $\Phi 8\text{mm}$, $\Phi 3/8''$, $\Phi 1/2''$
- ✓ Alambre
- ✓ Clavos
- ✓ Madera de encofrado

Cabe mencionar que los materiales y herramientas, se utilizaron tanto para la construcción de cordones, vigas de confinamiento y drenajes, las cuales fueron descritas en el apartado 2.3.2.

CAPITULO III

CONTROL DE CALIDAD

El control de calidad, además de ser un requerimiento legal, es una garantía para la ejecución de una obra, los materiales utilizados y los equipos instalados cumplan los estándares previstos y las normas de aplicación. La verificación de ese cumplimiento es la garantía de disminución de la posibilidad de existencia de defectos no detectados y la utilización de materiales de calidad inferior a la requerida.

Los ensayos realizados durante la ejecución del proyecto enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza fueron los siguientes:

1. Control de calidad de suelos

- ✓ Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D422 – AASHTO T88
- ✓ Límites de Atterberg – ASTM D4318-00
- ✓ Proctor Modificado – ASTM D1557-00
- ✓ Ensayo de Relación de California (CBR) - ASTM D 1883 – 05
- ✓ Verificación del peso unitario del suelo en campo, Método del cono de arena ASTM 1556 – AASTHO T191
- ✓ Resistencia a la compresión de cilindros preparados de suelo cemento - ASTM D 1633

2. Control de calidad de hormigones

- ✓ Método de consistencia del hormigón mediante en Cono de Abrams – ASTM C143 – AASHTO T 119
- ✓ Resistencia a la Compresión de Cilindros – NB 639 ASTM C39 – AASTO T22
- ✓ Método de ensayo de desgaste de los ángeles ASTM C131 – AASTHO T96
- ✓ Ensayo para la determinación del índice de rebote “Esclerómetro” ASTM C805
- ✓ Método de ensayo para determinar el esfuerzo de flexión en las losetas ASTM C78 y C293 AASHTO T97 y T77

- ✓ Método de prueba estándar para densidad, absorción y vacíos en concreto endurecido

ASTM C 642 – 97

Todos los ensayos necesarios para controlar la calidad de los materiales, así como las pruebas de servicio, se realizaron en el laboratorio acreditado de la carrera de ingeniería civil de la Universidad Amazónica de Pando.

3.1 CONTROL DE CALIDAD DE SUELOS

En todo diseño de una estructura de pavimento se requiere el conocimiento básico de las características y la capacidad portante del suelo de manera que pueda resistir los esfuerzos y deformaciones para un tránsito previsto, en este capítulo se describen los ensayos tanto de suelos como de hormigones que se efectuaron durante la ejecución del proyecto.

Antes de iniciar con la ejecución de la obra, fue necesario realizar los estudios de suelos del material extraído de los bancos, para la conformación de las capas base y sub-base del pavimento articulado.

Uno de los primeros bancos donde se realizó el sondeo para la toma de muestra y su respectivo análisis fue el banco de extracción (Mejillones), que se encuentra ubicado a una longitud de 3.20 kilómetros desde el lugar del proyecto como se muestra en figura 3.1, de acuerdo a los resultados de los ensayos realizados pertenecen al grupo de clasificación de suelos AASHTO A-2-6(0) y A-4(0), la cantidad de material extraído de este banco fue de 6.206,85 m³.



Figura 3.1 Ubicación del banco de extracción de material Mejillones

Fuente: Elaboración en base a Google Earth

El banco de extracción García Linera, se encuentra ubicado en el mismo barrio (García Linera), como se muestra en figura 3.2, según los resultados obtenidos de laboratorio, las muestras de suelo correspondían al grupo de clasificación AASHTO A-4(0) y A-2-4(0), suelos aptos para la conformación de las capas sub-base o base mejorada con cemento, la cantidad de material de extraído de este banco fue de 1.881,75m³.

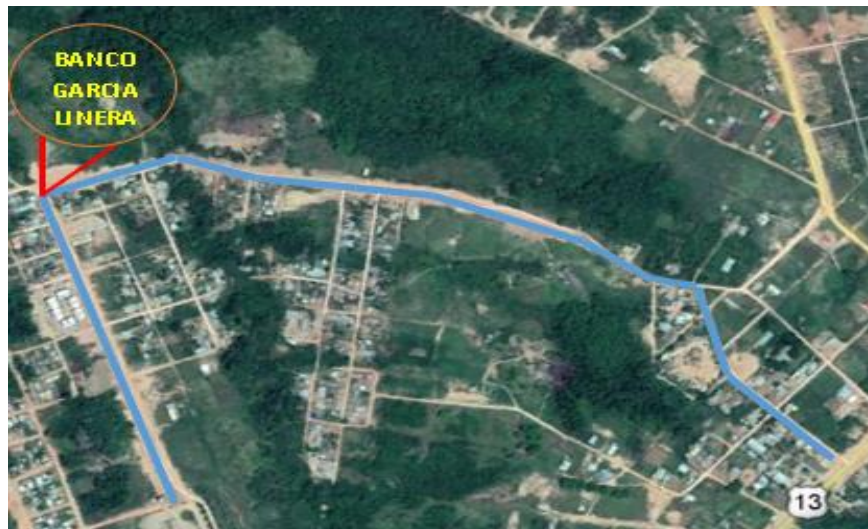


Figura 3.2 Ubicación banco de extracción de material García Linera

Fuente: Elaboración en base a Google Earth

3.1.1 Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D422 – AASHTO T88

El análisis granulométrico de los suelos o granulometría de suelos es uno de los ensayos más básicos y sencillos para caracterizar un suelo, pero no por ello menos importante. De hecho, únicamente con este ensayo ya podemos aproximarnos a las características geotécnicas principales del suelo como por ejemplo la capacidad portante, deformabilidad o permeabilidad.

La granulometría por tamizado consiste en elaborar la curva granulométrica de una muestra, mediante la distribución de tamaños de las partículas de suelo, la cual es representativa, este ensayo se realizó de acuerdo a la ASTM D422 – AASHTO T88. (Ver figura 3.3).

Las muestras de suelo para este ensayo fueron obtenidas de bancos de extracción Mejillones y García Linera, para su análisis y posterior uso en la conformación de las capas del pavimento.



Figura 3.3 Análisis granulométrico por tamizado

Fuente: Elaboración propia

3.1.1.1 Equipos y herramientas

Los equipos y herramientas que se utilizan para realizar el ensayo son:

- ✓ Balanza
- ✓ Tamices (Deben ser tejidos, de alambre, abertura cuadrada, tensados.
- ✓ Marcos (Metálicos y suficientemente rígidos y firmes para fijar y ajustar las telas de alambre, a fin de evitar pérdidas de material durante el tamizado y alteraciones en la abertura de las mallas).
- ✓ Horno
- ✓ Mortero
- ✓ Espátulas, brochas, recipientes para secado de muestras, recipientes para pesaje, etc.

3.1.2 Determinación de Límites de Atterberg ASTM D 4318-00 - AASHTO T89

✓ Límite Líquido

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado en que una mezcla de suelo y agua, capaz de ser moldeada, se deposita en la cuchara de Casagrande o copa de Casagrande (ver figura 3.4), y se golpea consecutivamente contra la base de la máquina, haciendo girar la manivela, hasta que el surco que previamente se ha hecho en la muestra se cierre en una longitud de 12,7 mm (1/2"). Si el número de golpes para que se cierre el surco es 25, la humedad del suelo (razón peso de agua/peso de suelo seco) corresponde al límite líquido.

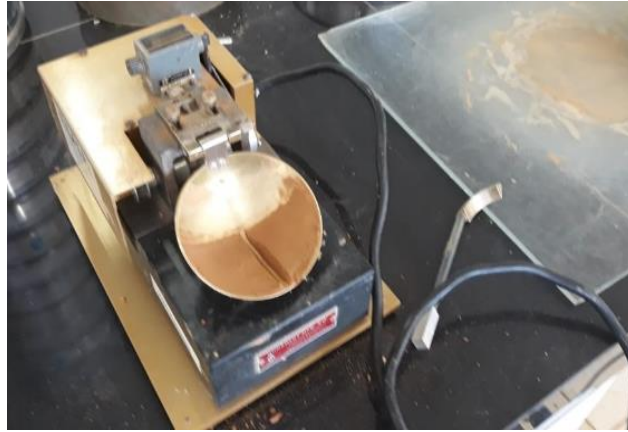


Figura 3.4 Aparato casagrande para obtener el limite liquido

Fuente: Elaboración propia

✓ **Limite Plástico**

Es la determinación en el laboratorio del límite plástico de un suelo y el cálculo del índice de plasticidad (I.P.), si se conoce el limite liquido (L.L.) del mismo suelo. Se denomina limite plástico (L.P.) a la humedad más baja con la que pueden formarse barritas de suelo de unos 3.2mm (1/8'') de diámetro, rodando dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa (vidrio esmerilado), sin que dichas barritas se desmoronen.

✓ **Índice de Plasticidad**

Se puede definir el índice de plasticidad de un suelo como la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico. Esta plasticidad puede ser cuantitativa mediante la determinación de los índices de Atterberg (Limite líquido, limite plástico y límite de retracción).

$$\text{Índice de Plasticidad} = \text{Limite Liquido} - \text{Limite Plástico}$$

Un Índice de plasticidad bajo, como por ejemplo del 5%, significa que un pequeño incremento en el contenido de humedad del suelo, lo transforma de semisólido a la condición de líquido, es decir resulta muy sensible a los cambios de humedad. Por el contrario, un índice de plasticidad alto, como por ejemplo del 20%, indica que para que un suelo pase del estado semisólido al líquido, se le debe agregar gran cantidad de agua.

3.1.2.1 Equipos y herramientas

Los equipos y herramientas que se utilizan tanto para determinación del límite líquido como para el límite plástico son los siguientes:

- ✓ Plato de Evaporación
- ✓ Espátula
- ✓ Aparato de Límite Líquido (Máquina Casagrande)
- ✓ Acanalador
- ✓ Cápsulas para Secado
- ✓ Balanza
- ✓ Probeta Graduada
- ✓ Horno
- ✓ Superficie de amasado
- ✓ Patrón de comparación.

Análisis de Resultados

Una vez obtenida la curva granulométrica y los resultados de los límites de consistencia se realizó la clasificación mediante la clasificación de suelos AASHTO que se muestra en tabla 3.1.

Tabla 3.1 Clasificación de suelos AASHTO

Clasificación general		Material Granular (35% o menos del total pasa No.200)					
Grupo de clasificación	A -1		A - 3	A - 2			
	A - 1 - a	A - 1 - b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7
Análisis de tamices (porcentaje que pasa)							
No. 10	50 max.						
No. 40	30 max.	50 máx.	51 min.				
No. 200	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.
Características de la fracción que pasa No.40							
Límite líquido				40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Índice de plasticidad	6 max.		NP	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Tipos usuales de materiales que consta	Fragmentos pétreos, grava, y arena		Arena fina	Limos o gravas arcillosas y arena			
Valoración general del subgrupo	Excelente a bueno						

Clasificación general	Material limo- arcilloso (más del 35% del total pasa No.200)			
Grupo de clasificación	A-4	A-5	A-6	A-7
				A-7-5 (a)
				A-7-6 (b)
Análisis de tamices (porcentaje que pasa)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características de la fracción que pasa No. 40				
Limite liquido	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Indice de plasticidad	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
Tipos usuales de materiales que consta	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Valoración general del subgrupo	Regular a pobre			
(a) Para A-7-5, $IP < LL - 30$				
(b) Para A-7-6, $IP > LL - 30$				

Fuente: Principles of Geotechnical Engineering, Braja M. Das, 1998

De acuerdo a las especificaciones técnicas del proyecto se verificó que el material no debe contener grava o piedra retenida en el tamiz de 1 pulgada o más del 45% retenido en el tamiz 4, habiendo cumplido este requerimiento se procede a utilizar el material de acuerdo a la disposición del supervisor.

Las muestras de suelo se obtuvieron de los bancos de extracción Mejillones y García Linera, destinados a la conformación de las capas base y subbase, de igual forma se tomó muestras en algunos puntos de la vía con el fin de aprovechar el material para su uso en la conformación de terraplenes, y verificar la calidad del material para la subrasante y que fueron previamente aprobados por el supervisor.

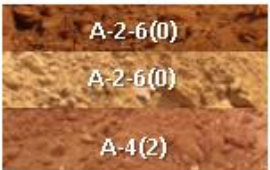
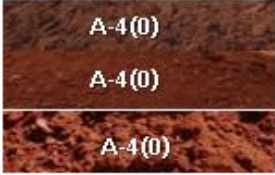
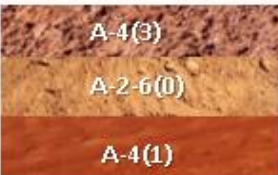
Los resultados de los ensayos de laboratorio detalladas en la tabla 3.2, expresan la clasificación de las muestras de suelo (Análisis granulométrico y Limites de Atterberg) utilizados en las diferentes capas del pavimento.

Tabla 3.2 Ensayo de “Análisis granulométrico y Límites de Atterberg”

Nº	Ubicación	Clasificación AASHTO	Límites Atterberg			Destino	Descripción
			L.L.	L.P.	I.P.		
1	B. Mejillones	A-2-6(0)	24.79%	13.39%	11.40%	Capa Base	Excelente a Buena
2	Prog. 0+010	A-4(2)	27.07%	16.72%	10.35%	Subrasante	Regular a malo
3	B. Mejillones	A-4(0)	22.22%	17.77%	4.45%	Capa sub-base	Regular a malo
4	Prog. 1+000	A-4(1)	24.22%	13.98%	10.24%	Subrasante	Regular a malo
5	B. Mejillones	A-4(0)	22.89%	14.61%	8.27%	Capa Sub-base	Regular a malo
6	B. Linera	A-4(0)	32.27%	28.07%	4.20%	Capa Base	Regular a malo
7	Prog. 1 + 590	A-4(0)	-	-	-	Terraplén	Regular a malo
8	Prog. 1 + 440	A-3(0)	-	-	-	Terraplén	Excelente a buena
9	B. Privado	A-2-6(2)	40.40%	20.18%	20.22%	Rechazado	Excelente a buena
10	B. Marabunta	A-4(1)	34.21%	23.57%	10.64%	No Explotado	Regular a malo
11	B. Linera	A-4(3)	33.61%	22.90%	10.71%	Capa Base	Regular a malo
12	B. Linera	A-2-4(0)	31.22%	20.81%	10.41%	Capa Sub-base y Base	Excelente a buena

Fuente: Elaboración en base a ensayos de laboratorio

La disposición del uso de suelos se realizó de la siguiente manera:

PROGRESIVA 0+000 - 0+600		PROGRESIVA 0+600 - 0+800	
	BASE (Mejorado con cemento)		BASE (Mejorado con cemento)
	SUB-BASE		SUB-BASE
	SUBRASANTE		SUBRASANTE
PROGRESIVA 0+800 - 1+480		PROGRESIVA 1+480 - 2+030	
	BASE (Mejorado con cemento)		BASE (Mejorado con cemento)
	SUB-BASE		SUB-BASE
	SUBRASANTE		SUBRASANTE

Según la clasificación de suelos AASHTO, los suelos del tipo A-4 utilizados en la subrasante y en la capa base mejorado con cemento son suelos limosos y moderadamente plástico, también se

incluyen en este grupo, los suelos constituidos por mezclas de suelo fino limosos y hasta un 64% de gravas y arenas.

El tipo de suelo A-2-6 y A-2-4, que se utilizó para la conformación de la capa base y sub-base, tienen las características de suelos limosos, están incluidos los suelos compuestos por grava y arena gruesa con contenidos de limo.

3.1.3 Proctor Modificado ASTM D422 – AASHTO T180

El ensayo del Proctor modificado proporciona la densidad máxima seca, así como la humedad optima y lo que es más importante la curva humedad – densidad seca con los valores de todos los puntos ensayados.

La prueba Proctor modificado es similar a la estándar, pero modificando tanto la capacidad del molde como la energía de compactación. En este caso se emplea un molde cilíndrico de 2.320 cm³ de capacidad y una masa de 4,525 kg que se deja caer desde una altura de 457 mm., se compactan 5 capas de material dando 25 golpes por cada capa, como se muestra en figura 3.5, igualmente se realizan varias medidas de humedad y densidad del interior del molde con distintos grados de humedad para trazar la curva proctor y de este modo dar por concluida la prueba Proctor. Este ensayo requiere una energía de compactación mayor que el ensayo Proctor normal y recrea, por tanto, unos medios de compactación más potentes y enérgico. Los detalles de los resultados se muestran en (Anexo E).



Figura 3.5 Ensayo de Proctor modificado

Fuente: Elaboración Propia

3.1.3.1 Equipos y herramientas

Los equipos y herramientas que se utilizan para el ensayo de Proctor modificado son:

- ✓ Moldes Metálicos (Deben tener forma cilíndrica; pueden estar constituidos por una pieza completa o hendida por una generatriz o bien por dos piezas semicilíndricas ajustables.)
 - a) Molde de 100mm de diámetro nominal, con capacidad (V) de $0,944 \pm 0,008$ l, un diámetro interno de $101,6 \pm 0,4$ mm y altura de $116,4 \pm 0,1$ mm (Figura S0403_1).
 - b) Molde de 150mm de diámetro nominal, con capacidad (V) de $2,124 \pm 0,021$ l, un diámetro interno de $152,4 \pm 0,7$ mm y altura de $116,4 \pm 0,1$ mm (Figura S0403_2).
- ✓ Pisón Metálico (Debe tener una cara circular de $50 \pm 0,2$ mm de diámetro y una masa de 4.500 ± 10 g).
- ✓ Probetas Graduadas
- ✓ Balanzas
- ✓ Horno
- ✓ Regla de Acero
- ✓ Tamices
- ✓ Paila para mezclado, cuchara, llana, espátula, etc., o un dispositivo mecánico para mezclado

3.1.4 C.B.R. (California Bearing Ratio) ASTM D 1883 – AASHTO T193.

El ensayo CBR (California Bearing Ratio: Ensayo de Relación de Soporte de California) mide la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo y para poder evaluar la calidad del terreno para subrasante, sub base y base de pavimento. La prueba CBR de suelos consiste básicamente en compactar un terreno en unos moldes normalizados, sumergirlos en agua (Ver figura 3.6) y aplicar un punzonamiento sobre la superficie del terreno mediante un pistón normalizado, este procedimiento mide la carga necesaria para penetrar un pistón de dimensiones determinadas a una velocidad previamente fijada en una muestra compactada de suelo después de haberla sumergido en agua. Los resultados de los ensayos de C.B.R. se muestran en anexo E.

Se efectúa bajo condiciones controladas de humedad y densidad. Este es uno de los parámetros necesarios obtenidos en los estudios geotécnicos previos a la construcción, como también lo son el Ensayo Proctor y los análisis granulométricos del terreno.



Figura 3.6 Ensayo de CBR (California Bearing Ratio)

Fuente: Elaboración propia

3.1.4.1 Equipo y Herramientas

Los equipos y herramientas que se utilizaron para realizar el ensayo de CBR son los siguientes:

- ✓ Prensa de Ensaye
- ✓ Moldes (Metálicos, cilíndricos, con un diámetro interno de $152,4 \pm 0,7$ mm y una altura de $177,8 \pm 0,5$ mm).
- ✓ Disco Espaciador (Metálico, cilíndrico, con un diámetro de $150,8 \pm 0,8$ mm y una altura de $61,4 \pm 0,2$ mm).
- ✓ Pisón
- ✓ Aparato Medidor de Expansión (Hinchamiento)
- ✓ Cargas (Para cada molde se debe disponer de una carga metálica anular y varias cargas ranuradas de $2,27 \pm 0,05$ Kg. cada una).
- ✓ Pistón de Penetración
- ✓ Un tambor o depósito de capacidad suficiente para la inmersión de los moldes en agua, ubicado en un lugar tal que ésta no alcance su punto de congelación.
- ✓ Un horno con circulación de aire y temperatura regulable, que permita el secado de muestras a 110 ± 5 ° C.
- ✓ Balanza de 20 Kg. de capacidad y precisión 1 g. d) Balanza de 2 Kg. de capacidad y precisión 0,1 g.

- ✓ Pailas, recipientes, probetas graduadas, poruñas, espátulas, reglas, brochas, discos de papel filtro, cronómetro, etc.

Análisis de resultados

Los valores del C.B.R. cercanos a 0% representan a los suelos de mala calidad, mientras que los cercanos a 100% indican suelos de buena calidad, de acuerdo a lo estipulado en las especificaciones técnicas del proyecto, el valor de C.B.R. para la conformación de la capa subbase no debe ser menor al 20%, los resultados obtenidos del laboratorio detalladas en tabla 3.3 cumplen con lo especificado.

Tabla 3.3 Ensayo de Proctor modificado y C.B.R. para capa sub-base

Nº	Ubicación	Clasificación de suelos AASHTO	Proctor Modificado (kN/m3)	Proctor Modificado al 95% (kN/m3)	C.B.R. (%)
1	Subrasante (1+800-2+030)	A-4(1)	16,3	15,48	5,0
2	0+000-0+600	A-4(0)	19,54	18,56	66,69
3	0+600-0+950	A-2-4(0)	20,81	19,77	22,89
4	0+950-1+640	A-4(0)	19,54	18,56	66,69
5	1+640-1+800	A-2-4(0)	20,81	19,77	22,89

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

Los resultados obtenidos de los ensayos del C.B.R. que se muestran en la tabla 3.3, del tipo de suelo A-4 resultaron mayores a los resultados del tipo de suelo A-2-4(0); sin embargo, ambos tipos de suelo cumplieron con lo establecido.

En base a lo señalado en las especificaciones técnicas del proyecto, los valores de los ensayos del C.B.R. para la conformación de la capa base no deben ser menores a 80%, como se puede observar en la tabla 3.4, los resultados obtenidos en laboratorio de las muestras de suelo no cumplen con lo especificado; no obstante, al ser mejorado con cemento los valores obtenidos del C.B.R incrementan de acuerdo al tipo de suelo y la cantidad de cemento proporcionado, este valor se calculó mediante el método de ensayo de “suelo-cemento” ASTM D1633 que se muestra en el apartado 3.1.5, donde se determina la resistencia a la compresión de cilindros elaborados con suelo – cemento.

Tabla 3.4 Ensayo de proctor modificado y C.B.R. para capa base

Nº	Ubicación	Clasificación de suelos AASHTO	Proctor modificado (kN/m3)	Proctor modificado al 95% (kN/m3)	C.B.R. (%)
1	0+000-0+600	A-2-6(0)	20,07	19,07	53,13
2	0+600-0+950	A -2-4(0)	20,81	19,77	22,89
3	0+950-1+640	A -4(0)	20,11	19,10	-
4	1+640-1+800	A -4(3)	19,09	18,14	-
5	1+800-22030	A -4(0)	18.7	17.77	70.2

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

3.1.5 Ensayo de suelo - cemento ASTM D 1632 – ASTM D1633

Esta norma se refiere a la determinación de la resistencia a la compresión del suelo-cemento empleando cilindros moldeados como especímenes de ensayo. Esta norma aplica el método de ensayo para la preparación de probetas de suelo cemento ASTM D1632 y la obtención de la resistencia a la compresión ASTM D1633 (ver figura 3.7); existen dos métodos de ensayo:

El método A, emplea un cilindro de ensayo de 101,6 mm (4.0") de diámetro y de 116,4 mm (4.584") de altura. La relación de la altura al diámetro es de 1,15.

El Método B, emplea un cilindro de ensayo de 71,1 mm (2.8") de diámetro y de 142,2 mm (5.6") de altura. La relación de la altura al diámetro es de 2,0. la resistencia unitaria a la compresión del espécimen se calcula dividiendo la carga máxima por el área de la sección transversal.



Figura 3.7 Resistencia a la compresión de suelo- cemento

Fuente: Elaboración propia

3.1.5.1 Equipos y Material

Los equipos y materiales que se utilizaron para realizar el método de ensayo fueron los siguientes:

- ✓ Molde (Según método A o B)
- ✓ Tamices (2'', ¾'', No 4, No 16)
- ✓ Balanzas
- ✓ Horno de Secado
- ✓ Aparato de Compactación
- ✓ Extractor de la probeta compactada
- ✓ Palustre, espátula, recipiente de mezcla o mezcladora, recipiente graduado para medir el agua, latas para medición del contenido de humedad, etc.
- ✓ Varilla compactadora (diámetro 12.7mm).

Análisis de resultados

De acuerdo a las especificaciones técnicas del proyecto, la resistencia mínima a la compresión requerida para la capa base estabilizada con cemento es de 2.00 MPa. Como se puede apreciar en la tabla 3.5, se realizaron ensayos con diferentes tipos de suelo variando los porcentajes de cemento desde el 2% hasta el 6,5%, los primeros ensayos que se realizaron no cumplieron la resistencia requerida, sin embargo, incrementando el porcentaje de cemento se pudo cumplir con la resistencia requerida, el comportamiento de la resistencia a la compresión de suelo – cemento varía según el tipo de suelo y el porcentaje de cemento que se aplica, como se puede observar en la tabla 3.5.

Tabla 3.5 Resistencia a la compresión de suelo – cemento

Nº	% Suelo Cemento	Clasificación de suelos AASHTO					
		A-2-6(0)	A-2-4(0)	A-4(0)	A-4(0)	A-4(3)	A-4(1)
1	2%	1					
2	3%	1,49		2,03			
3	3,5%	1,67		2,2			
4	4%			2,94			
5	4,5%			3,11	1,41		
6	5%			3,05	1,59		1,49
7	5,50%				1,79		1,72
8	6%		2,04		1,98	1,51	1,81
9	6,50%		2,31			1,91	2,04

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

Las estabilizaciones con cemento portland de suelos A-2-4 se comportan satisfactoriamente con un porcentaje de cemento de 6%, el suelo A-4(0), con 3% y el suelo A-4(1) con 6.5%. En las progresivas 0+000 a 0+600, la capa base se conformó con el tipo de suelo A-2-6(0) con el 3% de cemento, de la progresiva 0+000 a 0+950 se utilizó el suelo A-2-4(0) con el 6% de cemento, de la progresiva 0+950 a 1+640 el suelo A-4(0) con el 4.5% de cemento y por ultimo de las progresiva 1+640 a 2+030 el suelo A-4(3) con el 6.5% de cemento, el comportamiento de la resistencia a la compresión a lo largo de la vía se muestra en la figura 3.7.

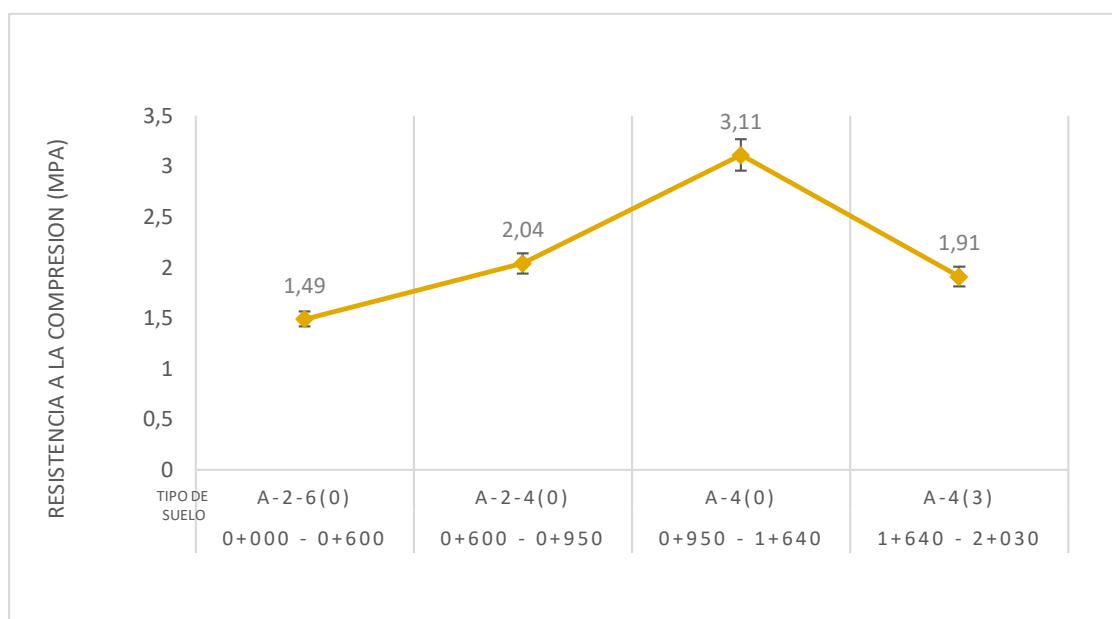


Figura 3.8 Comportamiento de la resistencia a la compresión de suelo – cemento

Fuente: Elaboración propia

3.1.6 Densidad in situ (método cono de arena) ASTM D1556 AASHTO T191.

Este método de ensayo es utilizado para determinar la densidad y peso unitario de los suelos en el lugar utilizando el cono de arena, es aplicable a los suelos sin apreciables cantidades de roca o materiales gruesos de más de 38mm de diámetro, el suelo u otro material a prueba deben tener suficiente cohesión o partícula de atracción para mantener estables los lados en un pequeño agujero o excavación y ser suficientemente firme como para resistir las presiones menores ejercidas en la excavación del agujero y colocar los aparatos del mismo sin deformación o desprendimiento

El método del cono de arena, se aplica en general a partir de la superficie del material compactado como se muestra en la figura 3.9, hasta una profundidad aproximada de 15 cm, y cuyo diámetro

del hoyo de extracción de suelo es aproximadamente de 4 pulgadas y relativo a la abertura de la placa base del cono metálico de ensayo; este método se centra en la determinación del volumen de una pequeña excavación de forma cilíndrica de donde se retiró todo el suelo compactado (sin pérdidas de material) ya que el peso del material retirado dividido por el volumen del hueco cilíndrico nos permite determinar la densidad húmeda y determinando la humedad de esa muestra nos permite obtener la densidad seca.

Se utiliza la arena uniforme estandarizada (arena compuesta por partículas cuarzosas, sanas, no cementadas, de granulometría redondeada y comprendida entre las mallas N^o 10 ASTM (2,00mm) y N^o 35 ASTM (0,5mm) para llenar el hueco excavado en terreno.



Figura 3.9 Ensayo de densidad in situ “método de cono de arena”
Fuente: Elaboración propia

3.1.6.1 Equipo y herramientas

Los equipos y herramientas que se utilizaron para realizar el método del ensayo son los siguientes:

- ✓ Cono Convencional
- ✓ Arena Normalizada de Ensayo
- ✓ Balanzas
- ✓ Equipo de Secado
- ✓ Envases (para contener las muestras)
- ✓ Picota, pala, combo, cuchillo, martillo, pala jardinera, punto, cincel, cuchara, brocha y huincha de medir.

Análisis de resultados

Según las especificaciones técnicas del proyecto la densidad en campo de los materiales compactados debe resultar por lo menos del 95 % de la densidad máxima de los especímenes del laboratorio preparados en muestras de material de sub-base, enviados al lugar de trabajo. Como se puede observar en la tabla 3,6, no fue posible realizar los ensayos de densidad en campo de la capa sub-base de la progresiva 0+000 a 0+600; no obstante, para garantizar la calidad de la capa sub-base se realizó la toma de muestras en 10 puntos de la vía, a partir de la progresiva 0+860 a 1+860.

Tabla 3.6 Ensayo de densidad in situ capa sub-base

Nº de Ensayos	Tipo de suelo	Ensayo de densidad en campo	
		Progresiva	Compactación
1	A-4(0)	0+860	83.03%
2		0+920	90.58%
3		1+030	86.73%
4		1+300	89.67%
5	A-2-4(0)	1+570	97.4%
6		1+610	94.3%
7		1+700	90.2%
8		1+750	89.5%
9		1+810	99.2%
10		1+930	98.5%

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

De los puntos obtenidos un 70% no logra alcanzar el 95% de la densidad máxima estipulada en las especificaciones técnicas, y el 30% supera el 95% de la densidad máxima, sin embargo, el rango en el que se encuentra se determinó aceptable para su aprobación dado que en su mayoría los valores alcanzados se aproximan al valor estipulado.

La figura 3.10, muestra el comportamiento del porcentaje de compactación alcanzada en diferentes puntos de la vía de la capa sub-base, los porcentajes de compactación alcanzados en más del 50% se aproximan al 95% de la densidad máxima estipulada en las especificaciones técnicas del proyecto.

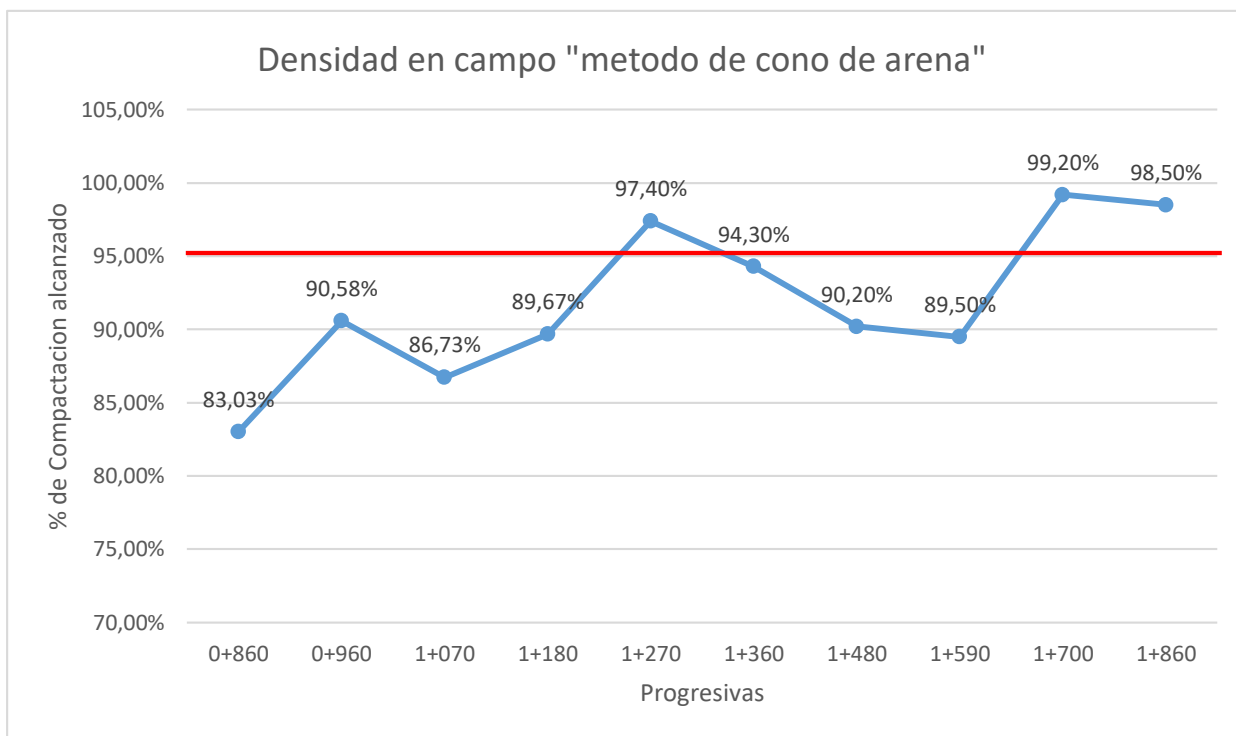


Figura 3.10 densidades alcanzadas en la capa sub-base

Fuente: Elaboración propia

Para la capa base, la densidad de campo de la mezcla compactada según las especificaciones técnicas, debe ser de por lo menos del 98% de la densidad máxima de laboratorio de las muestras de suelo cemento tomadas del material procesado en sitio.

En la tabla 3.7 se presenta el resumen de los ensayos de laboratorio de densidad en campo por el método de cono de arena, obtenidas en laboratorio (ver anexo E).

La obtención de los ensayos, se realizó en diferentes puntos de la vía sobre la capa base (aproximadamente cada 100 metros lineales), de la progresiva 0+060 hasta la progresiva 1+980,

Tabla 3.7 Ensayos “densidad in situ” en capa base

Nº de Ensayos	Tipo de suelo	Ensayo de densidad en campo	
		Progresiva	Compactación
1	A-2-6(0)	0+060	90.3%
2		0+116	92.5%
3		0+198	92.5%
4		0+290	96.4%
5		0+390	93.8%
6		0+490	90.9%
7	A-2-4(0)	0+650	91.8%
8		0+700	84.9%
9		0+750	92.4%
10		0+880	92.8%
11		0+930	94.8%
12	A -4(0)	0+860	95.0%
13		0+900	95.9%
14		0+930	95.8%
15		0+950	96.1%
16		0+990	95.2%
17		1+060	107.8%
18		1+185	109.2%
19		1+170	93.8%
20		1+230	93.5%
21		1+260	95..7%
22		1+450	97.3%
23		1+480	96.6%
24	A-4(3)	1+580	96.7%
25		1+635	95.9%
26		1+675	95.9%
27		1+760	96.3%
28		1+800	96.6%
29		1+850	95.8%
30		1+920	97.9%
31		1+980	95.1%

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

La figura 3.11 muestra el comportamiento del porcentaje de compactación alcanzada de los puntos que se tomaron en campo sobre la capa base suelo – cemento, el 90% no logró alcanzar el 98% de la densidad máxima y el porcentaje restante sobrepasó la densidad máxima, sin embargo, se puede observar en la tabla 3.7 que más del 50% de los resultados de densidad, se aproxima al valor estipulado en las especificaciones técnicas por lo que la calidad de la capa base suelo cemento fue aprobado por el supervisor.

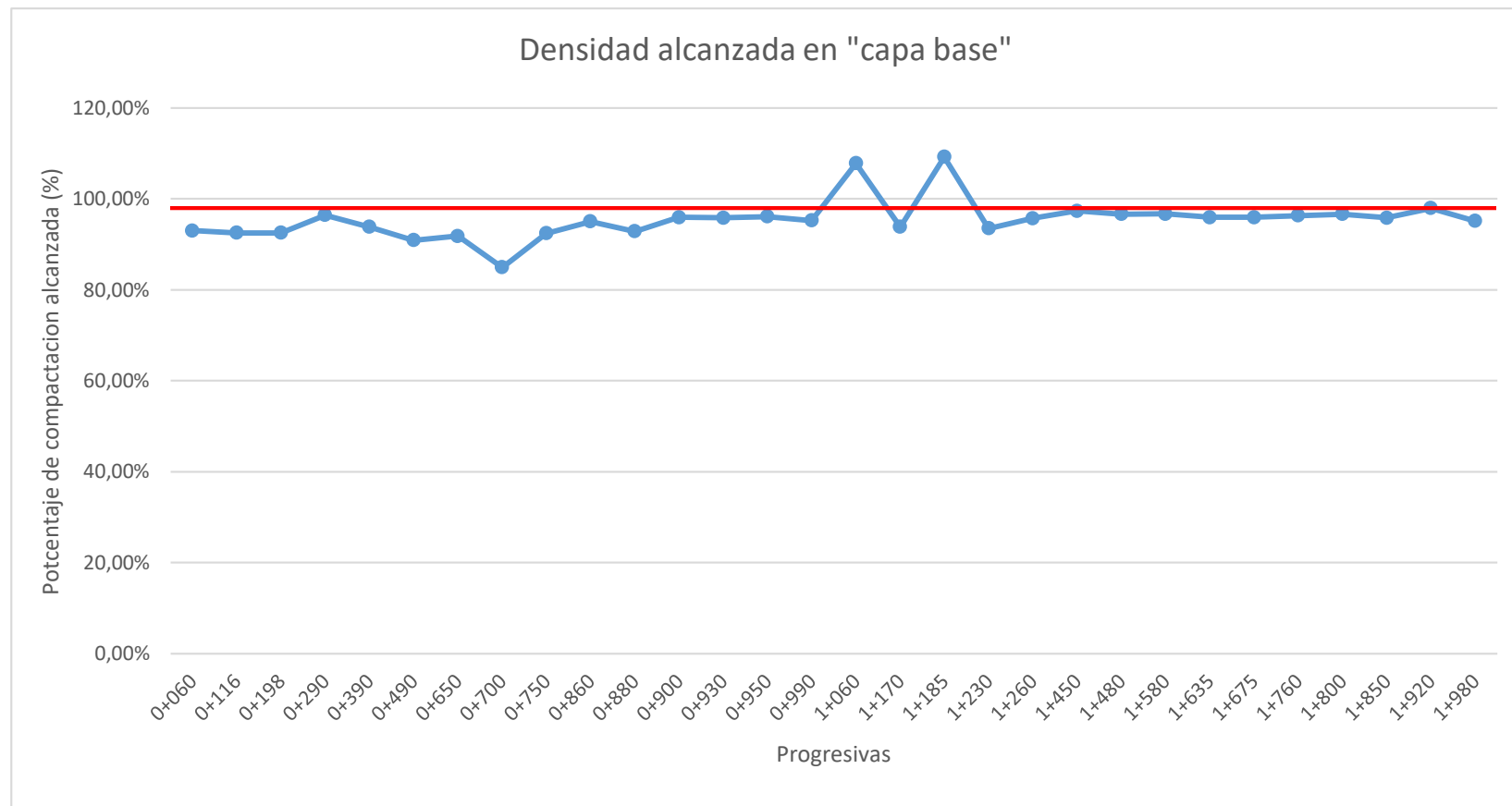


Figura 3.11 Densidades alcanzadas en la capa base

Fuente: Elaboración propia

3.1 CONTROL DE CALIDAD DE HORMIGONES

De acuerdo a las especificaciones técnicas del proyecto, la resistencia mínima requerida no debe resultar menos de 210 kg. /cm² a los 28 días para los elementos de drenajes y 175 kg. /cm² para las obras de confinamiento.

Para un grado de control permanente, las especificaciones técnicas establecen que la cantidad máxima de hormigón a extraer será cada 25m³ (equivalente a 370 metros lineales), con una cantidad mínima de 2 probetas. El detalle de la dosificación se muestra en el capítulo II, apartado 2.3.2, así como la descripción de cada uno de los materiales que se utilizaron.

3.1.1 Cono de Abrams ASTM C143V – AASHTO T119

Este método de ensayo tiene por objeto determinar el asentamiento del hormigón fresco, consiste básicamente en rellenar un molde metálico troncocónico de dimensiones normalizadas, en tres capas apisonadas con 25 golpes de varilla – pisón, sobre una superficie plana y luego de retirar el molde, medir el asentamiento que experimenta la masa de hormigón colocado en su interior, La pérdida de altura que se produce cuando se desmoldea es la medida que define la consistencia del hormigón como se observa en la figura 3.12.



Figura 3.12 Asentamiento del hormigón fresco

Fuente: Elaboración propia

Los hormigones se clasifican por su consistencia en: secos, plásticos, blandos, fluido y liquido tal como se indica en la tabla 3.8.

Tabla 3.8 Consistencia del hormigón fresco

Consistencia	Asentamiento (cm)	Tolerancia (cm)
Seca	0 – 2	0
Plástica	3 -5	± 1
Blanda	6 – 9	± 1
Fluida	10 -15	± 2

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH 87

3.1.1.1 Equipos y herramientas

Los equipos y herramientas que se utilizaron para realizar el ensayo fueron los siguientes:

- ✓ Molde metálico troncocónico
- ✓ Varilla pisón
- ✓ Plancha de apoyo
- ✓ Pala de llenado

3.1.2 Resistencia a la compresión ASTM C39 – AASHTO T22

Este método de ensayo cubre la determinación de la resistencia a la compresión de elementos cilíndricos de concreto hecho con moldes de medidas específicas, consiste en aplicar una carga de compresión axial a cilindros moldeados a un área determinada, hasta que la falla ocurra (ver figura 3.13), la fuerza a la compresión del espécimen es calculada al dividir la carga máxima lograda durante la prueba entre el área calculada del espécimen.

Los resultados de las pruebas obtenidas se emplean fundamentalmente para determinar que la mezcla del hormigón suministrada cumpla con los requerimientos establecidos en las especificaciones técnicas del proyecto, los resultados de la resistencia a la compresión obtenidas en laboratorio dependen del tamaño y forma del espécimen, mezclado, colocado, moldeado, fabricación, edad, temperatura, humedad, curado y vibrado.

Las probetas que evalúan la calidad del concreto se desmoldan antes de las 48 horas después de

moldeadas. Máximo en 30 minutos después de desmoldar, colocar las probetas en una solución de agua de cal 3 g/L El propósito del curado húmedo es para maximizar la hidratación del cemento.



Figura 3.13 Ensayo de resistencia a la compresión

Fuente: Elaboración propia

3.1.2.1 Equipo y herramientas

Los equipos y herramientas que se utilizan para realizar el ensayo de resistencia a la compresión son los siguientes:

- ✓ Prensa de ensayo
- ✓ Regla graduada
- ✓ Balanza

Análisis de resultados

Todas las estructuras de hormigón armado, fueron ejecutadas de acuerdo a las dosificaciones y resistencias establecidas en los planos y en estricta sujeción con las exigencias y requisitos establecidos en las especificaciones técnicas para los siguientes elementos:

- ✓ Remates de H^o S^o
- ✓ Viga de confinamiento de H^o A^o
- ✓ Cordón de H^o A^o
- ✓ Cordón – Cuneta de H^o A^o

En cumplimiento a las especificaciones técnicas del proyecto, la extracción de muestras para los remates de hormigón simple para un control permanente se realizó cada 25 m3 (400 metros lineales Aproximadamente) como se aprecia en la tabla 3.9. Los resultados de las pruebas obtenidas en campo varían de 71 kg/cm² (resistencia obtenida por debajo de la resistencia requerida) a 316.41kg/cm² (Resistencia obtenida por encima de la resistencia requerida).

Tabla 3.9 Ensayo resistencia a la compresión "remates"

No	Progresiva	Probeta	Cono de Abrams	Resistencia a la compresión (Kg/cm2)	Especificación Técnica
1	0+000 - 0+400	M-3	No se Obtuvo	180,68	< 175 Kg/cm2
2		M-4		152,44	
3	0+400 - 0+800	M-1	No se Obtuvo	71,2	< 175 Kg/cm2
4		M-2		85,22	
5	0+800 - 1+200	0+350	No se Obtuvo	40,75	< 175 Kg/cm2
6		0+350		33,52	
7		350		75,89	
8		0+350		84,88	
9	1+200 - 1+600	7	No se Obtuvo	316,41	≥ 175 Kg/cm2
10		8		315,07	
11		9		292,64	
12		10		305,23	
13		11		316,09	
14		12		223,04	
15	1+600 - 2+000	0+510	7,5	135,69	< 175 Kg/cm2
16		0+510	7,5	149,49	

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

En base a los resultados de laboratorio que se muestra en la tabla 3.9, se elaboró la figura 3.14 donde se muestra los resultados de las resistencias que cumplen con la resistencia requerida y los resultados de las pruebas que no alcanzaron las resistencia requerida y estipulada en las especificaciones técnicas del proyecto.

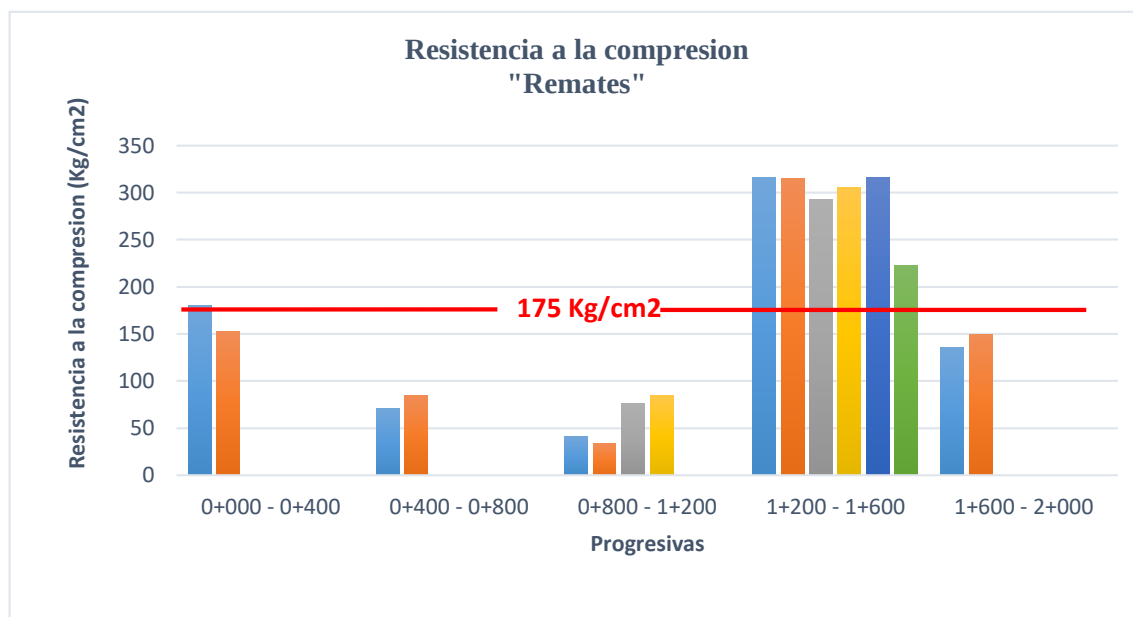


Figura 3.14 Resistencias alcanzadas de Remates de H^o S^o

Fuente: Elaboración propia

Del total de las muestras obtenidas para los remates de hormigón simple, un 80% no llega a alcanzar la resistencia requerida y el restante 20% cumple con la resistencia requerida como se muestra en la tabla 3.10.

Tabla 3.10 Resumen de ensayo de resistencia a la compresión "remates"

Ensayo de resistencia a la compresión	Cantidad de muestras	Porcentaje (%)
Cumplen	6	20,00
No Cumplen	10	80,00
Total	16	100,00

Evaluación de los ensayos	
Cumplen 20% No Cumplen 80% ■ Cumplen ■ No Cumplen	

Fuente: Elaboración propia

La extracción de muestras para los cordones y vigas de confinamiento de hormigón armado para un grado de control permanente se realizó cada 25 m3 de hormigón vaciado en sitio, equivalente a 200 metros lineales de cordones o cordón – cuneta, como se aprecia en la tabla 3.11, se tomaron 2 muestras como mínimo por cada 200 metros lineales de cordón vaciado.

La preparación del hormigón durante el vaciado de los cordones se realizó paralelamente al vaciado de las vigas de confinamiento las muestras de cilindros extraídas en campo corresponden tanto a los cordones como a las vigas de confinamiento.

Los resultados que se muestran en la tabla 3.11 se elaboró en base a los resultados obtenidos en laboratorio descritos en Anexo E.

Tabla 3.11 Resistencia a la compresión "cordones" y "vigas de confinamiento"

No	Identificación	Probeta		Cono de Abrams	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	Promedio de los ensayos
		Izq.	Der.			
1	0+000 - 0+200	M-1		No se obtuvo	144,63	< 175 Kg/cm ²
2		M-2			133,4	
3		M1-2			123,95	
4		M2-1			135,83	
5	0+000 - 0+ 200		C-1	No se obtuvo	152,24	< 175 Kg/cm ²
6			C-2		152,47	
7			C-3		160,62	
8			A-3		70,1	
9	0+200 - 0+400	M-1		No se obtuvo	101,41	< 175 Kg/cm ²
10		M-2			101,17	
11			M-3		124,6	
12			M-4		78,64	
13	1 + 000 - 1 + 200	0+400		No se obtuvo	97,02	< 175 Kg/cm ²
14		0+400			113,78	
15	1+200 - 1 + 400	1		No se obtuvo	154,11	≥ 175 Kg/cm ²
16		2			156,64	
17		3			175,84	
18			4		171,82	
19			5		201,83	
20			6		193,79	
21	1 + 400 - 1 + 600		1-A	No se obtuvo	142,18	< 175 Kg/cm ²
22			2-A		138,23	
23			1-B		148,31	

24	1 + 400 - 1 + 600	C-1		6	169,15	< 175 Kg/cm ²
25		C-2		6	142,55	
26		C-3		10,5	111,92	
27		C-4		10,5	100,19	
28	1 + 600 - 1 + 800		C. Der.	6,5	145,48	< 175 Kg/cm ²
29			C. Der.	7,3	137,95	
30	1 + 600 - 1 + 800	0+390		11	140,96	< 175 Kg/cm ²
31		0+390		11	154,91	
32	1 + 800 - 2 + 000	1+650		10,9	127,97	< 175 Kg/cm ²
33		1+650		10,9	137,28	
34			1+650	10,9	116,71	
35	0 + 400 - 0 + 600	0+920		8,5	89,24	< 175 Kg/cm ²
36		0+920		9,3	93,72	
37	+ 600 - 0 + 800		0+650	No se obtuvo	206,89	≥ 175 Kg/cm ²
38			0+650		207,09	
39		L. Acceso			78,77	
40		L. Acceso			66,54	

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

Como se observa en la tabla 3.11, el promedio de los valores de los resultados de los ensayos de una misma mezcla no llegó a alcanzar la resistencia especificada en más del 80%.

De acuerdo al resumen de los resultados de laboratorio de resistencia a la compresión que se muestra en la tabla 3.11, se elaboró la figura 3.15 donde se puede apreciar los resultados de las resistencias que alcanzan la resistencia requerida (175 kg/cm²) y los resultados de las pruebas que no alcanzaron las resistencia requerida y estipulada en las especificaciones técnicas del proyecto, en los puntos donde se tomaron las muestras.

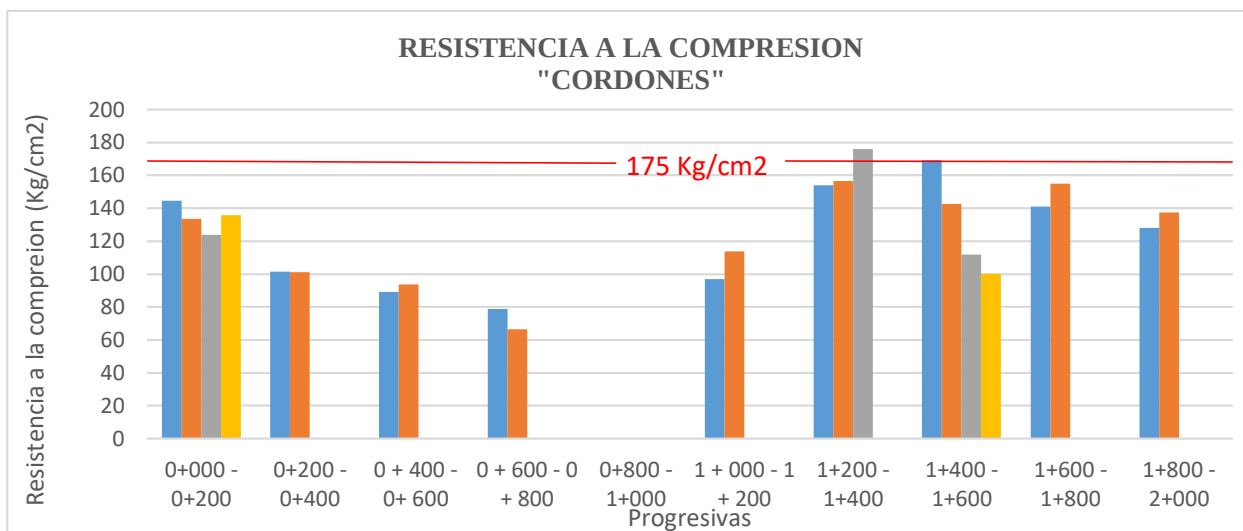


Figura 3.15 Resistencias alcanzadas de cordones y vigas de confinamiento

Fuente: Elaboración propia

Del total de los especímenes analizadas en laboratorio solo el 17% llegó a alcanzar la resistencia requerida y estipulada en las especificaciones técnicas como se muestra en la tabla 3.12.

Tabla 3.12 Resumen de ensayo de resistencia a la compresión "Cordones y vigas de confinamiento"

Ensayo de resistencia a la compresión	Cantidad de muestras	Porcentaje (%)
Cumplen	11	16,67
No cumplen	29	83,33
Total	40	100,00

Evaluación de ensayos	
■ Cumplen 17% ■ No Cumplen 83%	

Fuente: Elaboración propia

Las pruebas de los ensayos que resultaron bajas en los elementos de remates y obras de confinamiento fueron aprobadas por el supervisor habiendo determinado que los factores que influyeron en los resultados bajos de dichas pruebas fueron los siguiente:

- ✓ *La producción del hormigón*, se realizó mediante mezcladoras manuales lo que significa que las cantidades de materiales adicionadas en cada mezcla fueron variando debido los errores que se pudieron haber cometido durante la producción (Relación agua/cemento).
- ✓ *Curado*, un curado inapropiado afecta en los resultados de la resistencia del hormigón, el sitio del curado de las probetas en obra no presentaba las condiciones requeridas en la norma, cabe mencionar que el 50% de las probetas elaboradas fueron curadas en sitio y los otros 50% fueron curadas en laboratorio.
- ✓ *Transporte*, uno de los factores que influye en la resistencia del hormigón es el manejo inadecuado de los especímenes elaboradas. En este caso las probetas fueron elaboradas en el sitio de vaciado y transportados hasta el laboratorio donde se realizó la rotura de los cilindros, durante el transporte las probetas sufren golpes significativos que influyen en la resistencia del hormigón.

Para las estructuras de drenajes, se obtuvo dos probetas como mínimo de acuerdo al volumen del hormigón programado en los vaciados continuos de cada elemento de los drenajes, como se observa en la tabla 3.13.

Los resultados que se muestran en la tabla 3.13 se elaboró en base a los resultados obtenidos en laboratorio descritos en Anexo E.

Tabla 3.13 Ensayo resistencia a la compresión "Drenajes"

Nº	Identificación	Probeta	Cono de Abrams	Resistencia a la compresión (Kg/cm2)	Especificación Técnica
1	Drenaje 0+550	M1	No se obtuvo	92,5	< 210 Kg/cm2
2		M2		104,9	
3	Canal de desagüe 0+580	1	No se obtuvo	104,92	< 210 Kg/cm2
4		2		96,32	
5	Cámara pluvial 0+550	A-1	No se obtuvo	93,7	< 210 Kg/cm2
6		A-2		97,86	
7		A-3		57,69	
8		A-4		57,81	
9	Canal de desagüe 0+580	M-1	No se obtuvo	76,89	< 210 Kg/cm2
10		M-2		92	
11	Canal de desagüe 1+690	1+690	10,9	162,46	< 210 Kg/cm2
12		1+690	10,9	167,37	
13		1+690	10,9	149,02	
14	Losa Alcantarilla 0+750	B. inferior	6,3	114,36	< 210 Kg/cm2
15		B. inferior	6,3	109,48	
16		Muro Izq.	9	97,26	< 210 Kg/cm2
17		Muro Izq.	9	99,62	
18		Losa Alc. 0+750	8,5	124,38	< 210 Kg/cm2
19		Losa Alc. 0+750	8,5	117,3	

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

En base al resumen de los resultados de laboratorio de resistencia a la compresión de drenajes que se muestra en la tabla 3.13, se elaboró la figura 3.16 que representa los resultados de las resistencias que cumplen con la resistencia requerida y los resultados de las pruebas que no alcanzaron las resistencia requerida y estipulada en las especificaciones técnicas del proyecto. se puede observar

que los resultados obtenidos se encuentran por debajo del valor de la resistencia especificada (210 kg/cm²).

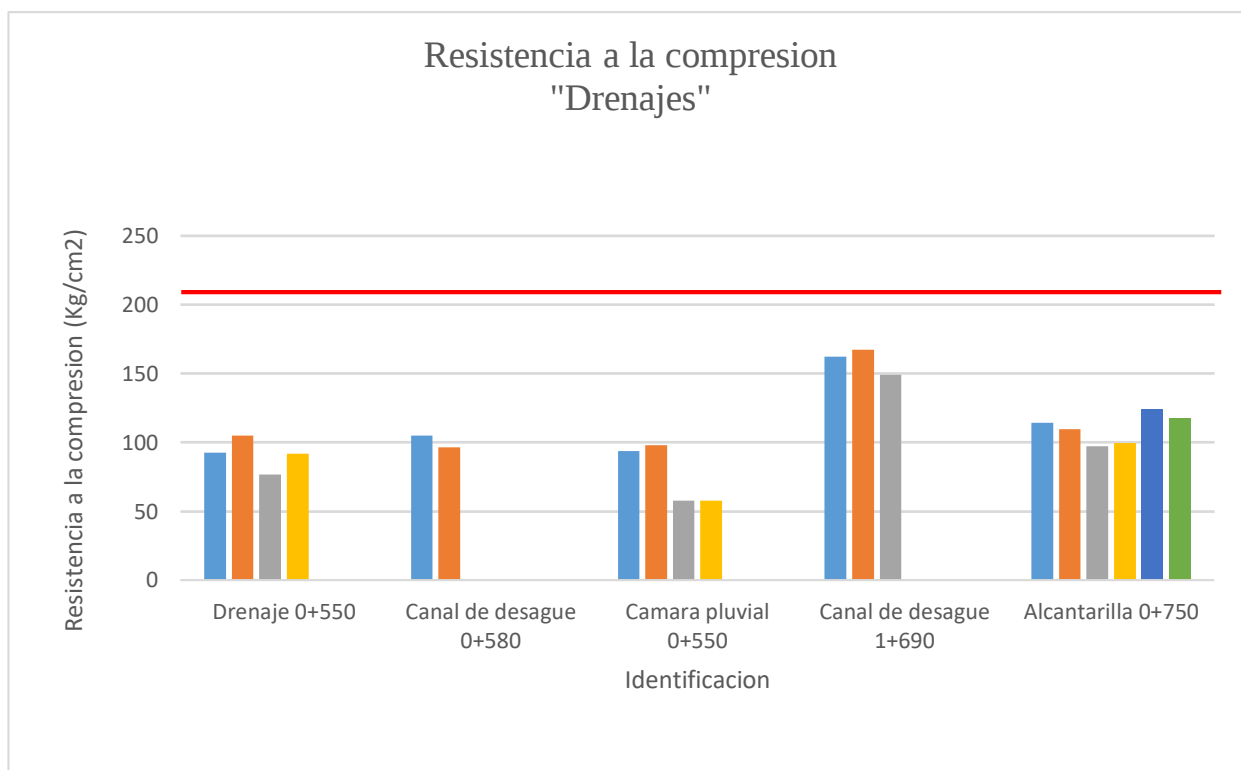


Figura 3.16 Resistencias alcanzadas de drenajes

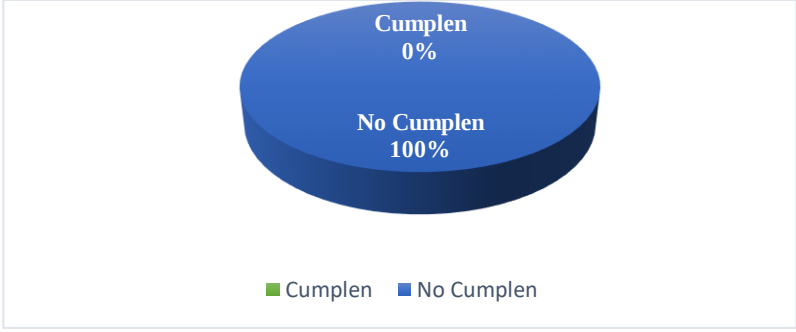
Fuente: Elaboración propia

Del total de las muestras de cilindros obtenidas en campo para el control de calidad de drenajes ninguna de las muestras llego a alcanzar la resistencia requerida en las especificaciones técnicas del proyecto como se muestra en la tabla 3.14.

Dada las bajas resistencias de las muestras obtenidas en campo, por orden de la supervisión, se procedió directamente a realizar el refuerzo de los elementos cuyas resistencias resultaron muy bajas.

El reforzamiento del concreto consistió en realizar un sobre espesor sobre la capa del elemento y de esta manera disminuir las cargas que se aplican en la estructura y distribuirlos sobre el espesor calculado más el sobre espesor añadido. La implementación de la técnica de reforzamiento a los elementos estructurales que presentaron deficiencias en la resistencia del concreto, fueron favorables, dando resultados aceptables y evitando así la demolición de los mismos.

Tabla 3.14 Resumen del ensayo de resistencia a la compresión "Drenajes"

Ensayo de resistencia a la compresión	Cantidad de muestras	Porcentaje (%)
Cumplen	0	0,00
No Cumplen	19	100,00
Total	19	100,00
Evaluación de los ensayos		
		

Fuente: Elaboración propia

3.1.3 Ensayo de desgaste de los ángeles ASTM C131 – AASHTO T96

En los agregados gruesos una de las propiedades físicas en los cuales su importancia y su conocimiento es indispensable en el diseño de mezcla es la “resistencia a la abrasión o desgaste de los agregados”. Este ensayo es importante porque con ella conoceremos la durabilidad y la resistencia que tendrá el concreto para la fabricación de losas, estructura simple o estructura que requieran que la resistencia del concreto sea adecuada para ellas. El equipo que se utiliza para determinar este ensayo es la máquina de los ángeles.

La máquina de los ángeles consiste en un cilindro o tambor hueco de acero cerrado en ambos extremos, este cilindro tiene las siguientes dimensiones, 710mm $\pm$ 6mm, de diámetro interior, 510 mm $\pm$ 6mm de longitud interior. El tambor tiene además una puerta lateral pequeña por donde se introduce la muestra, el tambor debe ser montado de forma adecuada y acopiado a un motor de 1 Hp de potencia aproximadamente, de forma tal que el número de revoluciones por minuto del tambor sea de 30 a 33 rpm.

La prueba consiste en hacer golpear una muestra de material con una carga abrasiva dentro del tambor metálico (giratorio), a una determinada velocidad. La evaluación de la resistencia a la

abrasión se realiza a partir del incremento en material fino que se produce por el efecto de golpeo con la carga abrasiva dentro del tambor cilíndrico. La cantidad de material a ensayar y el número de esferas a incluir dependen de la granulometría del agregado grueso.

Análisis de Resultados

Las especificaciones técnicas indica que “la grava utilizada deberá tener como máximo el 90 % de desgaste de la piedra ígnea al ser sometida al ensayo de desgaste de los ángeles AASHTO T 96 con muestra tipo I, 4,5% de desgaste a 100 revoluciones y 19% a 500 revoluciones para la misma piedra.”. Como se puede observar en la tabla 3.15, las dos muestras obtenidas para la elaboración de losetas cumplen con lo indicado en las especificaciones técnicas.

Tabla 3.15 Ensayo de “desgaste de los ángeles “

Nº	Fecha	Muestra	Nº de Revoluciones	% de Desgaste	Especificaciones técnicas	Observaciones
1	26/06/2018	Brita 1	500	24,4	> 19%	Cumple
2	29/06/2018	Brita 1	500	22,0	> 19%	Cumple

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

3.1.4 Esclerómetro ASTM C805

Es conocido también como martillo de Schmidt y evalúa la dureza superficial del concreto por medio de la medición de rebote de un embolo cargado con un resorte, después de haber golpeado una superficie plana de la estructura.

El esclerómetro es una herramienta útil para identificar zonas débiles de un elemento estructural y por lo tanto ayuda a definir los sitios precisos donde se debe hacer un muestreo con extracción de núcleos o alguna otra prueba no destructiva, la correlación de las lecturas del esclerómetro con los resultados de las otras pruebas, ayudaran a conocer con mayor grado de confianza la situación del concreto en las demás partes de la estructura.

La dureza superficial además de ser útil para revisar la uniformidad del concreto es una indicación de la resistencia a compresión del concreto, los resultados se ven afectados por la rugosidad de la

superficie, el tamaño, forma y rigidez del espécimen, la edad y condición de humedad del elemento y la carbonatación de la superficie del concreto.

Debido a que algunos ensayos para la obtención de la resistencia a la compresión mediante la elaboración de cilindros de hormigón no se realizaron en los elementos que se mencionan en la tabla 3.16, se optó por realizar el ensayo de índice de rebote “esclerómetro” (ver figura 3.17) y de esta manera conocer la resistencia de los elementos.



Figura 3.17 Ensayo de índice de rebote “esclerómetro”

Fuente: Elaboración propia

3.1.4.1 Equipo

El equipo que se utilizó para realizar el ensayo de esclerometria fue el siguiente:

- ✓ Martillo de rebote.

Análisis de resultados

Este ensayo se realizó para los siguientes elementos:

- ✓ Drenaje Transversal Prog. 0+550 (Losa base superior)
- ✓ Alcantarilla tipo Cajón Prog. 0+750 (Muros izquierdo y derecho)

Como se puede apreciar en la tabla 3.16 los valores de las resistencias obtenidas mediante el ensayo de esclerometria resultaron bajas, a consideración del supervisor, la técnica empleada para evitar la demolición de los elementos de los drenajes fue el de realizar el refuerzo en la estructura como se mencionó en el apartado 3.1.2.

Tabla 3.16 Ensayo del martillo de rebote “esclerómetro”

Nº	Fecha de Ensayo	Identificación	Elemento	Promedio	F'c (Kg/cm ²)
1	08/02/2018	Drenaje Transversal Prog. 0+550 (Losa base superior)	Punto 1	22,14	104,49
			Punto 2	19,13	83,89
			Punto 3	28,13	151,24
2	16/02/2018	Drenaje Transversal Prog. 0+550 (Losa base superior)	Punto 1	28,63	155,51
			Punto 2	17,06	70,97
			Punto 3	27,63	147,03
3	09/04/2018	• Alcantarilla tipo Cajón Prog. 0+750 (Muro izquierdo)	Alcantarilla cajón	31,19	178,23
			Alcantarilla cajón	26,88	140,82
			Alcantarilla cajón	29,06	159,28
			Alcantarilla cajón	29,88	166,41
			Alcantarilla cajón	28,88	157,66
4	10/04/2018	• Alcantarilla tipo Cajón Prog. 0+750 (Muro derecho)	Punto 1 Alc. cajón	14,4	55,67
			Punto 2 Alc. cajón	32,56	190,95
			Punto 3 Alc. cajón	28,5	154,44
			Punto 4 Alc. cajón	33	195,17

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

3.1.5 Método de ensayo para determinar el esfuerzo de flexión en el concreto ASTM C78

La consideración de la resistencia a la flexión del concreto es aplicable en el procedimiento de diseño para el criterio de fatiga, que controla el agrietamiento del pavimento bajo la repetición de cargas. El alabeo del pavimento de concreto bajo las cargas del tráfico provoca esfuerzos tanto de compresión como de flexión. Sin embargo, la proporción de los esfuerzos a compresión contra la resistencia a la compresión del concreto es mínima como para influir en el diseño de espesor de la losa. En cambio, la relación de los esfuerzos a flexión contra la resistencia a la flexión del concreto es mucho más alta y frecuentemente excede valores de 0.5. Por este motivo los esfuerzos y la resistencia a la flexión son los empleados para el diseño de espesores. La resistencia a la flexión del concreto es determinada por la prueba del módulo de ruptura.

El ASTM C78 se ocupa de ensayos de flexión del hormigón que se usa en la construcción de bloques y pavimentos con un aparato de flexión de tipo "tercer punto". La preparación de muestras

y probetas de hormigón fresco tomado in situ se describe en ASTM C31; las probetas aserradas tomadas de material curado se explican en ASTM C42; y se hace referencia a las probetas elaboradas en el laboratorio en ASTM C192. El objeto del método de ensaye son los siguientes:

- ✓ Este método establece los procedimientos para efectuar el ensaye de tracción por flexión a la rotura de probetas prismáticas de hormigón simplemente apoyada.
- ✓ Este método, se aplicará al ensaye de tracción por flexión a rotura de probetas y se ajustará al procedimiento correspondiente, según la dimensión básica de la probeta.

Para probetas de dimensión básica 100 mm se aplica la carga P en el centro de la luz de ensaye.

3.1.5.1 Equipos y materiales

Los equipos y herramientas utilizadas para realizar el ensayo son los siguientes:

- ✓ Prensa de ensaye
- ✓ Dispositivo de tracción por flexión
 - Deberá tener pieza para apoyo de la probeta y piezas para aplicar la carga, con que sus correspondientes accesorios los que deberán cumplir con los siguientes requisitos:
 - a) Los elementos de contacto con la probeta tendrán la superficie cilíndrica (de este modo se logra un contacto rectilíneo.
 - b) Se aplicará una carga y sus reacciones en forma vertical y estarán dispuestas de modo que las líneas de contacto sean paralelas entre si y perpendiculares a la luz de ensaye.
 - c) Contaran con accesorios que permitan fijar y mantener la luz de ensaye.
 - d) Tendrán rotulas regulables, a fin de evitar excentricidades.
 - e) Tendrán una longitud igual o mayor que el ancho “b” de las probetas.
- ✓ Regla rectificadora.
- ✓ Regla graduada o huincha

3.1.5.2 Procedimiento del ensayo

Para llevar a cabo el método del ensayo se debe seguir el siguiente procedimiento

1. Retiro de las probetas curadas.

Las probetas que estaban sumergidas en agua por 24 horas para su curado final según se indica en los métodos H0301 o H0302, retírelas de esta inmediatamente antes de ensayar, protéjalas con arpilleras húmedas hasta el momento de colocarlas en la máquina de ensaye, para evitar el secamiento en la cara apoyada que es la que recibe la máxima tracción.

2. Aplicación de la carga.

2.1. La luz de ensaye debe cumplir con las siguientes condiciones, según la forma de aplicación de la carga:

a) Carga P centrada:

$$L \geq 2h \text{ (ver figura 3.17)}$$

b) La distancia “x” entre cada línea de apoyo y el extremo más cercano de la probeta será igual o mayor que 2.5 cm.

2.2. Trace una recta final sobre las cuatro caras mayores que marquen las secciones de apoyo y de carga en forma indeleble y que no altere el tamaño, forma o características estructurales de las probetas.

2.3. Verifique y registre la luz de ensaye, expresándola en milímetros con aproximación a 1mm, medida en la cara inferior de la probeta en la posición para ensayar.

2.4. Limpie la superficie de las piezas de apoyo y de carga y las zonas de contacto de la probeta.

2.5. Coloque la probeta en la prensa de ensaye, dejando la cara de llenado en un plano vertical, y haciendo coincidir las líneas de trazado con las líneas de apoyo y de carga correspondientes

2.6. El contacto entre la probeta y cada pieza de apoyo o de carga debe ser el total, con las tolerancias y condiciones siguientes:

a) Acepte una separación igual o menor que 0.05mm.

b) Si la separación es mayor que 0.05 y menor que 0.5 mm, use láminas de cuero natural o sintético interpuestas en el contacto. Esas laminas tendrán un espesor uniforme igual o mayor que 5mm, un ancho igual o mayor 25 mm y un largo igual o mayor que el

ancho de las probetas. Deseche las láminas que presenten deformaciones apreciables a simple vista.

- c) Si la separación es igual o mayor que 0.5mm y menor que 2mm, proceda a refrentar.
- d) Si la separación es mayor que 2 mm, deseche la probeta.

2.7. Antes de aplicar la carga verifique que:

- a) Todos los contactos cumplen con lo indicado en 13.
- b) Las distancias entre las piezas de apoyo y de carga se mantienen constantes, con una tolerancia de $\pm 1\text{mm}$

2.8. Aplique la carga en forma continua y uniforme, sin choques. La velocidad de tensión, calculada según 4. Deberá estar comprendida entre 0,015 y 0,02 N/mm²/s).

2.9 Una vez fijada la velocidad, no haga modificaciones de ella hasta el término de tensión del ensaye.

2.10. Registre la carga máxima P expresada en N.

2.11. Mida el ancho (b) y la altura (h) medios de la probeta en la sección de rotura con aproximación a 1mm. Registre b y h.

3.1.5.3. Ajuste del método de ensayo para losetas hexagonales

El ajuste que se realizó al método del ensayo para conservar las características y propiedades de las losetas hexagonales elaboradas, se menciona a continuación:

- ✓ *Corte*, se realizó con un disco de corte por fricción, de modo que no realice esfuerzos internos que afecten en las propiedades físicas o mecánicas de la loseta. Antes y durante la ejecución del corte se debe humedecer la pieza de la loseta, para enfriar el disco y así mismo evitar la suspensión de partículas.

Dimensiones del corte:

La dimensión del corte se realizó de acuerdo a las dimensiones de la loseta cumpliendo con lo mencionado en 8. b):

Perpendicular a dos de sus caras:

Longitud = 30 cm.

Ancho = 17 cm.

Espesor = 10 cm.

3.1.5.4 Cálculos

Para el ensayo con Carga P en el punto medio de la luz de ensayo.

- a) Calcule la resistencia a la tracción por flexión como la tensión de la rotura según la formula siguiente.

$$f_t = \frac{3xPxL}{2xbxh^2}$$

Donde:

f_t = Tensión de la rotura, (MPa)

P = Carga máxima aplicada, (N).

L = Luz de ensayo de la probeta, (mm).

b = Ancho promedio de la probeta en la sección de rotura, (mm)

h = Altura promedio de la probeta en la sección de rotura, (mm).

- b) Expresar los resultados en MPa aproximados a 0.1MPa.

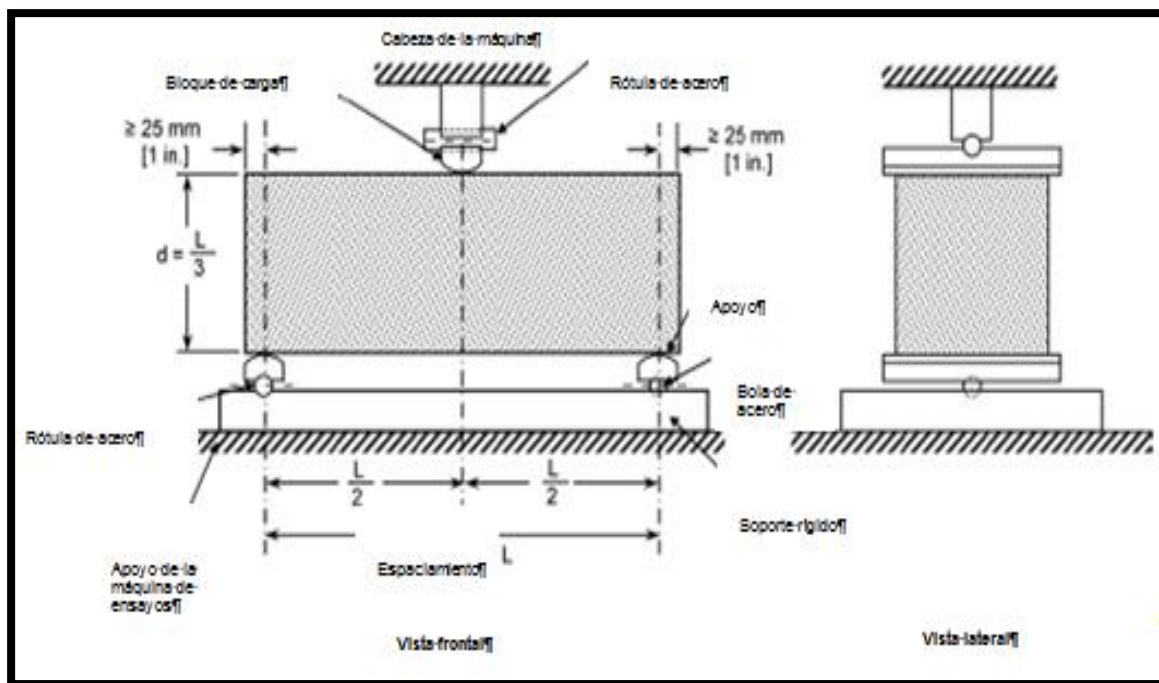


Figura 3.18 Ensayo de tracción por flexión

Fuente: Manual de método de ensayo de suelo y materiales ABC



Figura 3.19 Determinación del ensayo de tracción por flexión

Fuente: Elaboración propia

Análisis de Resultados

En base a lo descrito en las especificaciones técnicas, donde indica que la resistencia característica a la flexión debe ser de 3.5 – 4,5 MPa. y la Absorción no mayor al 5% en valor medio ni superior al 7% en valor individual. Así mismo para la determinación de la resistencia a la flexión indica que se deben extraer 3 muestras como mínimo para cada lote de 10.000 losetas, entendiéndose por lote a un conjunto de elementos pertenecientes a la misma partida fabricados bajo similares condiciones de producción. La dosificación que se empleó en la producción de las losetas, satisfacen a los requerimientos establecidos en las especificaciones técnicas, las proporciones de los materiales que componen el hormigón para la elaboración de las losetas se muestran en la tabla 3.17.

Tabla 3.17 Proporciones de los materiales para la dosificación de losetas hexagonales

Proporciones de la mezcla 1:2:2	Cemento (Kg)	Arena (m3)	Brita 01 (m3)	A/C
	420	0.67	0.67	0.45

Fuente: Especificaciones técnicas del proyecto: Enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza, 2017

En la tabla 3.18, se muestra los resultados del laboratorio de las muestras obtenidas para el ensayo de resistencia a la flexión de las losetas, cumpliendo con lo descrito en las especificaciones se tomó 3 muestras como mínimo por cada 10.000 losetas producidas.

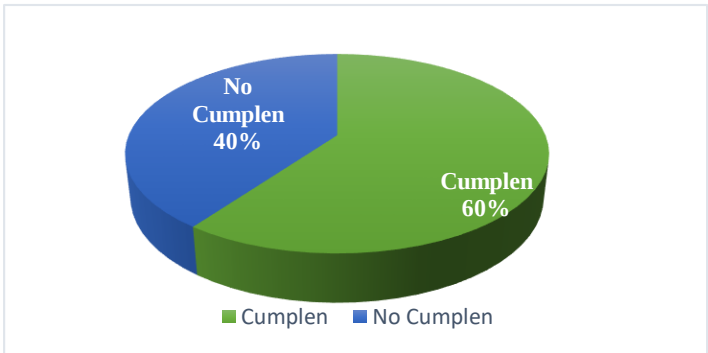
Tabla 3.18 Ensayos de esfuerzo a flexión en el concreto "losetas"

Nº	Fecha de Vaciado	Testigos	Resistencia a la Rotura (MPa)	Promedio de ensayos
1	07/10/2017	Muestra -1	1,92	< 3,5 MPa
2		Muestra -2	2,02	
3		Muestra -3	2,00	
4		Muestra -4	2,03	
5	14/10/2017	Muestra -5	2,03	< 3,5 MPa
6		Muestra - 6	1,78	
7		Muestra - 7	1,89	
8	07/11/2017	M-1	1,72	< 3,5 MPa
9		M-2	1,79	
10		M-3	1,88	
11	01/03/2018	Muestra - 1	1,83	< 3,5 MPa
12		Muestra - 2	1,79	
13		Muestra - 3	1,75	
14	25/05/2018	Prog. 0+360	7,77	> 3,5 MPa
15		Prog. 0+360	6,21	
16		Prog. 0+360	6,26	
17		Prog. 0+360	4,93	
18	25/07/2018	Prog. 0+900	4,18	> 3,5 MPa
19		Prog. 0+900	4,11	
20		Prog. 0+940	4,80	
21		Prog. 0+940	4,84	
22	13/08/2018	Prog. 0+910	4,42	> 3,5 MPa
23		Prog. 0+920	5,08	
24		Prog. 0+950	5,00	
25	24/08/2018	Prog. 0+950	5,38	> 3,5 MPa
26		Prog. 1+030	5,54	
27		Prog. 1+030	5,51	
28	04/09/2018	Emsemce Duran	7,74	> 3,5 MPa
29		Emsemce Duran	6,95	
30		Emsemce Duran	8,17	
31	20/09/2018	Emsemce Duran	7,21	>3,5 MPa
32		Emsemce Duran	8,87	

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

De acuerdo a los resultados de los ensayos obtenidos de laboratorio que se muestran en tabla 3.18, se puede verificar que el 59.38% de las muestras cumplen con lo estipulado en las especificaciones técnicas del proyecto (Ver tabla 3.19), habiendo evaluado estos resultados en consideración del supervisor se aprobó la utilización de las piezas de losetas para la capa de rodadura del pavimento articulado.

Tabla 3.19 Resumen del ensayo de resistencia a la flexión

Ensayo de resistencia a la flexión	Cantidad de ensayos / lote	Cant. de muestras analizadas	Porcentaje (%)
Cumplen	6	19	59,38
No Cumplen	4	13	40,63
Total	10	32	100,00
Evaluación de resultados			
			

Fuente: Elaboración propia

Cabe mencionar que durante la ejecución de la actividad “Colocado de losetas” se realizó un control constante para verificar el estado físico de las losetas (fisuras, cangrejas, descascaramientos, rebabas horizontales o verticales, embobamientos o torceduras) y de esta manera garantizar la calidad de la obra. Se pudo evidenciar que alrededor de 60 a 100 piezas de losetas por cada lote, al ser verificado, se encontraban en mal estado o presentaban daños por el transporte y el manejo inadecuado, por lo cual las piezas que presentaban las deficiencias físicas mencionadas se procedió a reemplazarlos.

3.1.6 Método de prueba estándar para densidad, absorción y vacíos en concreto endurecido ASTM C 642 – 97

Este método de prueba es útil para desarrollar los datos requeridos para las conversiones entre masa y volumen para concreto. 'siempre que sea posible, la muestra consistirá de varias porciones individuales de concreto, cada una para ser probada por separado. las porciones individuales pueden ser piezas de cilindros, núcleos o vigas de cualquier forma o tamaño deseados, excepto que el volumen de cada porción no debe ser menor de (350cm³) para concreto de peso normal, aproximadamente (800 g.) y cada porción debe estar libre de grietas observables, fisuras o bordes dañados.

3.1.6.1 Equipos y herramientas

Los equipos y herramientas utilizadas para realizar el ensayo son los siguientes:

- ✓ Equilibrio, sensible al 0.025% de la masa de la muestra.
- ✓ Contenedor, adecuado para sumergir la muestra y el cable adecuado para suspender la muestra en agua.

Análisis de resultados

De las muestras obtenidas para determinación de la absorción de las piezas de losetas (concreto endurecido), se puede observar en la tabla 3.20 que los especímenes evaluados cumplen con lo requerido en las especificaciones técnicas del proyecto.

Tabla 3.20 Ensayos absorción de losetas

Nº	Fecha	Testigo	Absorción (%)	Especificaciones Técnicas
1	7/10/2017	Muestra 3	3.99	< 7%
2	14/10/2017	Muestra 1	4.65	< 7%
3	7/11/2017	Muestra 1	5.79	< 7%
4	1/03/2018	Muestra 2	4.77	< 7%

Fuente: Elaboración en base a resultados de laboratorio

Los detalles de los resultados de los ensayos mencionados se muestran en (Anexo E)

CAPITULO IV

MARCO ADMINISTRATIVO

4.1 AVANCE FISICO

El avance físico del proyecto: Enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza, describe los componentes y actividades ejecutadas, en el cual se realizó el seguimiento del proceso constructivo, mediante cronograma de avance inicial, el plazo establecido para la ejecución se proyectó a 250 días calendario, a partir del 01 de agosto de 2017 al 03 de abril de 2018, como describe el cronograma inicial (Ver figura 4.1). No obstante, el inicio de las actividades tuvo un retraso debido a cuestiones legales del proyecto.

El proyecto inició sus actividades el 18 de septiembre de 2017, con un avance considerable. Presento una paralización en los meses de marzo y abril del 2018, a causa de los factores climatológicos (precipitación pluvial), debido al inconveniente el proyecto se ejecutó en dos fases, la primera con un avance de 30% donde se muestran las actividades y las fechas ejecutadas (ver la figura 4.2), la segunda fase consistió en el complemento de 70% del proyecto, del mismo modo se muestran las respectivas actividades ejecutadas en los tiempos establecidos (ver la figura 4.3).

De acuerdo al avance presentado, se establece como fecha de entrega el 05 de octubre de 2018. El total de días ejecutados se prolonga a 313 días calendario

Por otro lado, se realizaron modificaciones en los ítems iniciales, al realizar el análisis técnico en el proyecto, se adaptó acorde a las condiciones de la superficie natural del terreno. Los cambios de actividades se detallan en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Cambio de actividades del proyecto

Ítems iniciales	Ítems nuevos
Boca de tormenta de H°A° con canal para rejilla.	Alcantarilla de H°A°
Contrapiso de ladrillo gambote para badén.	Canales de H°A°
Construcción de badén de H°A°	

Fuente: Elaboración propia

Se realizó el control y seguimiento de todas las actividades ejecutadas y presentadas en los cronogramas presentados a continuación (Ver figuras 4.2 y 4.3).

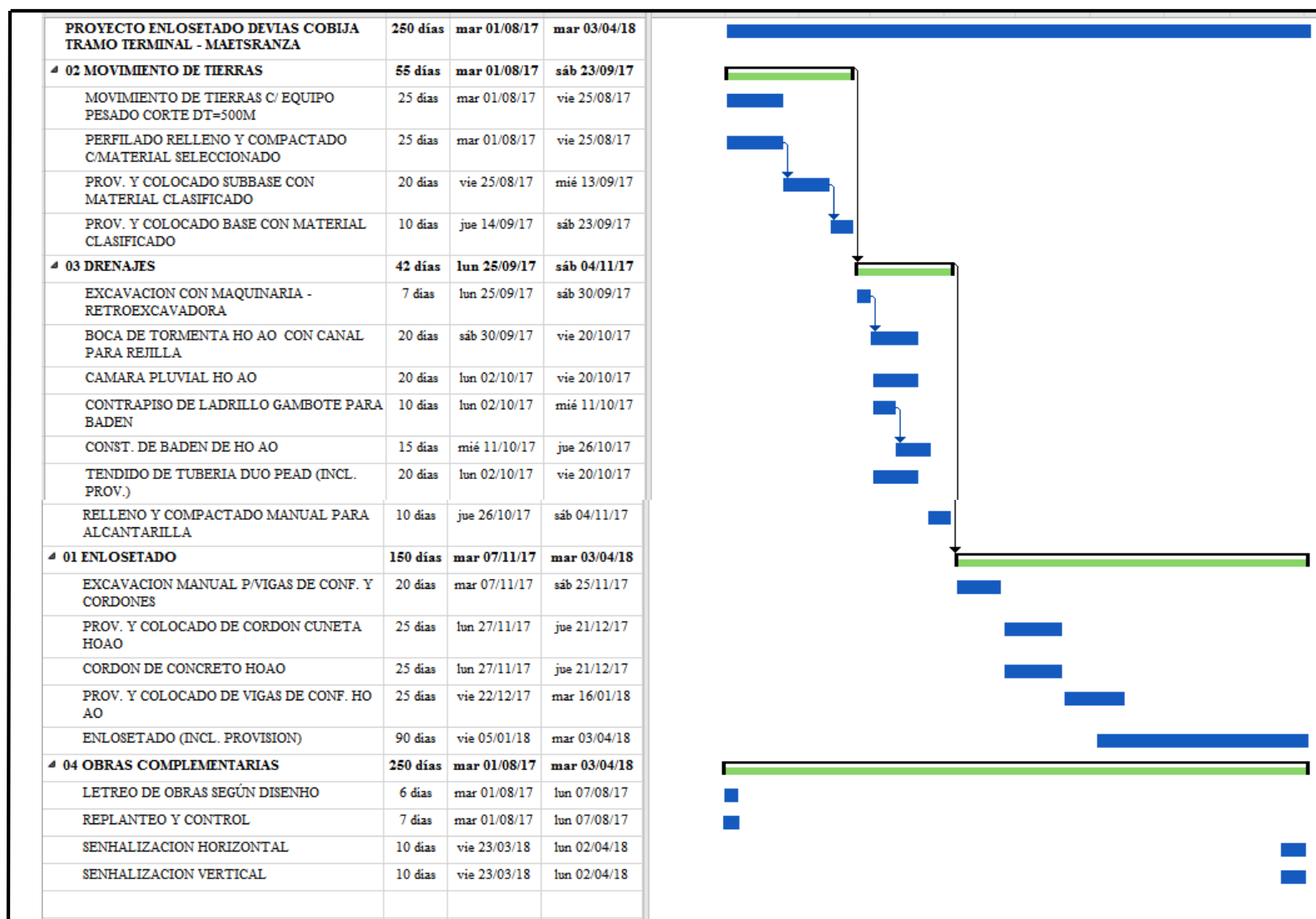


Figura 4.1 Cronograma de avance inicial

Fuente: Elaboración propia

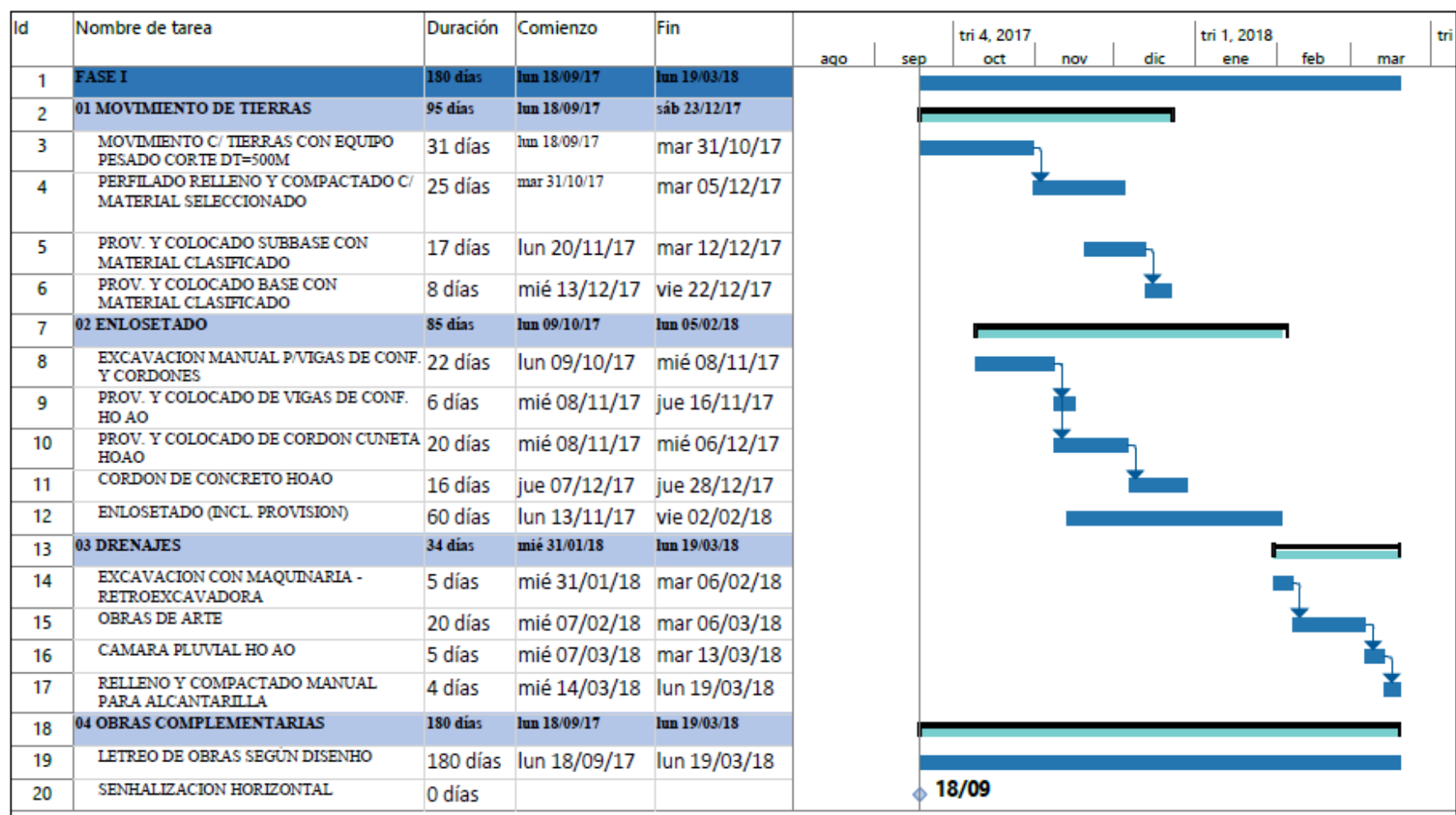


Figura 4.2 Cronograma de avance (1ra fase)
Fuente: Elaboración propia

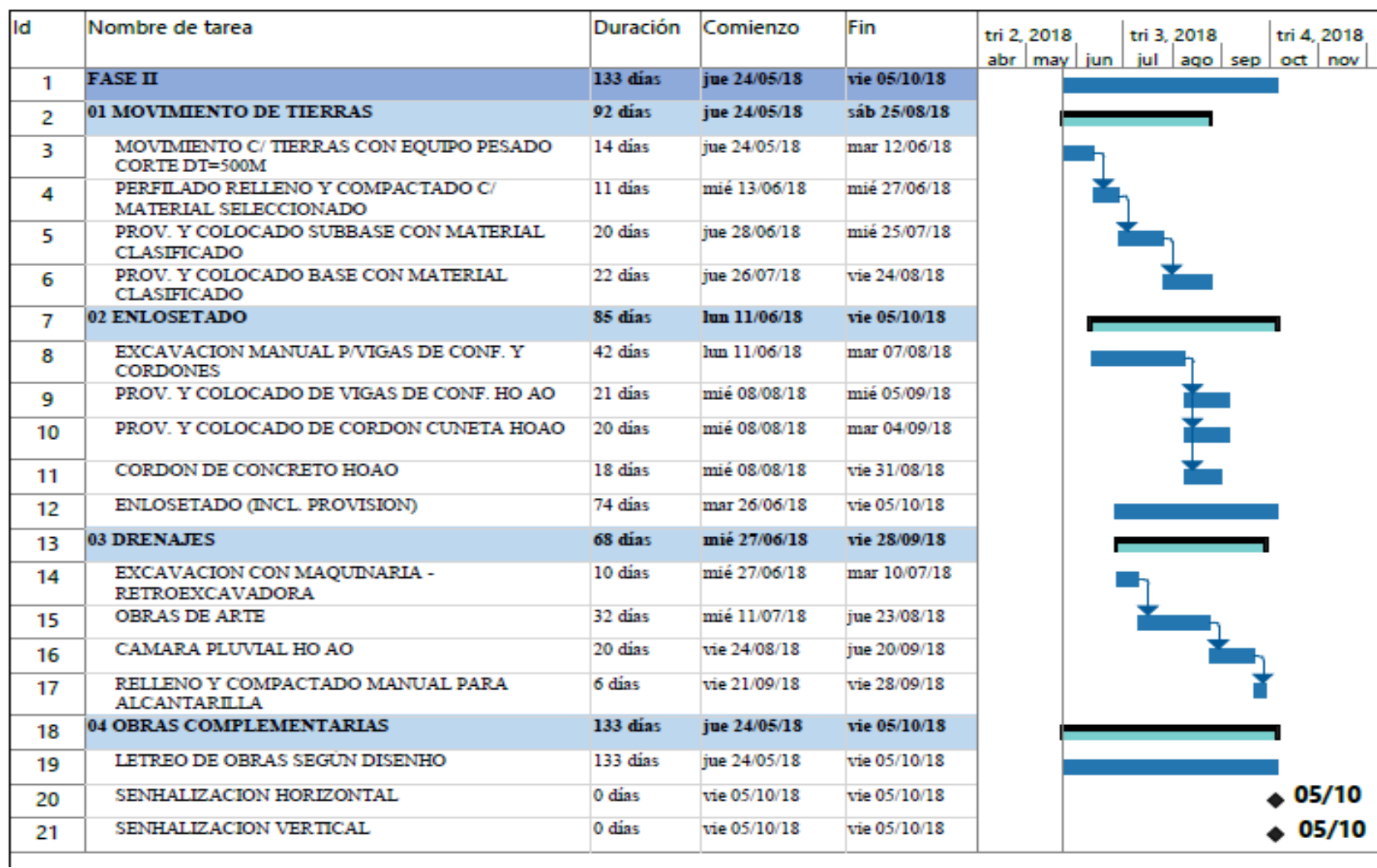


Figura 4.3 Cronograma de avance (2da fase)

Fuente: Elaboración propia

Las actividades de movimiento de tierra con maquinaria pesada, paralizaron en el mes de diciembre debido a las constantes lluvias, sin embargo, se continuaron con las actividades de construcción de drenajes, obras de confinamiento y enlosetado hasta el mes de marzo, dando comienzo a la segunda etapa en el mes de mayo y concluyendo el 5 de octubre de 2018, tal como se muestra en la tabla 4.2.

Tomando en cuenta los días de paralización, el periodo de ejecución de obra se prolongó a 313 días calendario, recalando que el proyecto tuvo un retraso de 66 días (paralización), la referencia inicial de plazo estipulado fue de 250 días calendario.

Tabla 4.2 Resumen general seguimiento de obra

ITEMS	2017				2018									
	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGOS	SEP	OCT
01 MOVIMIENTO DE TIERRAS														
02 ENLOSETADO														
03 DRENAJES														
04 OBRAS COMPLEMENTARAS														

Fuente: Elaboración propia

Las actividades ejecutadas en el proyecto se describen en tabla 4.3, en las cuales se realizó el control de calidad de los materiales empleados y el seguimiento al proceso constructivo de los ítems de la construcción del pavimento articulado.

Tabla 4.3 Actividades ejecutados en el proyecto

N°	Ítem	Unidad	Cantidad
Conformación de plataforma			
1	Movimiento de tierras c/ equipo pesado Corte DT = 500 m.	M3	8.736,98
2	Perfilado relleno y compactad c/ material seleccionado.	M3	6.887,47
3	Prov. y colocado de capa sub base c/ material clasificado.	M3	4.275,60
4	Prov. y colocado de capa base c/ material clasificado.	M3	1.934,20
Drenajes			
5	Excavación con maquinaria retro-excavadora.	M3	457,74
6	Alcantarilla de H°A°	M3	78,69
7	Cámara pluvial de H°A°	M3	7,08
8	Canal de H°A°	M3	41,30
9	Provisión y tendido de tuberías de Ø 400 mm	ML	49,00
10	Relleno y compactado manual para alcantarilla	M3	145,73
Obras de confinamiento			
11	Excavación manual para vigas de conf. y cordones	M3	100,04
12	Vigas de confinamiento de H°A°	M3	374,00
13	Cordón cuneta de H°A°	M3	2.593,00
14	Cordón jardinera de H°A°	M3	1.479,00
Enlosetado			
15	Enlosetado incluye provisión.	M2	17.313,74
Obras preliminares			
16	Señalización horizontal	M2	7,00
17	Señalización vertical	PZA.	377,00

Fuente: Elaboración propia

4.2. AVANCE FINANCIERO

El avance financiero consiste en la administración del presupuesto del proyecto, efectuado mediante planillas de avance, organizadas y detalladas en tabla 4.4.

Se realizó el seguimiento y apoyo en la elaboración de las planillas mensuales, mediante la verificación del avance físico, para la elaboración de cómputos métricos y posteriormente la ejecución de las planillas de avance.

Tabla 4.4 Presupuesto general del proyecto

N°	Actividad	Unidad	Cantidad	P.U.	Sub total
1	Movimiento de tierras C/Equipo pesado Corte DT = 500 MT	M3	8.736,98	41,01	358.303,67
2	Perfilado relleno y compactado C/Material seleccionado	M3	6.887,47	56,62	389.968,44
3	Prov. y colocado de capa sub base C/Material clasificado	M3	4.275,60	86,33	369.112,55
4	Prov. y colocado de capa base C/Material clasificado	M3	1.934,20	287,09	555.289,48
5	Excavación C/Maquinaria retro-excavadora	M3	457,74	52,17	23.880,09
6	Alcantarilla de H°A°	M3	78,69	1903,17	149.764,33
7	Cámara pluvial H°A°	M3	7,08	1903,13	13.472,50
8	Canal de H°A°	M3	41,30	1903,13	78.607,85
9	Provisión y tendido de tuberías Φ 400 mm	ML	49,00	1.006,06	49.296,94
10	Relleno y compactado manual P7Alcantarilla	M3	145,73	65,67	9.570,74
11	Excavación manual P/ Vigas de conf. y cordones	M3	100,04	14,82	1.482,23
12	Vigas de confinamiento de H°A°	ML	374,00	155,86	58.292,86
13	Cordón cuneta de H°A°	ML	2.593,00	193,32	501.280,63
14	Cordón Jardinera de H°A°	ML	1.479,00	166,34	246.021,41
15	Enlosetado Incluye provisión	M2	17.313,74	269,09	4.658.893,31
16	Señalización Horizontal	M2	2.600,00	22,901	59.542,6
17	Señalización Vertical	PZA	7,00	1444,153	10.109,07
18	Laboratorio	GLB	377,00	150,485	56.732,85
TOTAL					7.589.621,53

Fuente: Elaboración propia

El monto total ejecutado fue de Bs. 7.589.621.53/00 (Siete Millones quinientos ochenta y nueve mil seiscientos veintiunos con cincuenta y tres/Bs). El detalle de los desembolsos se muestra en Anexo D, cabe mencionar que, al tratarse de un proyecto social, la ejecución de las actividades se realizó mediante un proceso de licitación de paquetes, con el fin de organizar los estados de desembolso, la descripción de las licitaciones realizadas se detalla a en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Paquetes de desembolso

N°	Paquete	Monto (Bs)
1	Alquiler de maquinarias	1.251.777,53
2	Mano de obra	1.348.216,89
3	Insumos y materiales de construcción	4.571.772,00
4	Provisión de Equipos y herramientas	207.012,12
5	Adquisición de ropa de Trabajo(EPP)	84.351,00
6	Servicio de Señalización	69.651,67
7	Servicio de Ensayo de Laboratorio	56.732,92
	Total	7.589.621,53

Fuente: Elaboración propia

El avance físico de obra se realizó, de acuerdo al porcentaje de avance ejecutado mensualmente, como se detalla en la tabla 4.6, con el fin de elaborar el resumen de avance físico y mediante ella obtener la curva de evaluación del avance financiero del proyecto (ver figura 4.4).

Tabla 4.6 Evaluación del avance financiero

	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT
AVANCE FINANCIERO MENSUAL	3,24%	8,62%	16,23%	5,44%	1,39%	0,90%	0,21%	0,00%	0,69%	3,01%	21,17%	20,15%	14,12%	4,84%
AVANCE FINANCIERO ACUMULADO	3,24%	11,86%	28,08%	33,53%	34,92%	35,82%	36,03%	36,03%	36,72%	39,73%	60,90%	81,04%	95,16%	100,00%

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la tabla 4.6, durante los meses marzo y abril, los porcentajes se mantienen debido a la paralización de la obra, en base a los datos elaborados en la tabla 4.6 se realizó la curva de evaluación del avance financiero, representado en la figura 4.4.

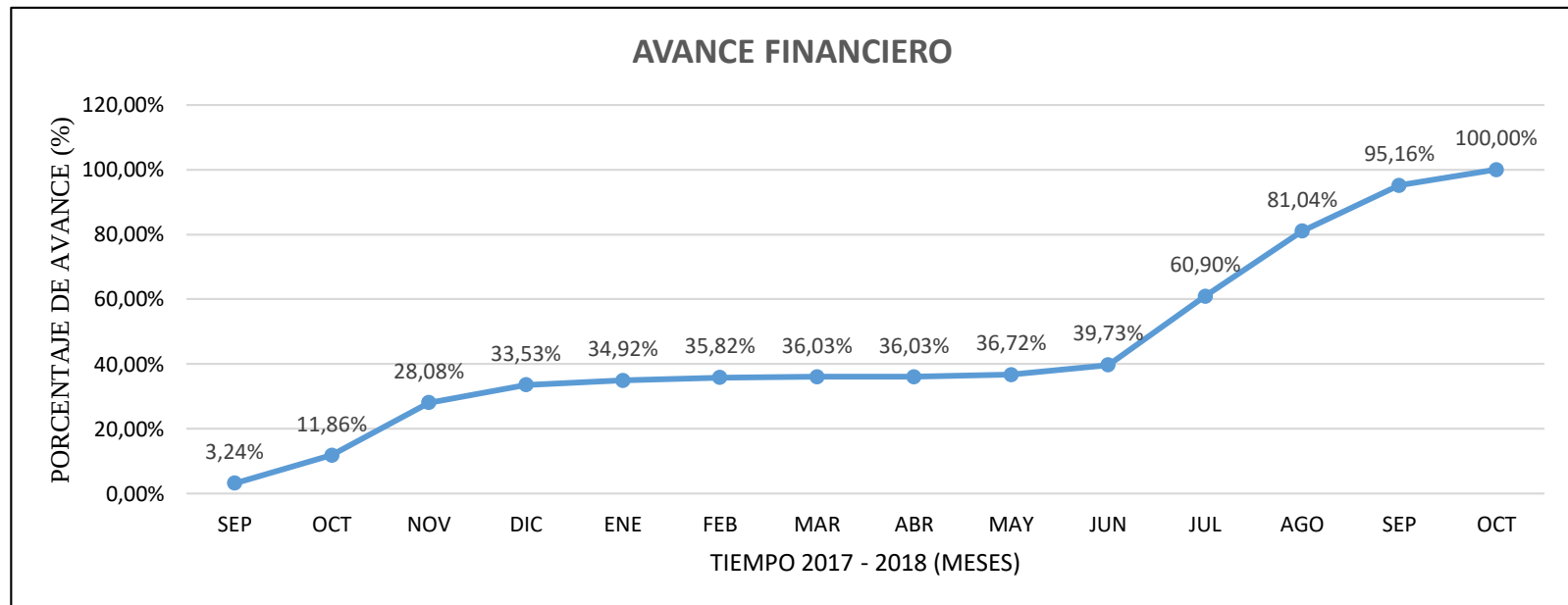


Figura 4.4 Curva de evaluación del avance financiero

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO V

REDISEÑO DE LA CARPETA ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO ARTICULADO DE UNA SECCION DEL TRAMO

5.1. ANALISIS DEL DISEÑO PRELIMINAR

El método presentado por el proyectista, para el diseño de los espesores de la carpeta estructural del pavimento articulado del tramo vial “Terminal – Maestranza”, fue realizado mediante el método de la PCA (Portland Cement Association 1984, Asociación de cemento Portland). El uso de este método se basa en ábacos y tablas que se incluyen, en el método AASHTO 93.

Para realizar el diseño de espesor de la carpeta estructural del pavimento articulado mediante el método de la PCA, se debe contar con ciertos parámetros de diseño, como ser; los datos de ensayo de suelos realizados en laboratorio y el estudio de tráfico.

Los datos del estudio de suelos y el estudio de tráfico utilizados por el proyectista para realizar el diseño de los espesores de la carpeta estructural del pavimento articulado serán comparados con los datos obtenidos en campo, durante la ejecución del proyecto.

En la tabla 5.1 se presenta una ficha resumen, con todos los datos del diseño inicial:

Tabla 5.1 Ficha resumen del diseño inicial

Nº	Descripción	Detalle
1	Espesor loseta	10cm
2	Resistencia a flexión	40kg/cm ²
3	Resistencia a la compresión	230kg/cm ²
4	Espesor sub-base granular	20cm

Fuente: Diseño del pavimento proyecto “Enlosado de vías Cobija: tramo terminal – maestranza”, 2017

De acuerdo al análisis de suelos realizado inicialmente el valor del CBR de la sub rasante es de 7% y el tránsito promedio diario es de 504 veh. /día, los espesores de la carpeta estructural calculado por el proyectista se muestran en la figura 5.1.



Figura 5.1 Espesores de la capa estructural por método de la PCA

Fuente: Diseño del pavimento proyecto “Enlosetado de vías Cobija: tramo Terminal – Maestranza”, 2017

5.2. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO AASHTO - 93

El método de diseño recomendado por la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) “está basada en los resultados de una prueba denominada “prueba AASHO” realizada entre 1951 y 1960 en Ottawa, Illinois, para estudiar el comportamiento de estructuras de pavimento de espesores conocidos, ante cargas móviles de magnitudes y frecuencias también conocidas y bajo el efecto del medio ambiente”. (AASHTO,1993)

“La planeación de la prueba inició en 1951 y la construcción en 1956; el tránsito controlado se aplicó durante más de dos años entre octubre de 1958 y noviembre de 1960”. (AASHTO,1993)

La metodología AASHTO-93 para diseño de estructuras de pavimento, presenta un modelo o ecuación a través de la cual se obtiene el parámetro llamado número estructural (SN) cuyo valor además de ser un indicativo del espesor total requerido del pavimento, en función del tránsito y la confiabilidad entre otros, para la determinación de este parámetro se utiliza normalmente un ábaco en el cual se ingresa con el valor de la confiabilidad y conociendo los valores de los demás parámetros como son el tránsito, la desviación estándar, la confiabilidad y el índice de serviciabilidad, se obtiene el SN el cual es un valor fundamental para la determinación de los espesores finales de las diferentes capas que conforman la estructura de pavimento.

5.2.1. Estudio de Tráfico

Los factores referentes al tránsito, se obtienen a través del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA), el porcentaje que representa cada tipo de eje, el factor de crecimiento del tráfico, el factor de sentido, el factor de carril y el período de diseño. Permite determinar la cantidad de vehículos que se trasladan de un lugar a otro. Se utiliza para evaluar la situación actual de una vía en la cual se hace un diagnóstico de la demanda vehicular.

5.2.1.1. Identificación del tramo

De acuerdo al tipo de tráfico existente en este punto y al volumen del mismo, la sección más crítica observada se encuentra entre las progresivas 1+820 – 2+030 del tramo vehicular “Terminal – Maestranza” como se observa en la figura 5.2.



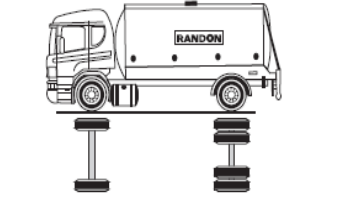
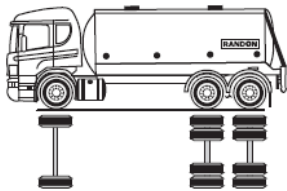
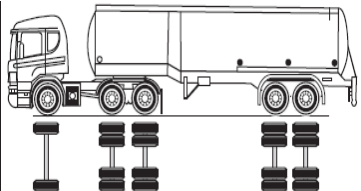
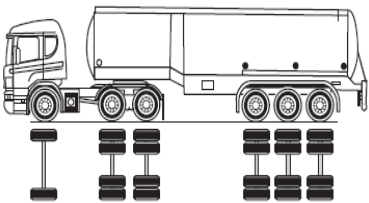
Figura 5.2 Localización del tramo de estudio: Terminal - Maestranza

Fuente: Elaboración propia

5.2.1.2. Transito promedio diario anual (TPDA)

El estudio de los volúmenes de tránsito, su composición y comportamiento, forman parte de los parámetros fundamentales para el método de diseño de pavimento. Dicho estudio consiste en la determinación de las cantidades y características del tránsito (tipo de vehículo), la configuración vehicular por tipo de ejes considerada para el estudio de tráfico se muestra en la tabla 5.2

Tabla 5.2 Configuración vehicular

Nº	Tipo de Vehículo	Descripción	Figura
1	Motocicletas	Vehículo de 2 ruedas Peso: 200 – 250 kg (sin carga)	
2	Automóviles	Vehículo liviano de 4 ruedas Peso: hasta 2 toneladas (sin carga)	
3	Trufis, Camionetas y Otros	Vehículo semi liviano para el transporte de personas con una capacidad de carga determinada. Peso: hasta 4 toneladas	
4	1RS-1RD	Vehículo pesado de eje delantero simple (1RS) y 1 eje trasero doble (1RD). Peso: 1 Eje simple = 7 ton. 1 Eje Doble = 11 ton.	
5	1RS-2RD	Vehículo pesado de 1 eje delantero simple y 2 ejes traseros doble. Peso: 1 Eje simple = 7 ton. 2 Ejes Doble = 18 ton.	
6	1RS-2RD-2RD	Vehículo pesado de 1 eje delantero simple y 4 ejes traseros dobles. Peso: 1 Eje simple = 7 ton. 2 Ejes Doble = 18 ton. 2 Ejes Doble = 18 ton.	
7	1RS-2RD-3RD	Vehículo pesado de 1 eje delantero simple y 5 ejes traseros dobles. Peso: 1 Eje simple = 7 ton. 2 Ejes Doble = 18 ton. 3 Ejes Doble = 25 ton.	

Fuente: Elaboración propia

El volumen de tránsito que circula por la vía, se determinó a través de aforos.

Para calcular el Transito Promedio Diario Anual (TPDA), se necesita realizar un estudio de tráfico vehicular mediante aforos vehiculares, Los estudios sobre volúmenes de transito como el TPDA son realizados con el propósito de obtener información relacionada con el movimiento de vehículos sobre puntos o secciones especificas dentro del sistema vial.

5.2.1.3. Periodos de aforo vehicular

El conteo se realizó a partir del lunes 17 de septiembre hasta el 23 de septiembre de 2018, en las horas de máximo tráfico vehicular, es decir; 3 periodos de 1 hora por día como se muestra en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Periodos de aforo vehicular

Días	Periodo 1 (hrs.)	Periodo 2 (hrs.)	Periodo 3 (hrs.)
Lunes	8:00 – 9:00	12:00 – 13:00	18:00 – 19:00
Martes	8:00 – 9:00	12:00 – 13:00	18:00 – 19:00
Miércoles	8:00 – 9:00	12:00 – 13:00	18:00 – 19:00
Jueves	8:00 – 9:00	12:00 – 13:00	18:00 – 19:00
Viernes	8:00 – 9:00	12:00 – 13:00	18:00 – 19:00
Sábado	8:00 – 9:00	12:00 – 13:00	18:00 – 19:00
Domingo	8:00 – 9:00	12:00 – 13:00	18:00 – 19:00

Fuente: Elaboración propia

5.2.1.4. Resultado de conteo vehicular

El conteo vehicular se realizó de forma manual, ubicando un aforador en el punto de estación de conteo, el registro del tráfico se llevó por cada sentido y por hora, los detalles del aforo vehicular se muestran en (Anexo G), para determinar el Transito Promedio Diario Anual se debe conocer el Volumen Horario de Máxima Demanda (VHMD).

1. Volumen Horario Máxima Demanda (VHMD)

Es el seleccionado del aforo en horas de máxima demanda (Horas Pico), es decir; el máximo registro en 1 hora para cada tipo de vehículo.

El método descarta el tráfico ligero como ser las motocicletas, sin embargo, para efectos de este ejemplo se consideró en el diseño, aun sabiendo que su impacto es mínimo.

Tabla 5.4 Resumen del aforo vehicular

Tipo de vehículo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Motocicletas	136	138	115	140	108	106	86
Automóviles	34	37	27	33	28	24	29
Trufis, Camionetas y Otros	33	33	28	35	22	25	28
1RS-1RD	1	1	1	1	2	1	0
1RS-2RD	6	3	7	12	8	5	3
1RS-2RD-2RD	4	10	2	4	6	3	0
1RS-2RD-3RD	0	0	0	1	0	0	0
TOTAL				226			

Fuente: Elaboración propia

2. Transito Promedio Diario Anual (TPDA)

El tránsito promedio diario anual, representa el promedio de los volúmenes diarios de tránsito durante un año en una sección dada de una vía.

El volumen horario de máxima demanda, según el aforo realizado se presenta el día jueves como se muestra en la tabla 5.4, con un volumen total de 226 Veh. /hr., dato que se utilizó para calcular el Transito Promedio Diario Anual (TPDA), tomando un criterio de expansión de tráfico para cada hora como se muestra en la tabla 5.5.

El criterio de expansión consiste en asignarle un porcentaje de expansión al Volumen Horario de Máxima Demanda (VHMD), registrada mediante el conteo vehicular, como se puede observar en la tabla 5.5, el porcentaje asignado varía de acuerdo al horario, siendo el 100 % las horas de máxima demanda (horas pico).

Tabla 5.5 Criterio de expansión vehicular

VHMD =		226,00
Horas	Porcentaje	Cantidad
0:00:00		
1:00:00	0,05	11,30
2:00:00	0,1	22,60
3:00:00	0,1	22,60
4:00:00	0,1	22,60
5:00:00	0,1	22,60
6:00:00	0,5	113,00
7:00:00	0,8	180,80
8:00:00	1	226,00
9:00:00	1	226,00
10:00:00	0,8	180,80
11:00:00	0,8	180,80
12:00:00	1	226,00
13:00:00	1	226,00
14:00:00	0,9	203,40
15:00:00	0,8	180,80
16:00:00	0,7	158,20
17:00:00	0,7	158,20
18:00:00	1	226,00
19:00:00	1	226,00
20:00:00	0,5	113,00
21:00:00	0,4	90,40
22:00:00	0,2	45,20
23:00:00	0,1	22,60
24:00:00	0,05	11,30
VMD =		3096,20

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la tabla 5.5, se elaboró la figura 5.3 la cual muestra el comportamiento del flujo vehicular existente durante un periodo de 24 horas, se puede apreciar el máximo flujo vehicular se presenta en los periodos de aforo determinado.

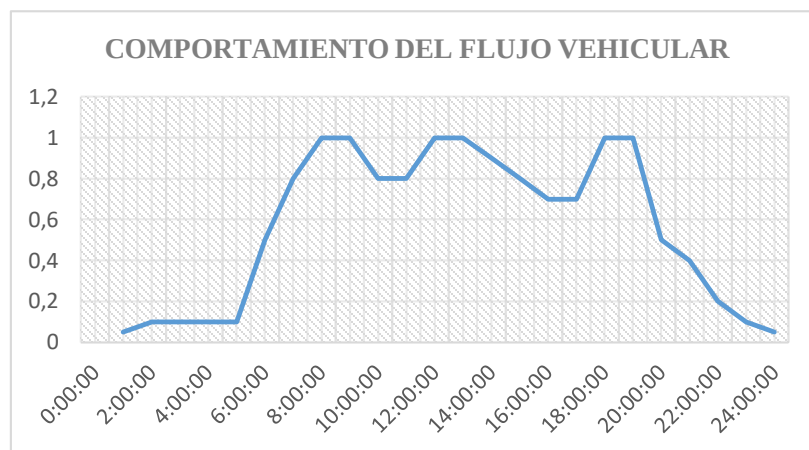


Figura 5.3 Comportamiento del flujo vehicular del tramo

Fuente: Elaboración propia

La composición del tránsito promedio diario anual (TPDA) por tipo de vehículo, habiendo aplicado el criterio de expansión vehicular quedó conformado como se muestra en la tabla 5.6

Tabla 5.6 Transito promedio diario anual por tipo de vehículo

Tipo de vehículo	V.H.M.D.	% V.H.M.D.	T.P.D.A.
Motocicletas	140,00	61,947	1918,00
Automóviles	33,00	14,602	452,10
Trufis, Camionetas y Otros	35,00	15,487	479,50
1RS-2RS	1,00	0,442	13,70
1RS-1RD	12,00	5,310	164,40
1RS-2RD	4,00	1,770	54,80
1RS-2RD-3RD	1,00	0,442	13,70
TOTAL (Veh.)	226,00	100,000	3096,20

Fuente: Elaboración propia

El transito promedio diario anual es entonces:

$$T.P.D.A. = 3096 \text{ Veh. /día}$$

5.2.2 Período de Diseño

El término de período de diseño es algunas veces considerado sinónimo del “término período de análisis de tráfico”, dado que el tráfico muy probablemente no puede ser supuesto con precisión por un período muy largo, el período de diseño de 20 años es el comúnmente empleado en el procedimiento de diseño de pavimentos.

5.2.3 Índice de Serviciabilidad

Es el valor que indica el grado de confort (comodidad), que tiene la superficie del pavimento para el desplazamiento natural y normal de un vehículo, en otras palabras, un pavimento en perfecto estado se le asigna un valor de serviciabilidad inicial que depende del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción y un pavimento en franco deterioro o con un índice de serviciabilidad final que depende de la categoría del camino, según el método de diseño AASHTO estos valores son los siguientes:

Serviciabilidad inicial

$P_o = 4.5$ para pavimentos rígidos

$P_o = 4.2$ para pavimentos flexibles

Serviciabilidad final

$P_t = 2.5$ o más para caminos principales

$P_t = 2.2$ para caminos de tránsito menor

Los valores adoptados correspondientes al tipo y la categoría de la vía son:

✓ Índice de serviciabilidad inicial $P_o = 4.2$

✓ Índice de serviciabilidad final $P_t = 2.0$

La diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial y el índice de serviciabilidad final se define como la pérdida de serviciabilidad:

$$\Delta PSI = P_o - P_t \quad \text{Ec. (1)}$$

Reemplazando los valores en la ecuación, la pérdida de serviciabilidad es:

$$\Delta PSI = 4.2 - 2.0$$

$$\Delta PSI = 2.2$$

5.2.4 Factor equivalente de Carga (LEF)

Siguiendo el concepto de la AASHTO, el LEF (Load Equivalent Factor), es aquel que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad del pavimento causada por el eje estándar de 80 KN (18 kips) y la pérdida de serviciabilidad equivalente producida por una determinada carga 'X' de un mismo tipo de eje. Este factor permite determinar los ESAL's (Equivalent Single Axle Load-Ejes equivalentes de carga) por tipo de eje, aplicando los factores equivalentes de carga, que se muestran en (Anexo G.2), según el método de la AASHTO, para determinar los valores de los factores equivalentes de carga se requiere asumir el Numero Estructural (SN).

Habiendo asumido el valor del numero estructural (SN = 5), se tiene los valores de los factores equivalentes de carga para cada tipo de vehículo según el número de ejes, los cuales se muestran en la tabla 5.7.

Tabla 5.7 Factores equivalentes de carga

Tipo de vehículo	Numero de Ejes	Tipo de Peso por Eje			LEF
		Eje simple	Eje Tándem	Eje Tridem	
Motocicletas	2	1			0.0001
Automóviles	2	4			0.0002
Trufis, Camionetas y Otros	2	7			0.0105
1RS-2RS	2	15			0.471
			22		0.134
1RS-1RD	2	15			0.471
		24			3.40
1RS-2RD	2	15			0.471
			40		2.16
1RS-2RD-3RD	3	15			0.471
			40		2.16
				55	1.8

Fuente: Elaboración propia

5.2.5 Eje Equivalente de Carga (ESAL'S)

Se refiere a la transformación de ejes de un tránsito mixto que circula por una vía a ejes equivalentes de 18 kips (8.2Ton), en el carril de diseño durante la vida útil del pavimento.

Mediante el producto del factor de equivalencia de carga (LEF) tabla 5.7 y los valores del tránsito promedio diario anual (TPDA) acumulados durante el periodo de diseño, se obtiene el valor del eje equivalente de carga (ESAL), la cual se muestra en la tabla 5.8 para cada tipo de vehículo considerados en el diseño.

Tabla 5.8 Ejes equivalentes de carga (ESAL's)

TIPO DE VEHICULO	TPDA	LEF	ESAL
Motocicletas	1918,00	0.0001	0.1918
Automóviles	452,10	0.0002	0.09042
Trufis, Camionetas y Otros	479,50	0.0105	5.03475
1RS-2RS	13,70	0.471	6.4527
		0.134	1.8358
1RS-1RD	164,40	0.471	77.4324
		3.40	558.96
1RS-2RD	54,80	0.471	25.8108
		2.16	118.368
1RS-2RD-3RD	13,70	0.471	6.4527
		2.16	29.592
		1.8	24.66

Fuente: Elaboración propia

5.2.6 Factor Camión

Para expresar el daño que produce el tráfico, en términos del deterioro que produce un vehículo en particular, hay que considerar la suma de los daños producidos por cada eje de cada tipo de vehículo.

De este criterio nace el concepto de Factor de Camión, la cual se define como el número de ESAL's entre el número de camiones (ver Ec. 2), el número de camiones corresponde al tránsito promedio diario anual (TPDA) por cada tipo de vehículo.

$$Factor\ Camion = \frac{No\ de\ ESAL's}{No\ de\ Camiones} \quad Ec. (2)$$

Este factor puede ser calculado para todos los vehículos como un promedio de una determinada configuración de tráfico o para cada tipo de camiones o vehículos como se muestra en la tabla 5.9.

Tabla 5.9 Factor camión

TIPO DE VEHICULO	T.P.D.A.	ESAL	Factor Camión
Motocicletas	1918,00	0.1918	0.0001
Automóviles	452,10	0.09042	0.0002
Trufis, Camionetas y Otros	479,50	5.03475	0.0105
1RS-2RS	13,70	6.4527	0.635
		1.8358	
1RS-1RD	164,40	77.4324	3.871
		558.96	
1RS-2RD	54,80	25.8108	2.631
		118.368	
1RS-2RD-3RD	13,70	6.4527	4.431
		29.592	
		24.66	

Fuente: Elaboración propia

5.2.7 Factor de Crecimiento

Este factor es un valor de proyección del tráfico en el tiempo y que está en función de la tasa de crecimiento y el periodo de diseño determinado y se utilizó el factor expresado en la siguiente fórmula.

$$FC = \frac{(1+G)^{n-1}}{g} \quad Ec. (3)$$

Donde:

FC = Factor de Crecimiento Anual

n = Vida Útil en años

g = Tasa de crecimiento anual en %

Para determinar la tasa de crecimiento anual se tomó los valores de la tabla de “factores de crecimiento” que se muestran en Anexo G.3, que dependen del periodo de diseño, de acuerdo a la demanda que presenta cada tipo de vehículo, como los que se muestran en la tabla 5.10.

Tabla 5.10 Factor de crecimiento

TIPO DE VEHICULO	% Tasa de Crecimiento	Factor de crecimiento
Motocicletas	7%	41.00
Automóviles	6%	36.79
Trufis, Camionetas y Otros	5%	33.06
1RS-2RS	2%	24.30
1RS-1RD	4%	29.78
1RS-2RD	4%	29.78
1RS-2RD-3RD	2%	24.30

Fuente: Elaboración propia

5.2.8 Tránsito de Diseño ESAL'S (TD)

El tránsito de diseño es el valor que representa la cantidad total de vehículos que transitará por la vía durante el periodo de diseño, este valor se obtiene mediante el producto del Transito Promedio Diario Anual con los valores del factor de Crecimiento obtenidos en la tabla 5.10 por 365 días del año, tal como se expresa en la Ec. (4).

$$TD = TPDA * FC * 365 \quad \text{Ec. (4)}$$

Los datos obtenidos del tránsito de diseño se muestran en la tabla 5.11, para cada tipo de vehículo.

Tabla 5.11 Tránsito de diseño

TIPO DE VEHICULO	TPDA	Factor de crecimiento	Tránsito de Diseño
Motocicletas	1918,00	41.00	28702870
Automóviles	452,10	36.79	6069614.20
Trufis, Camionetas y Otros	479,50	33.06	5780045.10
1RS-2RS	13,70	24.30	124173.00
1RS-1RD	164,40	29.78	1782630.8
1RS-2RD	54,80	29.78	597833.5
1RS-2RD-3RD	13,70	24.30	124173.00

Fuente: Elaboración propia

5.2.9 Distribución Direccional D_D

Es el factor del total del flujo vehicular registrado mediante el aforo vehicular, en la mayoría de los casos este valor es de 0.5, ya que la mitad de los vehículos va en una dirección y la otra mitad en la otra dirección, sin embargo; la guía para el diseño de estructuras de pavimento AASHTO presenta los valores del factor de distribución por dirección las cuales dependen del número de carriles que presenta la vía (Ver tabla 5.12)

Tabla 5.12 Factor de distribución por dirección

Número de carriles en ambas direcciones	LD^{10}
2	0.50
4	0.45
6 o mas	0.40

Fuente: Guía para el diseño de pavimento, AASHTO, 1993

En este caso se tiene una vía con dos carriles cada una en una dirección por lo que la distribución será:

$$D_D = 0.50$$

5.2.10 Distribución Por Carriles D_i .

El carril de diseño es aquel que recibe mayor número de ESAL's. Para un camino de dos carriles, cualquiera de las dos puede ser el carril de diseño, ya que el tránsito por dirección forzosamente se canaliza por ese carril. La AASHTO recomienda los siguientes porcentajes en función de números de carriles por cada dirección expuesto en la tabla 5.13

Tabla 5.13 Factores de distribución carril

Número de carriles en cada dirección	Porcentaje de ejes de 18000lb o 8.2 ton (ESAL) en el carril de diseño.
1	1.0
2	0.8 – 1.0
3	0.6 – 0.8
> 4	0.5 – 0.75

Fuente: Guía para el diseño de pavimento, AASHTO, 1993

De acuerdo a la tabla 5.13, la vía presenta dos carriles, cada carril con 1 dirección por lo que el factor de distribución por carril es:

$$D_i = 1.0$$

5.2.11 Numero de Ejes Equivalentes (ESAL's)

El número de ejes equivalentes (ESAL's) es el número obtenido que representa al total de ejes equivalentes de todos los carriles y ambas direcciones de viaje, por lo que se debe distribuir por dirección y por carril (D_D , D_i).

La ecuación para determinar el número de ejes equivalentes es la siguiente:

$$W_{18} = \sum_{i=1}^m [(TD * Factor Camion) * D_D * D_i] \quad \text{Ec. (5)}$$

Tabla 5.14 Número de ESAL's

TIPO DE VEHICULO	Tránsito de Diseño	Factor Camión	Nº de ESAL's
Motocicletas	28702870	0.0001	2870.29
Automóviles	6069614.20	0.0002	12139.23
Trufis, Camionetas y Otros	5780045.10	0.0105	60690.47
1RS-2RS	124173.00	0.635	78849.86
1RS-1RD	1782630.8	3.871	6900563.83
1RS-2RD	597833.5	2.631	1572899.94
1RS-2RD-3RD	124173.00	4.431	550210.56
Σ No de ESAL's			9178224.17
Distribución Direccional			0.50
Distribución por Carril			1.00
ESAL's de Diseño (W₁₈)			4589112.09

Fuente: Elaboración propia

El ESAL's de diseño es entonces:

$$\text{ESAL's} = 4.589.112.09 \text{ ejes equivalentes de 18 kips en el carril de diseño}$$

5.2.12 Variables para el diseño

La determinación del número estructural mediante el método de diseño de la AASHTO se lo realiza con la siguiente ecuación:

$$\text{Log}W_{18} = Z_R * S_0 + 9.36 * \text{Log}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \frac{(\Delta PSI)}{4.2-1.5}}{0.40 + \frac{1.094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \text{Log}M_R - 8.07 \quad \text{Ec. (6)}$$

Donde:

W18 = Tráfico equivalente o ESAL's.

ZR = Factor de desviación normal para un nivel de confiabilidad R

So = Desviación estándar

ΔPSI =Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado

MR = Módulo de resiliencia efectivo de la Subrasante

SN = Número estructural.

Esta ecuación, por su complejidad se resuelve mediante iteraciones sucesivas para despejar la variable SN que corresponde al número estructural del pavimento.

5.2.12.1 Confiabilidad R

La guía para el diseño de estructuras de pavimento, AASHTO recomienda distintos niveles de confiabilidad en base a la clasificación funcional de las vías tal como se muestra en la tabla 5.15.

Tabla 5.15 Clasificación funcional de vías

Clasificación Funcional	Urbana	Rural
Interestatal y otras autopistas	85.0 – 99.9	80.0 – 99.9
Arterias principales	80.0 – 99.0	75.0 – 95.0
Colectores	80.0 – 95.0	75.0 – 95.0
Rutas locales	50.0 – 80.0	50.0 – 80.0

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimento, AASHTO, 1993

De acuerdo a la clasificación que se muestra en la tabla 5.15, la vía de estudio pertenece a una red colectora – urbana, entonces el valor de confiabilidad asignado es de 80.

5.2.12.2 Factor de Desviación Estándar Normal Zr

Esta variable define que, para un conjunto de variables (espesor de las capas, características de los materiales, condiciones de drenaje, etc.) que intervienen en un pavimento, el tránsito que pueda soportar el mismo a lo largo de un periodo de diseño sigue una ley de distribución normal. Y por medio de la tabla 5.15, con dicha distribución se obtiene el valor de Zr en función de un nivel de confiabilidad R.

Tabla 5.16 Valores de ZR, en función de la confiabilidad R

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

Fuente: Guía para el Diseño de Pavimentos, AASHTO, 1993

Para el cálculo del diseño, se tomó una confiabilidad del 80% y una desviación estándar correspondiente de $Z_r = -0.841$, debido a la categoría de la vía que en este proyecto se asumió como colectora.

5.2.12.3 Error Standard So.

Es un variable que refleja la incertidumbre de los parámetros de diseño adoptado, principalmente con relación a la proyección de tráfico y a la estimación del desempeño de la vía (índice de serviciabilidad).

De acuerdo a la guía de diseño AASHTO-93, este valor se encuentra en el rango de 0.40 - 0.50, que para nuestro caso se asumió:

$$S_o = 0.45$$

5.2.12.4 Capacidad Portante (C.B.R.)

La capacidad portante de los materiales, esta expresado en el ensayo de CBR (California Bearing Ratio) según la AASHTO T-93, que en las obras viales es la más utilizada y económica de realizar, en este sentido se optó por un CBR de diseño.

De acuerdo al método aplicado AASHTO – 93 solo se tomó el CBR en estado saturado que se lo simula en laboratorio, por lo tanto, se elaboró el diseño con estos valores. de acuerdo a las características de los suelos del estudio geotécnico en los cuales se aplicó el estadígrafo percentil acorde al número de ejes equivalentes tal como recomienda el Instituto del Asfalto de los Estados Unidos (ver tabla 5.17).

Tabla 5.17 Estadígrafo percentil

Ejes Equivalentes de Carga - ESAL's	Porcentaje a seleccionar
< 10.000	60
10.000 – 1.000.000	75
> 1.000.000	87.5

Fuente: Guía para el Diseño de Pavimentos, AASHTO, 1993

5.2.12.5 Determinación del CBR de diseño

En el diseño del presente proyecto el CBR de diseño se tomó el valor correspondiente al grado de compactación del 95% de la densidad máxima (AASHTO-T-180), porcentaje que es estandarizado en obras viales.

De acuerdo a los datos obtenidos en laboratorio, el valor del CBR de diseño a 87.5 percentil es igual a:

$$CBR_{subrasante} = 4.38$$

$$CBR_{subbase} = 58.35$$

$$CBR_{base} = 61.42$$

5.2.12.6 Módulo Resiliente (MR)

El módulo resiliente es la capacidad portante de la fundación del pavimento desde la perspectiva de la deformación elástica del material de la fundación en respuesta a aplicaciones (cíclicas) de cargas menores que la carga de falla, este parámetro se mide aplicando distintos procedimientos, ya sea mediante datos de deflectometría en campo o ensayos de laboratorio.

Puesto que no se cuenta con equipos que permitan la determinación en laboratorio del módulo resiliente. La ecuación 7 correlaciona el CBR con el Mr.

$$M_r = 2555 * CBR^{0.64}$$

Donde Mr. está en PSI (libra /pulgada²)

Reemplazando los valores del CBR obtenidos en campo en la ecuación 7 se tiene que:

$$MR_{subrasante} = 6575.58 \text{ PSI}$$

$$MR_{subbase} = 34487.13 \text{ PSI}$$

$$MR_{base} = 35637.66 \text{ PSI}$$

5.2.13 Determinación del número estructural SN requerido

El numero estructural requerido se obtiene por medio del ábaco que se muestra en figura 5.4, las variables para determinar el número estructural del diseño son los siguientes:

- ✓ Cantidad estimada de ejes equivalentes (ESAL's)
- ✓ Confiabilidad (R)
- ✓ Error estándar
- ✓ Módulo de resiliencia de la subrasante
- ✓ Perdida de serviciabilidad

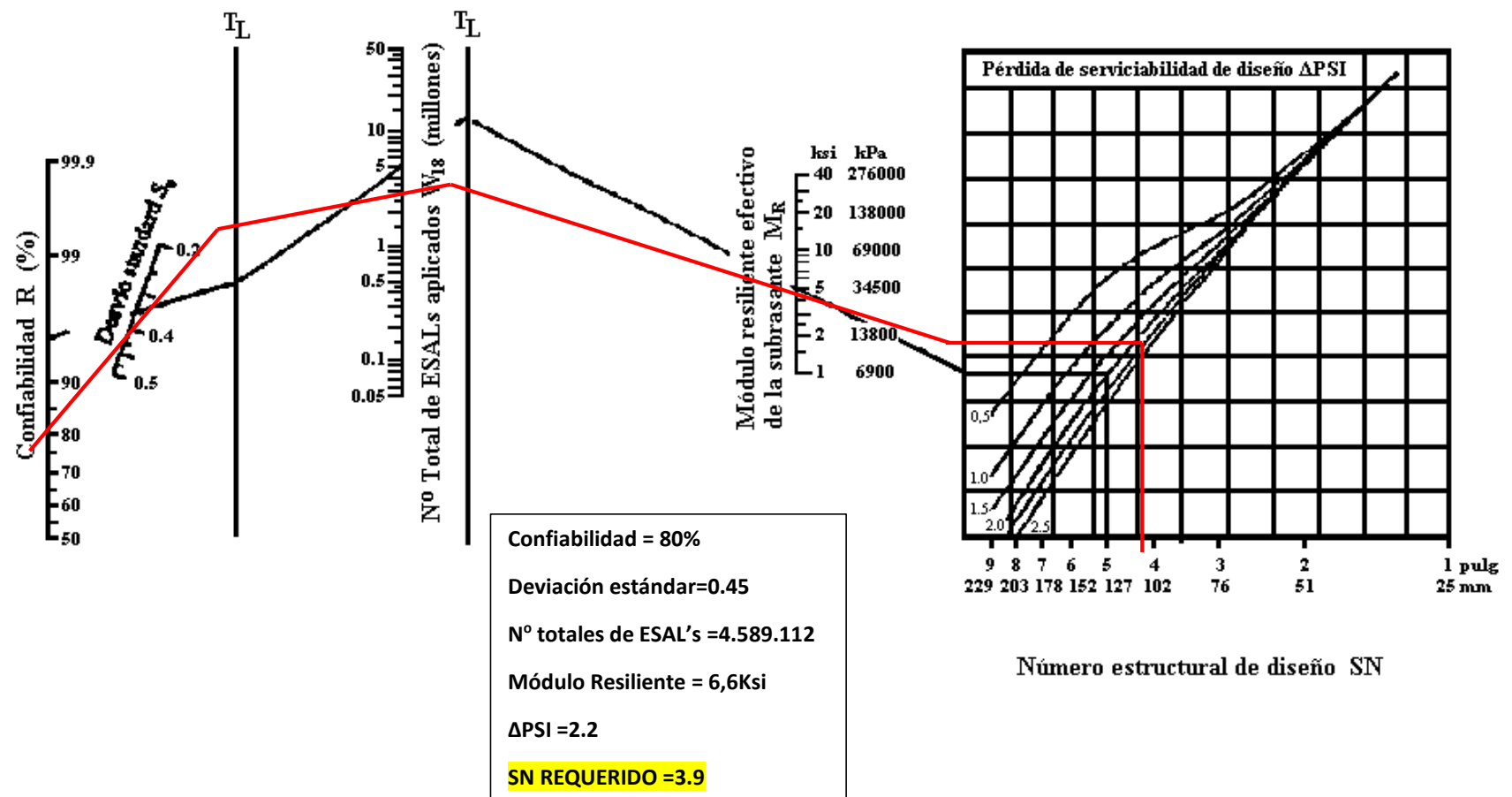


Figura 5.4 Nomograma para el diseño del numero estructural requerido

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimento, AASHTO, 1993

5.2.14 Determinación del SN alcanzado

Mediante la aplicación de la ecuación (6), habiendo realizado las iteraciones correspondientes en dicha ecuación, hasta obtener el SN alcanzado, se tiene los valores del número estructural SN expresados en la tabla 5.18.

Tabla 5.18 Numero estructural alcanzado

Nº	CAPA	SN
1	Carpeta de Rodadura	1,8
2	Base	2,2344
3	Sub-base	4,0044

Fuente: Elaboración propia

Estos valores son utilizados para el cálculo de los espesores de las capas del pavimento.

5.2.14.1 Coeficiente de drenaje (m)

El valor del coeficiente de drenaje está dado por dos variables que son:

- a) La calidad del drenaje, que viene determinado por el tiempo que tarda el agua infiltrada en ser evacuada de la estructura del pavimento
- b) La exposición a la saturación, que es el porcentaje de tiempo durante el año en que un pavimento está expuesto a niveles de humedad que se aproximan a la saturación.

“Los coeficientes de drenaje sólo son aplicables a las capas base y sub-base no tratadas. El posible efecto del drenaje en la superficie de una pista de concreto y en cualquier otra capa estabilizada no se considera, es decir que se adopta un valor $m = 1$ ”. (AASHTO,1993)

Aplicando el concepto de la AASHTO para la determinación del coeficiente de drenaje, según la tabla 5.18 correspondiente al porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación para una calidad de drenaje buena, el coeficiente de drenaje es entonces $m = 1$.

Tabla 5.19 Coeficiente de drenaje

Calidad de Drenaje	% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	Menos de 1%	1 - 5%	5 – 25%	Más de 25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Bueno	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.10	1.00
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy Pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimento, AASHTO, 1993

5.2.14.2 Coeficiente estructural (a)

1) Capa de rodadura

Los bloques de losetas son elementos contruidos con material pétreo, cemento y arena, pudiendo tener varias formas, todas ellas regulares, y que son colocados sobre una cama de arena de 3 a 5 centímetros de espesor, la que tiene como función primordial absorber las irregularidades que pudiera tener la base, proporcionando a los adoquines una comodidad adecuada y ofreciendo una sustentación y apoyo uniforme en toda su superficie. Además, sirve para drenar el agua que se filtra por las juntas, evitando que se dañe la base.

El espesor de la loseta es estándar de 10 cm (4 pulgadas), tal como indica el método AASHTO ilustrado en el manual centroamericano (p.107), por tanto, el numero estructural de la capa de rodadura (SN1), ya está dado por:

$$D1 = 4 \text{ plg.}$$

$$a1 = 0.45$$

para determinar el coeficiente estructural D1 se tiene la ecuación (8).

$$SN1 = D1 * a1 \quad \text{Ec. (8)}$$

Reemplazando los valores en ecuación 8:

$$SN1 = 4 * 0.45$$

$$SN1 = 1.8$$

$$SN1 = SN \text{ real}$$

2) Base Granular (suelo – cemento)

El coeficiente estructural para el caso de la capa base estabilizada con cemento, se determina a partir del Módulo Resiliente el cual se obtiene del nomograma para bases estabilizadas de la AASHTO (Ver anexo G.4)

Donde:

$$a2 = 0.17$$

Para determinar el coeficiente estructural D2 se tiene la siguiente ecuación:

$$D2 = \frac{SN2 - SN1}{a2 * m2} \quad \text{Ec. (9)}$$

Remplazando valores en la ecuación 9:

$$D2 = \frac{2.2693 - 1.8}{0.17 * 1}$$

$$D2 = 2.56 \text{ plg}$$

Asumimos: 3 plg

Entonces SN real:

$$SN2 \text{ real} = a2 * m2 * D2$$

$$SN2 \text{ real} = 0.17 * 1 * 3$$

$$SN2 \text{ real} = 0.51$$

3) Sub-base Granular

Para obtener el coeficiente estructural se determina a partir del Módulo Resiliente el cual se obtiene del nomograma para sub-bases granulares de la AASHTO (Ver Anexo G.5)

Donde:

$$a_3 = 0.13$$

Para determinar el coeficiente estructural D_3 se tiene la siguiente ecuación:

$$D_3 = \frac{SN_3 - (SN_1 + SN_2)}{a_3 * m_3} \quad \text{Ec. ((10))}$$

Reemplazando Valores:

$$D_3 = \frac{4.0602 - (1.8 + 0.51)}{0.13 * 1}$$

$$D_3 = 13.46 \text{ plg.} \quad \text{Asumimos: 13 plg}$$

Entonces SN real:

$$SN_3 \text{ real} = a_3 * m_3 * D_3$$

$$SN_3 \text{ real} = 0.13 * 1 * 13$$

$$SN_3 \text{ real} = 1.69$$

4) Verificación

Como verificación la sumatoria de los números estructurales reales ($SN_1 + SN_2 + SN_3$), debe ser Mayor o igual al número estructural requerido, es decir:

$$SN_1 + SN_2 + SN_3 \geq SN \text{ Req.}$$

$$1.8 + 0.51 + 1.69 \geq 3.9$$

$$4.00 \geq 3.9$$

SN requerido cumple

5.3 RESULTADOS

Una vez aplicado los conceptos y la metodología de la “guía de diseño de estructuras de pavimentos de la AASHTO-93” y habiendo cumplido con los parámetros exigidos por el método, se determinó los espesores de la carpeta estructural como se muestra en la tabla 5.19.

Tabla 5.19 Espesores de la carpeta estructural del pavimento articulado

Material	Espesor	
	(Plg)	(cm)
LOSETA	4	10
CAMA DE ARENA	2	5
CAPA BASE (suelo-cemento)	3	10
CAPA SUBBASE	13	30
TOTAL	22	55

Fuente: Elaboración propia

Según el diseño realizado, los espesores obtenidos cumplen con la norma AASHTO-93, existiendo una diferencia en el espesor de la capa subbase de 10 cm, en comparación con el diseño realizado por el proyectista mediante el método de la PCA (Portland Cement Association) como se observa en la figura 5.5.

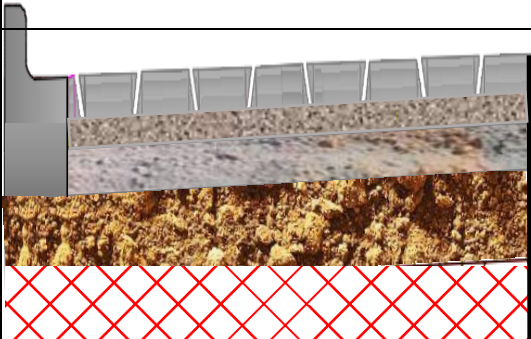
Paquete estructural	Capa	Método AASHTO	Método PCA
		Espesor (m)	Espesor (m)
	Capa de rodadura	0.10	0.10
	Cama de arena	0.05	0.05
	Base (Suelo cemento)	0.10	0.10
	Sub base granular	0.30	0.20
	Subrasante	-	-

Figura 5.5 Paquete estructural del pavimento articulado

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

De acuerdo a los objetivos planteados se considera que el análisis, control y seguimiento del proyecto: Enlosetado de vías Cobija tramo: Terminal – Maestranza” se cumplió a un 100%, los procesos constructivos, criterios adoptados, seguimiento al avance de la obra. Durante la ejecución del proyecto se aplicó los conocimientos adquiridos en la formación académica, en conformidad al “supervisor asignado”, se concluye que:

1. Se analizó la documentación correspondiente del proyecto (planos, especificaciones técnicas y el cronograma de ejecución), con el fin de dirigir el proceso constructivo mediante las limitaciones estipuladas en los documentos, en base a datos iniciales y finales del proyecto se tiene:

	DATOS INICIALES	DATOS EJECUTADOS
Monto:	10.206.497,56 Bs.	7.589.621,53 Bs.
FECHA DE INICIO:	01 de agosto de 2017	18 de septiembre de 2017
FECHA DE ENTREGA:	03 de abril de 2018	05 de octubre de 2018
PARALIZACIÓN:	-	60 días
PLAZO DE EJECUCIÓN:	250 días calendario	313 días calendario
ANCHO DE CALZADA:	8,50metros	8,50 metros
LONGITUD DEL TRAMO:	2.040 metros	2.036 metros

Según el avance del proyecto el monto ejecutado del proyecto no alcanzó el monto referencial, debido a los cambios y modificaciones realizadas en las actividades contempladas en el proyecto .

			DATO INICIAL	DATO EJECUTADO
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND.	CANT.	CANT.
01.	ENLOSETADO			
1	ENLOSETADO (INCL. PROVISION)	M2	20.200,00	17.313,00
2	EXCAVACION MANUAL P/ VIGAS DE CONF. Y CORDONES	M3	269,76	100,04
3	PROV. Y COL. DE VIGAS DE CONFINAMIENTO H° A°	ML	910,00	374,00
4	PROV. Y COLOCADO DE CORDON CUNETA H° A°	ML	2.100,00	2.593,00
5	CORDON DE CONCRETO DE 50*20 CM H°	ML	2.600,00	1.479,00
02.	MOVIMIENTO DE TIERRAS			
1	MOVIMIENTO DE TIERRA C/EQUIPO PESADO CORTE DT=500MT	M3	8.737,00	8.736,98
2	PERFILADO RELLENO Y COMPACTADO C/MATERIAL SELECCIONADO	M3	6.888,00	6.887,47
3	PROV. Y COLOCADO SUB BASE CON MATERIAL CLASIFICADO	M3	4.040,00	4.275,60

4	PROV. Y COLOCADO BASE CON MATERIAL CLASIFICADO	M3	2.020,00	1.934,20
03.	DRENAJES			
5	EXCAVACION CON MAQUINARIA - RETROEXCAVADORA	M3	172,50	457,74
6	BOCA DE TORMENTA H° A° CON CANAL PARA REJILLA	PZA	10,00	No ejecutado
7	CAMARA PLUVIAL H°A°	PZA	6,00	7,00
8	CONTRAPISO DE LADRILLO GAMBOTE PARA BADEN	M2	270,00	No ejecutado
9	CONST. DE BADEN DE H° A°	PZA	12,00	No Ejecutado
10	TENDIDO DE TUBERIA DUO PEAD 400MM (INCL.PROV.)	ML	115,00	49,00
11	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL PARA ALCANTARILLA	M3	262,20	145,73
04.	OBRAS COMPLEMENTARIAS			
17	LETRERO DE OBRAS SEGUN DISEÑO	PZA	2,00	-
18	REPLANTEO Y CONTROL	M2	20.200,00	17.313,00
19	SEÑALIZACION HORIZONTAL	M2	1.280,00	2.600,00
20	SEÑALIZACION VERTICAL	PZA	30,00	7,00
05.	ITEMS NUEVOS			
21	ALCANTARILLA DE H° A°	M3	-	78,89
22	CANAL DE H° A°	M3	-	41,30

Las actividades contempladas en “drenajes” no ejecutadas, fueron modificadas, en base al análisis realizado donde se determinó que las construcciones de badenes no cumplen al 100% con su funcionalidad, por tanto, se resolvió realizar la construcción de alcantarillas y canales de H° A° en los puntos requeridos según la topografía del terreno.

2. Se realizó el cálculo de volúmenes de movimiento de tierra mediante el método de las secciones a partir del plano de perfiles transversales del proyecto, obteniendo un el volumen real de corte de 8.736,98 m³ y el volumen de relleno de 6.887,46 m³.
3. Se verificó los criterios para el control de calidad de suelos en la conformación de las capas de paquete estructural del pavimento, estipulados en el pliego de las especificaciones técnicas del proyecto y en base a las normativas vigentes donde se comprobó que para alcanzar el CBR y la resistencia mínima requerida en la conformación de las capas subbase y base suelo – cemento, en suelos de tipo A-4(0) la cantidad mínima de cemento fue de 3% de la densidad máxima del suelo habiendo alcanzado un CBR de 66.69% para subbase y en suelos de tipo A-2-4(0) el 6% de cemento obteniendo un CBR de 22.89% para subbase.
4. Según antecedentes apreciados en la ciudad de Cobija, las construcciones de badenes no cumplen al 100% con su funcionalidad, debido a que los suelos de nuestra ciudad son sedimentarios, por lo que se determinó realizar modificaciones en las actividades programadas para la construcción de drenajes, mediante un sistema de drenaje que se

adecuen al relieve y topografía del proyecto para terrenos ondulados con pendientes entre 2 % y 15%.

5. Se verificó el control de calidad del hormigón en la elaboración de losetas hexagonales, adecuadas en base a la norma ASTM C78, donde se comprobó que la dosificación empleada satisface en un 60% a los requerimientos estipulados en las especificaciones técnicas del proyecto habiendo alcanzado un valor promedio de 4 MPa del total de ensayos realizados.
6. Se elaboró planillas de medición en campo de las distintas actividades ejecutadas, (planillas de control de horas máquina, materiales, mano de obra, equipos y herramientas).

De acuerdo a las planillas y seguimiento al avance físico y financiero del proyecto, se consolida que la inversión fue de Bs 7.589.621,53, contempladas en un área de trabajo de 21.378 m², determinando que el precio unitario para la ejecución del proyecto enlosetado de vías Cobija tramo: “Terminal – Maestranza” fue de 392.39 Bs/m², dato referencial para la ejecución de proyectos con características similares.

7. Se realizó el rediseño del paquete estructural del pavimento articulado, con datos obtenidos en campo mediante el método de la AASHTO-93, realizando un análisis comparativo de los resultados obtenidos, donde se muestra una diferencia de 10 cm en el espesor de la capa subbase, con respecto al espesor ejecutado en el proyecto, a partir de este dato, se considera que la diferencia del espesor obtenido de la capa subbase afectará la vida útil estimada del pavimento, presentando paulatinamente deterioros prematuros en el pavimento articulado lo que generará costos periódicos de mantenimiento.

6.2. RECOMENDACIONES

1. Al no contar con parámetros de control de calidad normados en Bolivia para losetas hexagonales, se recomienda adecuar el método de ensayo de resistencia a la flexión de probetas prismáticas ASTM C78 para pavimento rígido. Efectuado en el proyecto donde se obtuvo resultados precisos que cumplen con los requisitos de calidad, detallados en el presente documento.
2. Para poder obtener el mayor rendimiento del equipo pesado adecuado que se va a emplear en la conformación de las capas estructurales del pavimento, se requiere conocer las propiedades del material que se va utilizar ya que de ellas depende en gran medida la eficiencia del equipo.
3. Se recomienda efectuar el cambio de material en la capa sub-base y base, en áreas donde el pavimento articulado presente deformaciones, a causa de los resultados bajos obtenidos en cuanto a los ensayos de densidad en campo, con el fin de prolongar el funcionamiento y la vida útil del pavimento articulado. De acuerdo al control de calidad realizado se recomienda utilizar el tipo de suelo A-2-4 para la capa sub-base y el tipo de suelo A-4(0) con 3% de cemento para la capa base, ya que son materiales que cumplen con las exigencias requeridas en las especificaciones técnicas para la conformación de las capas sub-base y base tratada con cemento.
4. Debido a que el 40% de los ensayos realizados en la elaboración de losetas hexagonales, no cumplieron con la resistencia a la flexión mínima requerida de 3.5MPa., se recomienda verificar periódicamente el comportamiento del enlosado, en caso de que estas presenten fracturas prematuras y/o desgaste superficial, proceder a retirar las piezas y reemplazar por piezas que cumplan con la resistencia mínima requerida.
5. Dado a los resultados bajos obtenidos de los ensayos de resistencia a la compresión en los elementos de confinamiento interno y externo, se recomienda realizar la reconstrucción de los elementos con la dosificación adecuada que cumpla con la resistencia mínima requerida (17.5Mpa) y estipulada en las especificaciones técnicas, en caso de que estas presenten fracturas y/o fallas.

BIBLIOGRAFIA

1. Administradora Boliviana de Carreteras, Manual de Carreteras V1 "DISEÑO GEOMETRICO"
2. American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO, 1993.
3. Corredor, G. "Experimento Vial de la AASHO y las Guías de Diseño AASHTO".
4. Coronado J., "Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos" ,2002.
5. Administradora Boliviana de Carreteras ABC, "Manual de Ensayos de Suelos y Materiales V4".
6. Corea y Asociados S.A, "Manual para la revisión de diseños de pavimentos", 2008.
7. Norma Técnica Colombiana, (2004), "Losetas de concreto para pavimentos"
8. Ficha Técnica CONCRETEC, 2015.
9. Gómez B. E., "Ingeniería de pavimentos para carreteras", 2002.
10. Trillas, "Manual del residente de obra", 2007.
11. Ministerio de Obras Públicas y Vivienda, "Guía de Supervisión de Obras", 2016.